

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Mouloud MAMMERIE Tizi-Ouzou
FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT TRAVAUX PUBLICS



Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master en travaux publics

Option : Voies et ouvrages d'arts

THEME

Etude d'un pont à poutre béton précontraint par post tension situer dans la déviation RN25 commune souk Tlata PK 3+458.23

Présenté par :

M^{lle} BENTAHA Lina

M^{lle} MANSOURI Meriem

Sous la direction :

M^{me} HELLAL Ourida

Devant le jury composé de :

Présidente : M^{me} MILOUDI Nassima

Examineur : M.SAHOUI Hamza

Promotion : 2022/2023

Remerciement

Avant tout, Nous tenons à remercier dieu qui nous a donné le Courage et la volonté d'aller jusqu'ouï bout dans ce modeste travail.

Un Grand Merci s'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nos remerciements les plus distingués à notre encadreuse Mme HELLAL Ourida qui nous a donné de son temps, nous a honorés par sa direction et ses orientations.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du Jury Mme MILOUDI Nassima Et Mr SAHOU Hamza qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Sans oublier tout le personnel de l'ENGOA, pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et leur encouragement, particulièrement M^{me} SEDDIKI.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce travail.

Dédicace

*Je dédie cet humble travail à : Mes chers parents, mes deux
Perles qui m'ont soutenue, qui ont été pour moi le pilier
solide durant toutes les années de mes études, que Dieu les
garde et les Protège.*

*Une dédicace spéciale à la personne sans qui rien de tout ne
cela n'aurait été possible à Mon très cher époux Pilier de la
réussite de mon alternance qui m'a toujours soutenu,
encouragé et motivé.*

*A mes chères Sœurs Wissam, Mayssa, Anais
Mon frère Youcef*

*A mes beaux-parents, à Kamí et Younes sans oublier mon
beau-frère Mohend-Ali et sa femme Hamida et notre petit
ange Anis.*

*À toutes les personnes qui m'ont aidé pour l'achèvement de
ce travail.*

MANSOURI Meriem

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui je n'arrives pas à leur exprimer mon amour sincère.

A mes parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

A mes frères Marouane et Saïd en particuliers mon cher Yacine et sa femme Nesrine pour le gout à l'effort qu'ils ont suscité en moi, de leurs rigueurs.

A mon panda mon précieux offre de dieu qui n'as pas cessé de m'encourager et soutenir tout au long de mes études que dieu le protège et lui offre tout le bonheur du monde.

A tous mes amis (es) Wiwi, Nassima, Souad, Idir et Ramí et tous mes camarade(s) de la section.

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.

Lina

Résumé

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

L'ouvrage est situé dans la commune souk Tlata, Draa El Mizan dans la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie, située à 26 km au sud-ouest de Tizi-Ouzou et à 115 km au sud-est d'Alger, sa longueur totale est de l'ordre de 66.8 m.

L'objet de ce mémoire de fin d'études consiste à étudier l'ouvrage d'art. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant ce pont suivant les multiples actions : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023, ensuite les résultats obtenus ont été élaboré afin de dimensionner et de ferrailer les différents éléments constitutifs du pont.

Mot clé :

Pont à poutre en béton précontraint, post tension, dimensionnement, actions, ferrailage

Abstract

This thesis concerns the study of a post-tensioned concrete beam bridge.

The structure is located in the commune of Aït Yahia Moussa, Draa El Mizan in the wilaya of Tizi-Ouzou, Algeria, 26 km south-west of Tizi-Ouzou and 115 km south-east of Algiers, with a total length of 66.8 m.

The purpose of this thesis is to study the structure. In fact, a detailed study was carried out on the behavior of the various elements making up this bridge under multiple stresses : permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads, and accidental actions.

Numerical modelling and analysis was carried out using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 software, and the results obtained were then processed into models capable of describing, in an approximate way, the operation of the structure under different conditions, as well as the different elements making up the structure.

TABLES DE MATIERES

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION | 2 |
| I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE | 2 |
| I.2. BUT DE L'ETUDE | 2 |
| I.3. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE | 2 |
| I.4. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE | 3 |
| I.4.1. Superstructure : | 3 |
| I.4.2. Infrastructure | 3 |
| I.5. DONNEES FONCTIONNELLES | 4 |
| I.6. DONNEES NATURELLES | 5 |
| I.7. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX : | 7 |
| I.7.1. Béton | 7 |
| I.7.2. Armatures | 10 |
| INTRODUCTION : | 15 |
| II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS | 15 |
| II.1.1. La poutre : | 15 |
| A. Hauteur de la poutre hp | 15 |
| B. L'entre axe λ | 15 |
| C. Nombre de poutre N | 15 |
| D. Membrures supérieures | 16 |
| E. Talon : | 16 |
| F. Epaisseur de l'âme b0 | 16 |
| G. Le gousset | 17 |
| II.1.2. L'hourdis | 18 |
| A. Épaisseur de l'hourdis | 18 |
| II.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES POUTRES | 18 |
| ➤ La section brute | 18 |
| ➤ La section nette | 18 |
| II.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTION BRUTES | 20 |
| II.3.1. Poutre sans hourdis | 20 |
| II.3.2. Poutre avec hourdis | 21 |
| II.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS NETTES | 22 |
| INTRODUCTION | 23 |
| III.1. CALCUL DES CHARGES | 23 |

| | |
|---|----|
| III.1.1. Actions permanentes | 23 |
| III.1.2. Eléments porteurs : | 23 |
| A. Section équivalente de la poutre..... | 24 |
| III.2. Compléments des charges permanentes CCP : | 25 |
| III.3. EVALUATION DES SURCHARGE..... | 26 |
| III.3.1. Caractéristique du projet :..... | 26 |
| III.3.2. Calcul des surcharges (Charges d’exploitation) | 26 |
| III.3.3. Système de charges A:..... | 27 |
| III.3.4. Système de charges B (Surcharge BC) | 28 |
| III.3.5. Convoi Mc120..... | 29 |
| III.3.6. Charge exceptionnelle D240..... | 30 |
| INTRODUCTION | 31 |
| IV.1. PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT | 31 |
| IV.1.1. MODELE DE CALCUL | 31 |
| IV.1.2. Les cas de charge considérés..... | 32 |
| IV.1.3. Les étapes de modélisation | 32 |
| IV.1.4. Effort interne dans les poutres..... | 42 |
| INTRODUCTION : | 46 |
| V.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE | 46 |
| V.1.1. Ferrailage dans le sens transversal..... | 49 |
| V.1.2. Ferrailage longitudinal :..... | 54 |
| V.2. ETUDE DE L’ENTRETOISE D’ABOUT | 58 |
| V.2.1. Définition de l’entretoise d’about | 58 |
| V.2.2 Rôles des entretoises d’about : | 59 |
| V.2.3 Méthode numérique avec le logiciel ROBOT | 59 |
| V.3. FERRAILLAGE DE L’ENTRETOISE D’ABOUT..... | 60 |
| V.3.1. Ferrailage transversal :..... | 60 |
| V.3.2. Ferrailage longitudinale..... | 61 |
| V.3.3. Armatures transversales : | 62 |
| V.3.4. Armature de peau | 63 |
| INTRODUCTION | 64 |
| VI.1. HISTOIRE DU BETON PRECONTRAIT..... | 64 |
| VI.2. DEVELOPPEMENT DE LA PRECONTRAINTE PAR FREYSSINET | 64 |
| VI.3. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE..... | 65 |

| | |
|--|-----|
| VI.4. TYPES DE PRECONTRAINTE | 65 |
| VI.4.1. Précontrainte par post-tension | 65 |
| VI.5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE | 66 |
| VI.5.1. Précontrainte minimale..... | 66 |
| VI.6. CONTRAINTE LIMITE :..... | 67 |
| VI.7. CALCUL DE NOMBRE DES CABLES | 68 |
| VI.8. VERIFICATION DES SECTIONS | 69 |
| VI.9. VERIFICATION DES CONTRAINTE A LA MISE EN TENSION | 69 |
| VI.9.1. Contrainte limite : | 69 |
| VI.9.1.1. Vérification des contraintes en fibre supérieure | 70 |
| VI.9.1.2. Vérification des contraintes en fibre inférieure | 70 |
| VI.10. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE A L'ABOUT | 70 |
| VI.11. DISTRIBUTION CONSTRUCTIVE DES CABLES..... | 71 |
| VI.11.1. Disposition des câbles à l'about | 71 |
| VI.11.2. Disposition des câbles à l'extrados..... | 71 |
| VI.12. APPLICATION AU PROJET | 73 |
| VI.12.1. Câbles d'about (aux appuis) | 73 |
| VI.12.1.1. Tracé des câbles | 75 |
| VI.13. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES | 78 |
| VI.13.1. Composante de la précontrainte à la section d'appui | 78 |
| VI.14. PERTES ET DES CHUTES DES TENSIONS | 82 |
| VI.14.1. Pertes instantanées..... | 82 |
| VI.14.1.1. Pertes par frottement : | 82 |
| VI.14.1.2. Perte par recul d'ancrage | 83 |
| VI.14.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton..... | 93 |
| VI.14.1.4. Pertes instantanées totales | 96 |
| VI.14.2. Pertes différées | 98 |
| VI.14.2.1. Perte due au retrait du béton..... | 98 |
| VI.14.2.2. Perte due à la relaxation des aciers | 100 |
| VI.14.2.3. Pertes due au fluage..... | 102 |
| VI.15. PERTES DIFFEREES TOTALES ET TENSION FINALE PROBABLE | 104 |
| CONCLUSION..... | 106 |
| INTRODUCTION : | 107 |
| VII.1. CHOIX DE LA MORPHOLOGIE : | 107 |

| | |
|--|-----|
| VII.2. DIMENSIONEMENT DE LA CULEE | 108 |
| VII.2.1. Mur garde grève..... | 108 |
| VII.2.2. Dalle de transition | 108 |
| VII.2.3. Semelle..... | 109 |
| VII.2.4. Mur en retour..... | 109 |
| VII.2.5. Mur de front..... | 109 |
| VII.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE | 110 |
| VII.4. VERIFICATION DE LA STABILITE..... | 110 |
| VII.4.1. Vérification au glissement | 110 |
| VII.4.2. Vérification au renversement..... | 111 |
| VII.4.3. Tiers central (poinçonnement) | 111 |
| VII.5. ETUDE DES ELEMENTS DE LA CULEE..... | 111 |
| VII.5.1. Dalle de transition | 111 |
| VII.5.1.1. Ferrailage de la dalle de transition : | 113 |
| VII.5.2. Mur garde grève : | 115 |
| VII.5.2.1. Ferrailage de mur garde-grève | 117 |
| VII.5.3. Mur en retour..... | 119 |
| VII.5.3.1. Ferrailage mur en retour | 120 |
| VII.5.4. Mur de front : | 121 |
| VII.5.4.1. Ferrailages de mur frontal | 124 |
| VII.6. ETUDE DE LA SEMELLE : | 125 |
| VII.6.1. Caractéristique de la semelle | 125 |
| VII.6.2. Effort revenant à chaque pieu..... | 126 |
| VII.6.3 Ferrailage de la semelle : | 126 |
| VII.7. ETUDES DES PIEUX SOUS CULEE..... | 128 |
| VII.7.1. Actions sur les pieux..... | 128 |
| VII.7.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu | 130 |
| VII.7.3. Ferrailage des pieux..... | 132 |
| INTRODUCTION | 135 |
| VIII.1 Choix de type de pile : | 135 |
| VIII.2 Pré dimensionnement de la pile | 135 |
| A. Chevêtre : | 135 |
| B. Voile : | 136 |
| VIII.3 Etude du chevêtre : | 138 |

| | |
|---|-----|
| VIII.3.1 Etude de chevêtre en flexion simple | 138 |
| VIII.4 Application numérique..... | 139 |
| VIII.4.1 Poids propre du chevêtre et du voile | 139 |
| VIII.5 Evaluation des charges et surcharges : | 139 |
| VIII.6. Combinaison appliquée sur le chevêtre | 139 |
| VIII.7. Modélisation de la pile : | 140 |
| VIII.8. Ferrailage du chevêtre | 141 |
| VIII.8.1 Ferrailage longitudinal du chevêtre..... | 141 |
| VIII.9. Ferrailage de la pile : | 142 |
| VIII.9.1. Armatures verticales : | 142 |
| VIII.9.2. Armatures minimales de RPA 99 : | 143 |
| CONCLUSION GENERALE : | 145 |

Introduction générale

Dans le cadre du développement économique, une augmentation du nombre de véhicules en Algérie a été connue, cette augmentation a provoqué une insuffisance du réseau routier.

Élargir le réseau routier en construisant des ouvrages d'arts particulièrement les ponts est la solution pour satisfaire la circulation automobile.

Les Ouvrages d'art est une construction artificielle de génie civil de grande importance, liée à l'établissement et à l'exploitation des lignes de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art qui permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas on distingue : pont route, pont rail et pont canal.

Tels ouvrages sont qualifiés "d'art" parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie.

Le présent projet, nous a été confié par le bureau d'étude ENGOA en vue de l'obtention du diplôme MASTER en voies et ouvrage d'art. Il consiste en l'étude, pré dimensionnement et conception d'un pont à poutre en béton précontraint par post-tension situé à Souk Tlata dans la wilaya de Tizi-Ouzou au PK 3+458.23.

Notre travail a fait objet de huit (08) chapitres. Du premier au sixième chapitre sont consacrés pour l'étude de la superstructure répartis comme suit :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données fonctionnelles et naturelles de notre ouvrage ainsi que les matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des différents éléments constitutifs du tablier.

Le troisième chapitre porte sur la définition et le calcul des charges et des surcharges (permanentes et d'exploitations) que l'ouvrage va supporter.

Le quatrième chapitre contient la modélisation du tablier de notre ouvrage en utilisant le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL version 2023.

Le cinquième chapitre est consacré pour l'étude de la dalle et d'entretoise d'about.

Le sixième chapitre présente l'étude de la précontrainte ainsi que les vérifications qui correspondent aux différentes pertes dues aux charges.

Le septième et le huitième chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure qui est constitué de la culée de la pile et des fondations profondes a savoir le dimensionnement et le ferrailage des éléments de cette dernière.

On termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Ce chapitre a pour but de présenter notre projet et toutes les données nécessaires liées à cette œuvre d'art.

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par l'ENGOA (entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'art) de la wilaya de Tizi-Ouzou, qui consiste en la réalisation de la déviation de la RN25 Souk Tlata dans la wilaya de Tizi-Ouzou au PK 3+458.23.

I.2. BUT DE L'ETUDE

Ce travail de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont projeté au niveau de la déviation de RN 25. Il relie entre la ville de Draa-El-Mizan à la ville de Tizi Ouzou.

L'objet de cette étude est le pré dimensionnement et la conception de l'ouvrage.

I.3. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE

La structure est constituée d'un tablier avec une longueur totale de 66,4 mètres divisée en deux (2) travées de 10 mètres de largeur.

Il s'agit d'un pont de 2 travées isostatiques de :

- Longueur totale : 66,80m
- Largeur totale : 10m
- Chaussée : 8.00m
- Trottoirs : 2 x 1m

Constitué de sept poutres en béton précontraint : deux de rive et cinq médianes de longueur de 33,40 mètres.

I.4. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.4.1. Superstructure

C'est la partie supérieure du pont qui reçoit les charges dues au trafic et des actions extérieures.

Elle comprend :

- **La poutraison** : le pont est constitué de deux (02) travées constituée de sept (07) poutres préfabriquées en béton précontraint en forme de I, d'une longueur égale à 33.4m et d'une hauteur de 1,50m, espacées de 1,50 m.
- **Le platelage** : c'est un hourdis en béton armé de 20 cm d'épaisseur, surmonté d'une couche de revêtement de 08cm d'épaisseur.
- **La chaussée** : comporte deux voies de circulation ayant une largeur de 4 m

I.4.2. Infrastructure

Les deux travées s'appuient sur deux culées et une pile.

➤ Culée

C'est un support réalisé aux deux extrémités du tablier en assurant la transition entre la voie sur terre et la voie sur pont.

Les deux culées sont des culées remblayées constituées par un mur garde grève, mur de frontal, murs en retour, une dalle de transition et un corbeau arrière, elles sont fondées sur des fondations profondes (pieux de diamètre de 1,2 m) couronnées par une semelle.

➤ Pile

C'est l'appui intermédiaire entre deux travées de notre projet constitué d'un fut sous forme de voile, elle est constituée par un chevêtre sur lesquels repose les poutres, elle reprend les différentes sollicitations du tablier.

➤ Les fondations :

En fonction de la nature du sol support, des fondations profondes sont retenues.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, on distingue :

I.5. DONNEES FONCTIONNELLES

➤ Tracée 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 ses points caractéristiques.

Notre pont est un pont droit de longueur totale de 66,8m.

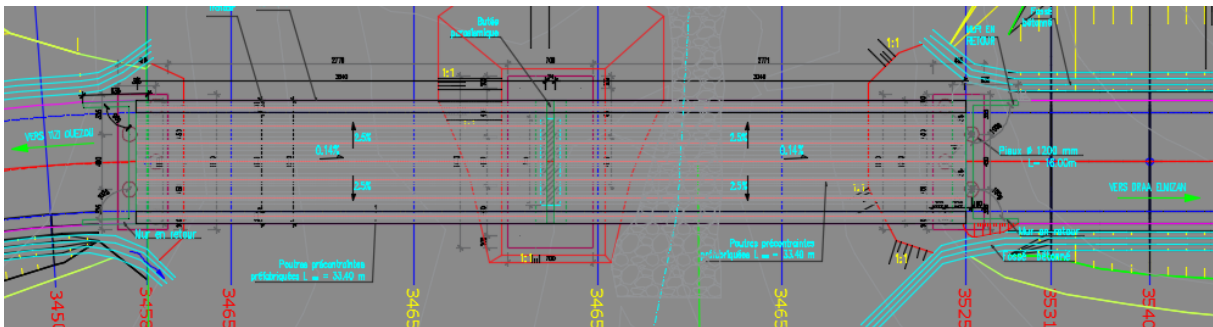


Figure I. 1: tracé en plan

➤ Profil en long

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

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 2.5%.

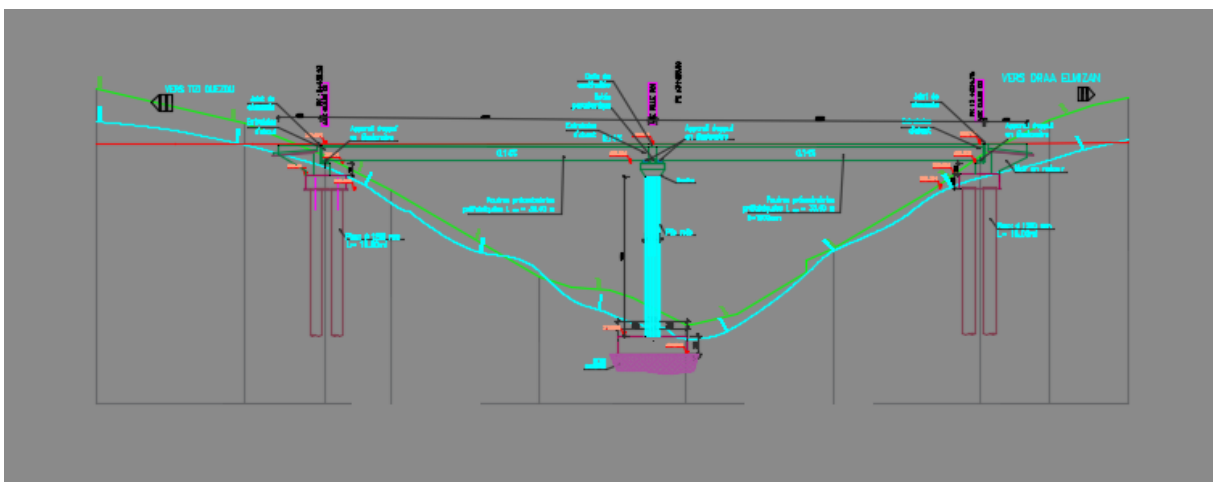


Figure I. 2: profil en long

➤ Profil en travers

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

Pour notre ouvrage, il comporte une chaussée à 2 voies de différent sens de circulation avec :

- Largeur rouables $L_r = 8,00$ m ;
- Largeur total $L_t = 11$ m ;
- Largeur des trottoirs $2 \times 1,00$ m ;
- Un divers est de 2.5%.

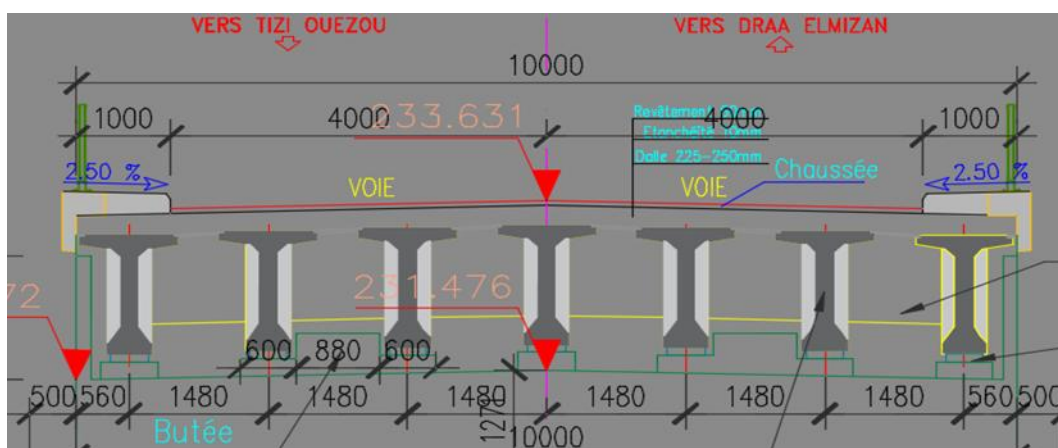


Figure I. 3: Profil en travers

I.6. DONNEES NATURELLES

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments techniques de l'environnement influant directement sur notre ouvrage.

➤ Données géologiques

D'après les documents consultés concernant la région et la carte géologique de Draa-El-Mizan feuille N°44.

Le site étudié est constitué par des terrains sédimentaires (marnes du cartennien, grès à clypeâstres et alluvions anciennes des plateaux) et un massif de roche métamorphique représenté par des micaschistes, ces formations sont recouvertes par des argiles caillouteuse et graveleuse et par endroit des argiles marneuses.

➤ Données sismiques

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région. L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autres notre région d'étude, et se référer à la réglementation selon le règlement parasismique Algérien RPOA 2008, la région de Souq-Tlata est située dans le groupe de communes B, de la zone II, donc elle est de sismicité moyenne, son sol classé dans la catégorie S3 site argileux.

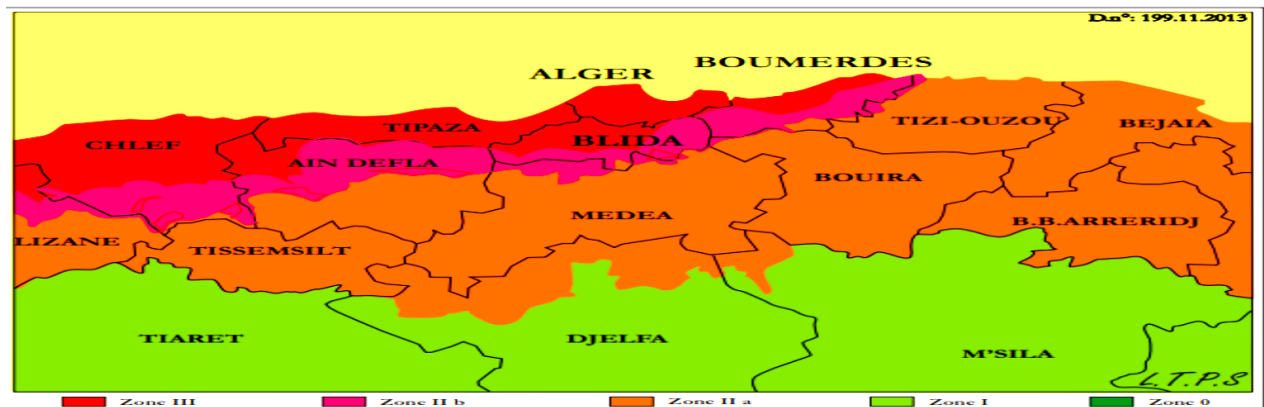


Figure I. 4: Carte de zonage sismique en Algérie

➤ Données géotechniques

D'après le rapport géotechnique qui nous a été fourni, les sondages carottés réalisés le long du tracé, ont mis en évidence la présence d'un substratum métamorphique schisteux représenté par des micaschistes fracturés par endroit.

➤ Données topographiques

Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible pour déterminer le degré des terrassements et les côtes d'implantation des appuis. Une vue en plan de la brèche permet d'indiquer les possibilités d'accès.

Le site d'étude est situé dans une zone montagneuse caractérisée par une topographie prononcée à escarpée par endroit.

➤ Données climatiques

• Effet du séisme

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux dus à une accélération uniforme

présentant une composante horizontale de direction quelconque égale $0.2g$ à et une composante verticale égale à $\pm 0.06g$ telle que g est l'accélération de la pesanteur.

- **Effet du vent**

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

- **Effet de la température**

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. La température intervient dans les justifications des joints de chaussée, des appareils d'appuis et des appuis

- **Effet de la neige**

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

I.7. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés ; le béton et l'acier. Les règlements B.A.E.L91 et B.P.E.L91 utilisent les états limites, l'état limite ultime (E.L.U) concernant le non ruine de l'ouvrage et l'état limite de service concernant sa durabilité. Dans nos calculs, on se base sur ces deux règlements donc les caractéristiques des matériaux dépendent de ces lois.

I.7.1. Béton

Le béton est un mélange entre le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA) ; il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} .

La masse volumique du béton armée $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

Résistance caractéristique à la compression

Selon les règles de BAEL et BPEL, pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.3j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours, lorsque l'on doit justifier la résistance des sections, on conserve : $f_{cj} = f_{c28}$.

Dans notre projet on a :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ (Pour le béton de la superstructure).

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ (Pour le béton de l'infrastructure).

Résistance caractéristique à la traction

Notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Cette relation n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 MPa.

Pour notre projet :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot 27 = 2.22 \text{ MPa}$$

- la contrainte limite de compression en service : $\sigma_{bc} = 0.6f_{cj}$
- la contrainte limite de compression à l'état limite ultime : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

Avec :

- $\theta = 1$ (lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h),
- $\theta = 0.9$ (entre 1h et 24h).
- $\theta = 0.85$ (inférieure à 1h).

Et :

- $\gamma_b = 1.5$ (En situations durables ou transitoires).
- $\gamma_b = 1.15$ (En situations accidentelles).

Donc :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.15} = 22.17 \text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 27}{1.15} = 19.95 \text{MPa}$$

Module de déformation longitudinale du béton E

- Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

Utiliser pour les charges routières, ce module se calcul comme suite :

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

Donc :

$$E_{ij} = 33402.47 \text{MPa} (f_{c28} = 27 \text{MPa})$$

$$E_{ij} = 34179.55 \text{MPa} (f_{c28} = 30 \text{MPa})$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

Pour les charges de longue durée (tel que le poids propre, le poids de la superstructure, la précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage.

Il se calcul comme suit : $E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$

Déformation transversale du béton G

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

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

ν : Coefficient de poisson.

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

$\nu = 0,2$ Pour un béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$ Pour un béton fissuré (ELU).

I.7.2. Armatures

Dans les ouvrages de béton précontraint on utilise deux natures différentes d'armatures :

Armatures passives (Aciers du béton armé)

Ces armatures sont identiques que celles du béton armée, nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter les fissurations.

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe Fe500.

Ils sont caractérisés par :

Limite d'élasticité : Elle est notée f_e . Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe FeE500 dont la limite élastique égale à 500 MPa.

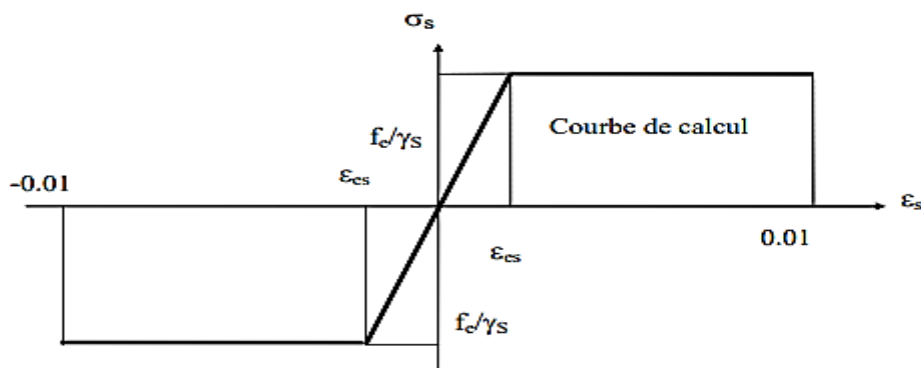


Figure I. 5: Diagramme contrainte-déformation de l'acier de BA

➤ **Contrainte limite à la traction à ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1$ (dans le cas accidentel).
- $\gamma_s = 1.15$ (dans le cas normal).

Dans notre projet :

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

➤ **Contrainte limite de traction à ELS**

Dépend de type de fissurations on distingue :

- Fissurations peu nuisibles
- Fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec :

- $\eta = 1$ (treillis soudés rond lisse).
- $\eta = 1.6$ (Aciers à haute adhérence).

- Aciers de précontrainte

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes : -
Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton. 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. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans ce projet sont :

➤ **Caractéristiques géométriques**

- Section nominale du câble : $A_p = 1050\text{mm}^2$
- Diamètre de la gaine : $\varnothing = 60\text{mm}$.

➤ **Caractéristiques mécaniques**

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770\text{Mpa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1573\text{Mpa}$.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3}\text{mm}^{-1}$
- Recul d'ancrage : $g = 6\text{mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\% \text{ TBR}$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 200000 \text{ Mpa}$.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

INTRODUCTION :

La voie de circulation d'un pont est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres, ceci est sensiblement horizontal et constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (trottoir, corniche, dispositif de retenue...).

Dans ce chapitre, on s'intéresse à faire un pré dimensionnement des éléments de notre pont on se basant sur les dispositions règlementaires du « Guide de conception du SETRA »

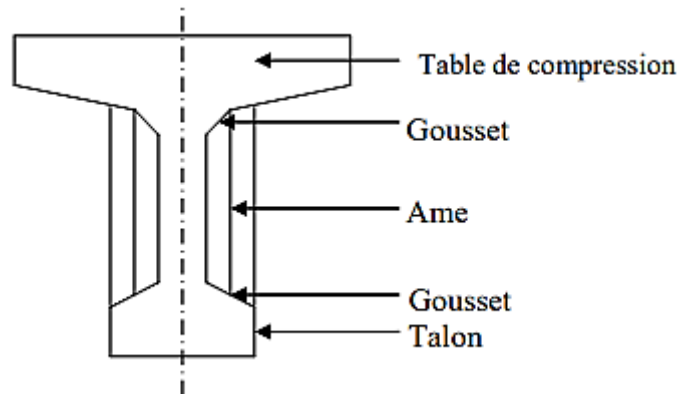


Figure II. 1: Coupe transversale d'une poutre

II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.1. La poutre :

A. Hauteur de la poutre h_p

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

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

Pour $L = 33.4m$ on prend : $h_p = 1.5m$

B. L'entre axe λ

D'après la figure 1.3 entre axe entre deux poutres de l'extrémité :

$$\lambda = 1,48m \approx 1.50m.$$

C. Nombre de poutre N

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

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

$$N = \frac{8.88}{1.50} + 1 = 7 \text{ poutres}$$

D. Membrures supérieures

D'après le guide de conception « Setra » pour les ponts à poutres préfabriquées par post-tension.

- La largeur « b » :

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

$$0.6h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$b = 1m$$

- Epaisseur de la table de compression est prise

$$10cm \leq e \leq 15cm$$

On prend $e = 11cm$.

E. 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.

- Hauteur du talon :

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

On prend : $h_t = 15cm$

- Largeur du talon :

Sa largeur est comprise entre $40cm$ et $70 cm$.

On prend : $b_t = 50cm$

F. Epaisseur de l'âme b_0

- Section d'about :

L'épaisseur de l'âme b_0 est imposée par les plaques de répartitions sur lesquelles s'appuie le socle du vérin lors de la mise en tension des câbles.

Elle est donnée par la formule suivante : $b_0 \geq a + 2n$

On prend : $b_0 = 40cm$

➤ **Section médiane :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq \frac{h_p}{36} + 6 + \emptyset_{ext} \text{ gaine}$$

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

$$18 \leq b_0 \leq 25$$

On prend :

$$b_0 = 21 \text{ cm}$$

G. Le gousset

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

➤ **Pour la poutre médiane :**

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

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

$$14.5 \leq h_g \leq 21.75$$

On prend h_g pour la poutre médiane égale :

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

➤ Pour la poutre d'about on aura :

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

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

$$6 \leq h_g \leq 9$$

On prend h_g pour la poutre d'about égal :

$$h_g = 8 \text{ cm}$$

II.1.2. L'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à la couverture du le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges (militaires et exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général (notre cas), la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de pédale en mortier de fibres ou en béton armé.

A. Épaisseur de l'hourdis

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversaux.

Il est donné par la formule suivante : $20 \leq h_0 \leq 30$

On fixe : $h_0 = 20\text{cm}$

II.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES POUTRES

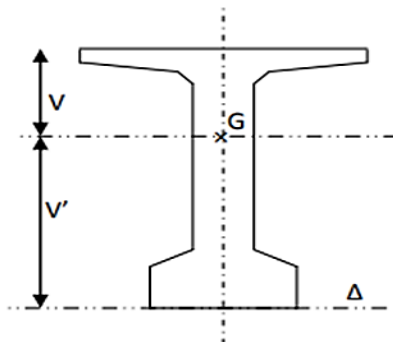


Figure II. 2:Notation utilisé

➤ La section brute

Elle résulte le plan de coffrage, c'est la section du béton seul sans tenir compte des évidements, des conduits destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs enclaves. Elle est utilisée pour calculer le poids propre des éléments de la structure et les différentes rigidités.

➤ La section nette

Elle est obtenue par la soustraction, de la section brute, des vides longitudinaux et transversaux comme les trous et les conduits.

On définit les caractéristiques brutes suivantes :

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.

B : Section de l'élément.

I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à (Δ) tel que :

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} \text{ (section rectangulaire)}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{36} \text{ (section triangulaire)}$$

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

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

Avec :

S_{Δ} : Moment statique de la section considéré par rapport à(Δ).

R : Rayon de giration.

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

ρ : Rendement géométrique de la section.

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

Avec :

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. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTION BRUTES

II.3.1. Poutre sans hourdis

➤ Section médiane :

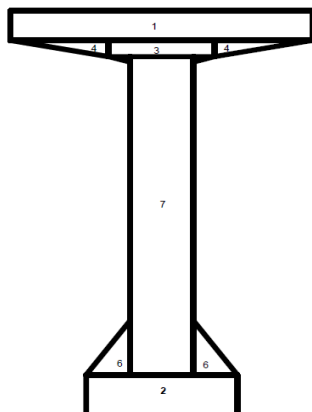


Figure II. 3:section médiane

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

| Desigation | Largeur (cm) | Hauteur(cm) | B(cm) | z(cm) | $S\Delta = B \times Z$ (cm ³) | I_0 (cm ³ xcm) | $I\Delta = I_0+BxZ^2$ (cm ⁴) |
|-------------------|------------------|-------------------|----------------------|------------------|---|-----------------------------|--|
| 1 | 100 | 11 | 1100 | 144,5 | 158950 | 11091,66667 | 22979366,67 |
| 2 | 50 | 15 | 750 | 7,5 | 5625 | 14062,5 | 56250 |
| 3 | 52 | 10 | 520 | 134 | 69680 | 4333,333333 | 9341453,333 |
| 4 | 24 | 10 | 240 | 135,67 | 32560,8 | 1333,333333 | 4418857,069 |
| 5 | 7 | 10 | 70 | 125,67 | 8796,9 | 388,8888889 | 1105895,312 |
| 6 | 6 | 10 | 60 | 21,67 | 1300,2 | 333,3333333 | 28508,66733 |
| 7 | 13,5 | 114 | 3078 | 72 | 221616 | 3333474 | 19289826 |
| Totale | | | 5818 | | 498528,9 | 3365017,056 | 57220157,05 |
| IG | V' | V | r² | p | | | |
| 14502545,5 | 85,687332 | 64,3126676 | 2492,7029 | 0,4523321 | | | |

➤ Section d'about :

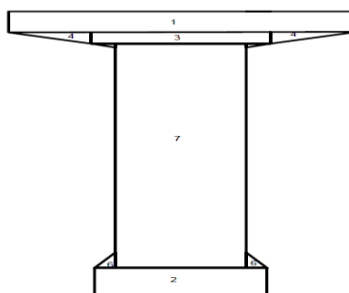


Figure II. 4:section d'about

Tableau II. 2:Calcul de l'inertie de la section médiane

| Designation | Largeur (cm) | Hauteur(cm) | B(cm2) | z(cm) | $S_{\Delta} = B \times Z$ (cm ³) | I0 (cm ³ xcm) | IΔ = I0+BxZ ² (cm ⁴) |
|-------------|--------------|--------------|-------------|-----------|---|--------------------------|---|
| 1 | 100 | 11 | 1100 | 144,5 | 158950 | 11091,66667 | 22979366,67 |
| 2 | 50 | 15 | 750 | 7,5 | 5625 | 14062,5 | 56250 |
| 3 | 52 | 6 | 312 | 136 | 42432 | 936 | 5771688 |
| 4 | 24 | 6 | 144 | 137 | 19728 | 288 | 2703024 |
| 5 | 7 | 2 | 159 | 132,33 | 21040,47 | 3,111111111 | 2784288,506 |
| 6 | 6 | 8 | 48 | 132 | 6336 | 170,6666667 | 836522,6667 |
| 7 | 118 | 38 | 8968 | 136 | 1219648 | 1079149,333 | 166951277,3 |
| Totale | | | 11481 | | 1473759,47 | 1105701,278 | 202082417,2 |
| IG | V' | V | r2 | p | | | |
| 12903166,6 | 128,36508 | 21,6349212 | 1123,871321 | 0,4046825 | | | |

II.3.2. Poutre avec hourdis

Les caractéristiques géométriques de différentes sections avec hourdis sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 3:Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis.

| | Désignation | Dimension | B (cm2) | Z (cm) | SΔ(cm3) | I0(cm3xcm) | IΔ (cm4) |
|-----------------|-----------------|-----------|---------|--------|------------|-------------|-------------|
| Section d'about | Poutre | | 11481 | / | 1473759,47 | 1105701,278 | 202082417,2 |
| | Hourdis | 150*20 | 3000 | 160 | 480000 | 116666,6667 | 76916666,67 |
| | Poutre +hourdis | | 14481 | | 1953759,47 | 1222367,945 | 278999083,9 |
| Section médiane | Poutre | | 5818 | | 498528,9 | 3365017,056 | 57220157,05 |
| | Hourdis | 150*20 | 3000 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutre | | 8818 | | 498528,9 | 3365017,056 | 57220157,05 |

| | IG (cm ⁴) | V' (cm) | V (cm) | r ₂ (cm ²) | ρ (%) |
|------------------------|-----------------------|-------------------|------------------|-----------------------------------|--------------------|
| Section d'about | 15400156,54 | 134,918823 | 35,081177 | 1063,4733 | 0,224688 |
| Section médiane | 29035640,82 | 56,5353708 | 113,46463 | 3292,7694 | 0,513311008 |

II.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS NETTES

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

5 % de la section brute

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

10 % du moment d'inertie

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

8% du moment statique

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

Tableau II. 4: Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques.

| | Poutre seule | | poutre+hourdis | |
|---------------------------------------|--------------------|------------------|--------------------|------------------|
| | rive et médiane | | rive et médiane | |
| | médiane | D'about | médiane | D'about |
| B (cm³) | 5067.8 | 7055,65 | 8157 | 10380,65 |
| S_Δ | 436996,39 | 650895,17 | 887807,88 | 1246595,2 |
| I_Δ (cm⁴) | 48324025,76 | 81827597 | 116341711,3 | 189741347 |
| I_G (cm⁴) | 10641827.4 | 21781460 | 19712701,69 | 40039785 |
| V' (cm) | 86.2297431 | 92,25 | 108,8369122 | 120,08 |
| V (cm) | 63.7705107 | 82,75 | 61,071514 | 74,92 |
| r₂ | 2099,89 | 3087,09 | 2416,66 | 3857,15 |
| ρ (%) | 39.70 | 40 | 41,23 | 42 |

Chapitre III

Charge et surcharge

INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse ; les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables pour cela on se rapporte au fascicule 61 titre II du CPC (cahier de prescriptions communes). Ce document définit les différents cas de charges à prendre en compte et les conditions de leur application pour le dimensionnement des ponts.

III.1. CALCUL DES CHARGES

III.1.1. Actions permanentes

Constituées de l'ensemble :

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

III.1.2. Eléments porteurs :

- **Dalle (hourdis) :**

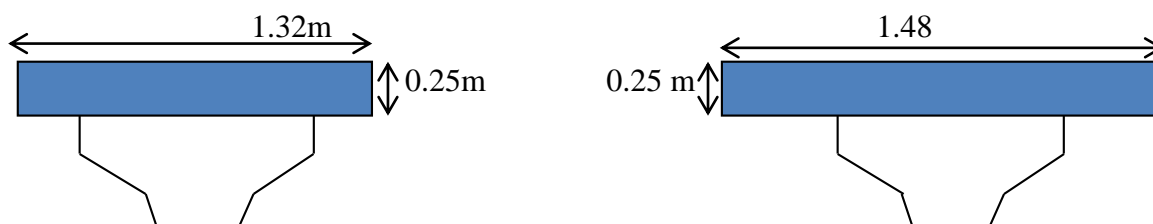


Figure III. 1: Dimensionnement de l'hourdis revenant aux poutres

Le poids de la dalle qui revient aux poutres est :

$$P_h = \gamma_b \times S_h$$

Avec :

γ_b : Densité du béton

S_h : Section de l'hourdis

l_p : Portée

Épaisseur de la dalle est de 20cm.

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

$$P_d = 0.20 \times 1.32 \times 2.5 = 0.66 \text{ t/ml}$$

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre médiane est :

$$P_d = 0.20 \times 1.48 \times 2.5 = 0.74 \text{ t/ml}$$

➤ **Le poids propre de la dalle :**

$$P_d = 5 \times 0.74 + 2 \times 0.66 = 5.02 \text{ t/ml}$$

➤ **Les poutres**

Les poutres le calcul du poids de la poutre est donné par la formule ci-dessous :

$$P_p = \gamma_b \times S_p \times n$$

Avec :

S_p : Section équivalente de la poutre.

n : Nombre de poutres.

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

$S_1 = 6852.01 \text{ cm}^2$ section about

$S_2 = 5037 \text{ cm}^2$ Section médiane

- Demi-différence de l'âme

$$a_1 = \frac{38 - 21}{2} = 8.50 \text{ cm}$$

A. Section équivalente de la poutre

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

$$S_p = \frac{1}{33.4} \left[2 \times \left(8.35 \times 0.6852 + \frac{0.6852 + 0.5037}{2} \times 0.0835 \right) + 16.53 \times 0.5037 \right] = 0.59 \text{ m}^2$$

➤ **Le poids propre des poutres**

$$P_p = 2.5 \times 0.59 \times 7 = 10.41 \text{ t/ml}$$

➤ **Entretoise**

$$P_e = \gamma_b \times S_e \times e$$

Avec :

S_e : Section d'entretoise.

l_t : Largeur du tablier.

e : 0.3.

La section de l'entretoise est relevée directement sur AutoCAD

$$S_e = 1.43m^2$$

➤ **Le poids de l'entretoise :**

$$P_e = 2.5 \times 1.43 \times 0.3 = 1.072 t$$

➤ **Poids totale :**

$$P_{ent} = 1.072 \times 2 \times 6 = 12.864 t$$

Tableau III. 1: Totale des Charges Permanentes CP en « t »

| Elément | Formule | Valeur retenue « t » |
|------------------------------------|----------------------------|----------------------|
| Hourdis | $P_h = P_d \times l_p$ | 175.35 |
| Poutres | $P_p = P_p \times l_p$ | 347.7 |
| Entretoise | $P_{ent} = P_e \times l_t$ | 128.64 |
| Poids total pour une travée | | 651.69 t |

III.2. Compléments des charges permanentes CCP :

Ça concerne les équipements résumés en tableau ci-dessous :

Tableau III. 2: récapitulation des résultats

| Équipement | Nombre | Dimension en (m) | | | Poids unitaire (t/m^3) | Poids total en t |
|-----------------------------|--------|------------------|---------|-----------|----------------------------|------------------|
| | | Longueur | Largeur | Épaisseur | | |
| Chape d'étanchéité | 1 | 33.4 | 8 | 0.01 | 2.2 | 5.88 |
| Revêtements | 1 | 33.4 | 8 | 0.08 | 2.4 | 51.30 |
| Corniche | 2 | 33.4 | 0.20 | | 2.5 | 33.4 |
| Trottoir | 2 | 33.4 | 0.18 | | 2 | 24.05 |
| Garde-corps | 2 | 33.4 | / | | 0.05t/m | 3.34 |
| Poids totale des CCP | | | | | | 114.63t |

III.3. EVALUATION DES SURCHARGE

| | |
|---|--------|
| Poids total d'une travée | 766.32 |
| Poids par mètre pour travée | 19.1 |
| Poids des entretoises n'est pas reparti sur toute la longueur | |

III.3.1. Caractéristique du projet :

- Largeur rouable=8 m
- Largeur chargeable=8 m
- Classe du pont :

Tableau III. 3:Classe du pont

| La classe | La largeur rouable |
|-----------|--------------------|
| 1 | $L_r \geq 7m$ |
| 2 | $5,5m < L_r < 7m$ |
| 3 | $L_r \leq 5,5m$ |

La classe de pont est donnée par Art 3 CPC.

$L_r \geq 7.00m \rightarrow$ Notre pont est de 1^{ère} classe.

- **Nombre de voie :**

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

$$N = E \frac{l_c}{3} = \frac{8}{3} = 2.66$$

Alors on prend : N=2voie

- **Largeur de la voie :**

$$lv = \frac{L_r}{N} = \frac{8}{2} = 4m$$

III.3.2. Calcul des surcharges (Charges d'exploitations)

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II) ; ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation. L'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de

façon à satisfaire aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.

On distingue les surcharges routières suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240.
- Les surcharges sur trottoirs.

III.3.3. Système de charges A:

Notre pont est de portée moins de 200m donc la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est A(L).

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} = 230 + \frac{36000}{33.4 + 12} = 1022.95 \text{ Kg/cm}^2 = 1,02 \text{ t/m}^2$$

Tableau III. 4: Coefficient d'agressivité transversal de la charge

| Classes du pont | Nombres de voies | | | | |
|-----------------|------------------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | 1 | 1 | 0.90 | 0.75 | 0.75 |
| 2 | 1 | 0.90 | - | - | - |
| 3 | 0.90 | 0.80 | - | - | - |

Pour notre cas $a_1 = 1$.

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

V_0 : En fonction de classe de pont

Tableau III. 5: Valeur de V_0

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

$$V_0 = 3,5 \text{ m}$$

$$a_2 = \frac{l_{v0}}{l_v} = \frac{3.5}{4} = 0.875$$

$$A_l = 1 \times 0.875 \times 1022.95 = 895.081 \text{ Kg/m}^2$$

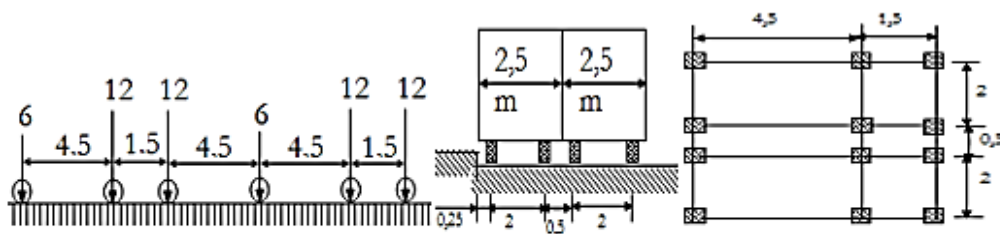
$$A_l = 0.895 \text{ t/m}^2$$

- Pour une voie chargée : $QA(L) = 0.895 \times 4 = 3.58 \text{ t/ml}$
- Pour deux voies chargées : $QA(L) = 0.895 \times 8 = 7.16 \text{ t/ml}$

III.3.4. Système de charges B (Surcharge BC)

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300 KN=30t
- Charge portée par chacun des essieux arrière : 120 KN=12t
- Charge portée par l'essieu avant : 60 KN=6t
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement : 2,5 m
- Distance des essieux arrière : 1,5 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m
- L'entre axe des deux roues d'un essieu : 2m
- Surface d'impact de la roue arrière : carré de 0,25 m de côté.
- Surface d'impact de la roue avant : carré de 0,20 m de côté.



-Coupe longitudinale-

- Coupe transversale-

-Vue en plan-

Figure III. 2:schéma du Système Bc

Les sollicitations calculées sous ce type de convoi sont pondérées par un coefficient bc dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 6: Valeur du coefficient bc.

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

➤ **Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :**

Pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération le coefficient de majoration.

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

L : portée de la travée (L=33.4m)

G : poids total du tablier (766.32t).

$$bc = 1.1$$

Q : la charge (B) appliquée sur l'élément pris avec pondération.

$$Q = \max\{Bc \times bc \times n \times 2 ; Bt \times bt \times n \times 2 ; Br\}$$

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

$$Q = \max\{132 ; 64\} \rightarrow Q = 132t \rightarrow \delta_b = 1.07$$

III.3.5. Convoi Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 est susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

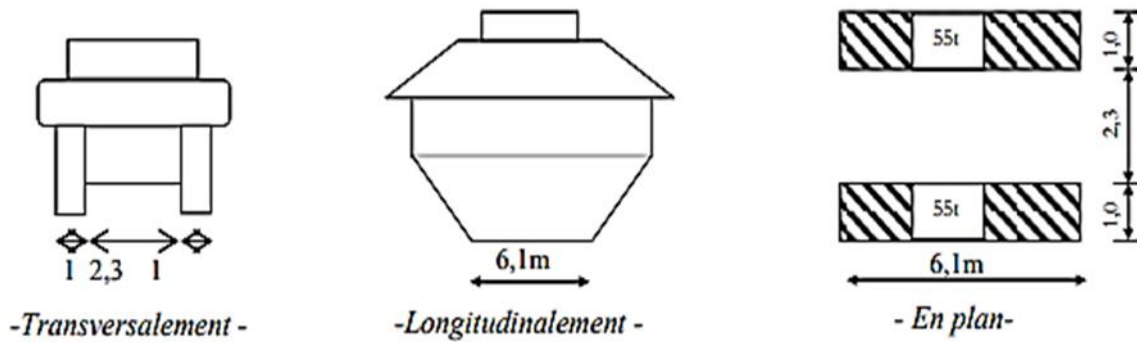


Figure III. 3: Système Mc120

➤ Détermination du coefficient de majoration dynamique δ_M :

$$\delta_M = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{Q_M}}$$

Q_m : La charge (M) appliquée sur l'élément pris avec pondération

$$Q = 120t$$

$$\text{Donc } \delta_M = 1.1$$

III.3.6. Charge exceptionnelle D240

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

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total.

$$P = 240t$$

$$Q_{D240} = 12,903 \text{ t/ml}$$

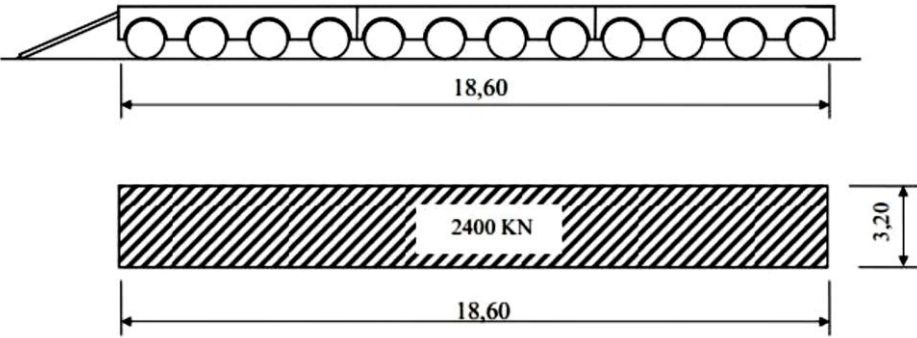


Figure III. 4:système D240

Chapitre IV: Modélisation

INTRODUCTION

Pour modéliser le tablier du pont, nous avons opté pour le calcul numérique en utilisant le logiciel basé sur les éléments finis Robot Structural Analysis Professional 2023.

IV.1. PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT

Le logiciel Robot Structural Analysis est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le logiciel permet de créer les Structures, les calculer et vérifier les résultats obtenus. Dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation, il nous donne une note de calcul général.

IV.1.1. MODELE DE CALCUL

Pour calculer les efforts dans la structure tels que les moments fléchissant, les efforts normaux ainsi que les efforts tranchants (M, N, T). Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisés pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres.

Chaque élément fini est décrit par des nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculer à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul. En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis.

Vu que le pont est constitué de 02 travées isostatiques, chaque travée travaille toute seule, d'où nous avons modélisé qu'une seule.

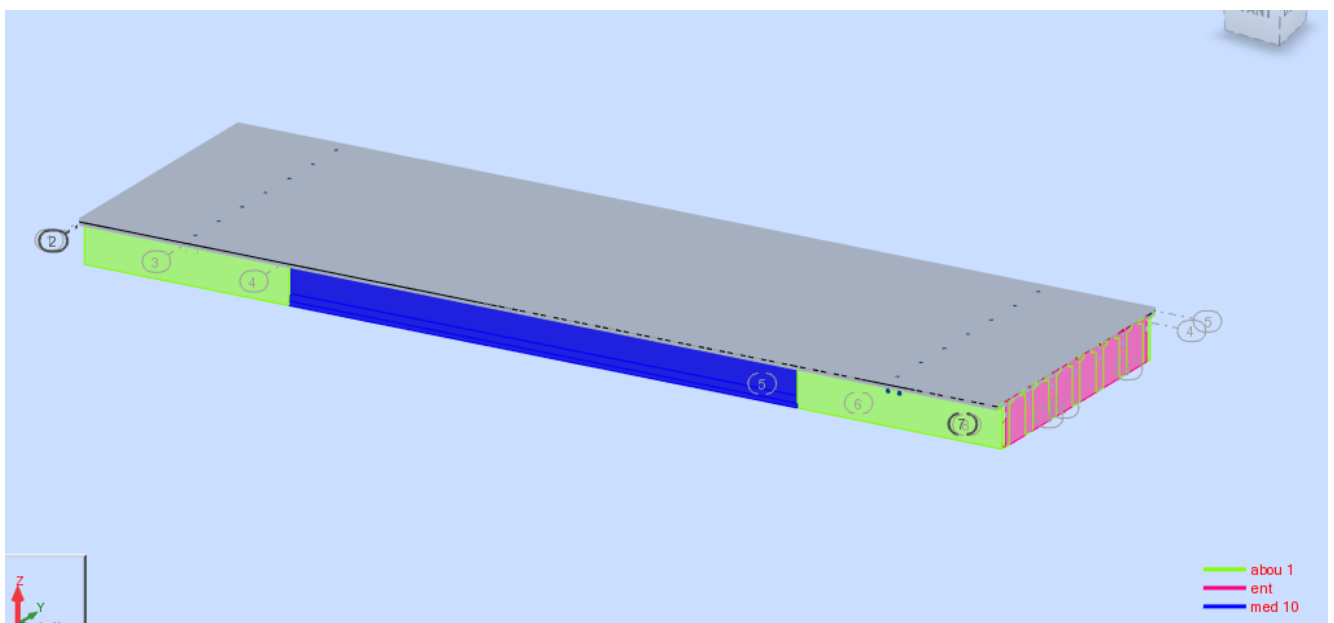


Figure IV. 1:vue du modèle du tablier en 3D

IV.1.2. Les cas de charge considérés

Tableau IV. 1: Valeurs des charges considérées

| Désignation | Charges | Valeurs |
|--------------------------|------------------------------------|---|
| Charges permanentes | Poids propre G | G : est pris automatiquement par le logiciel |
| | Revêtements G revêtements | G revêtement : 0.19 t/m |
| | Poids de la corniche G corniche | G corniche : 0.5 t/m |
| | Poids de la barrière G barrière | G barrière : 0.1 t/m |
| | Poids du trottoir G trottoir | G trottoir : 0.63 t/m |
| Surcharge d'exploitation | Surcharge A(l) | Charge uniforme |
| | Système BC | Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière |
| | MC 120 | Charge uniforme |
| | D 240 | Charge uniforme |

IV.1.3. 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 :

➤ **1^{ere} étape :**

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

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements

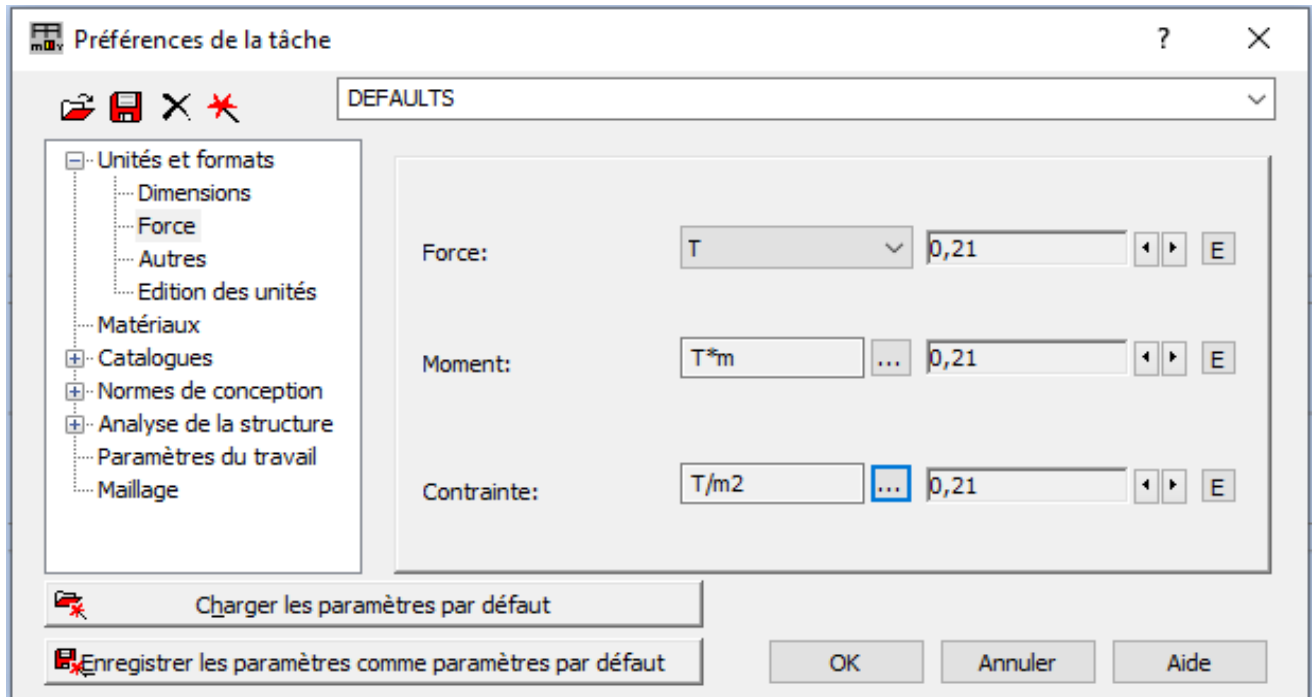


Figure IV. 2:définition des unités et les réglementations

➤ 2^{ème} étape

La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).

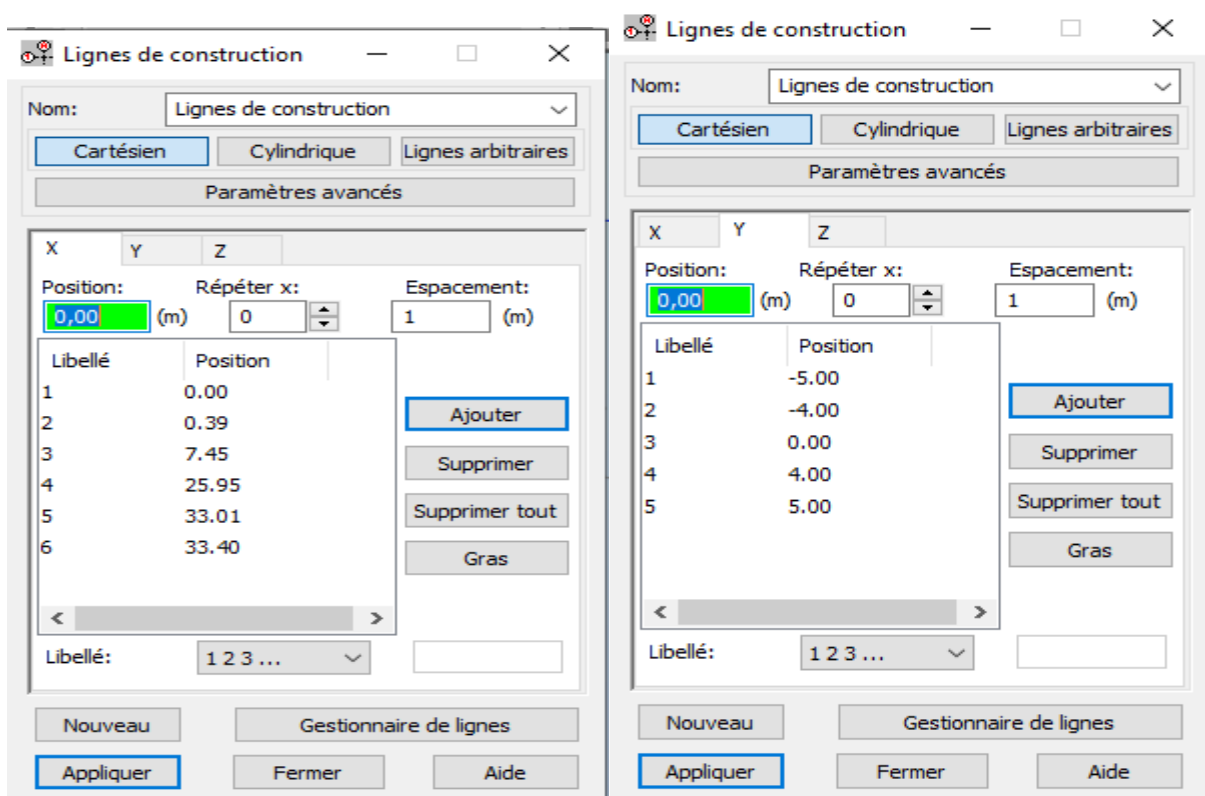


Figure IV. 3:définition des lignes de construction

➤ 3ème étape

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

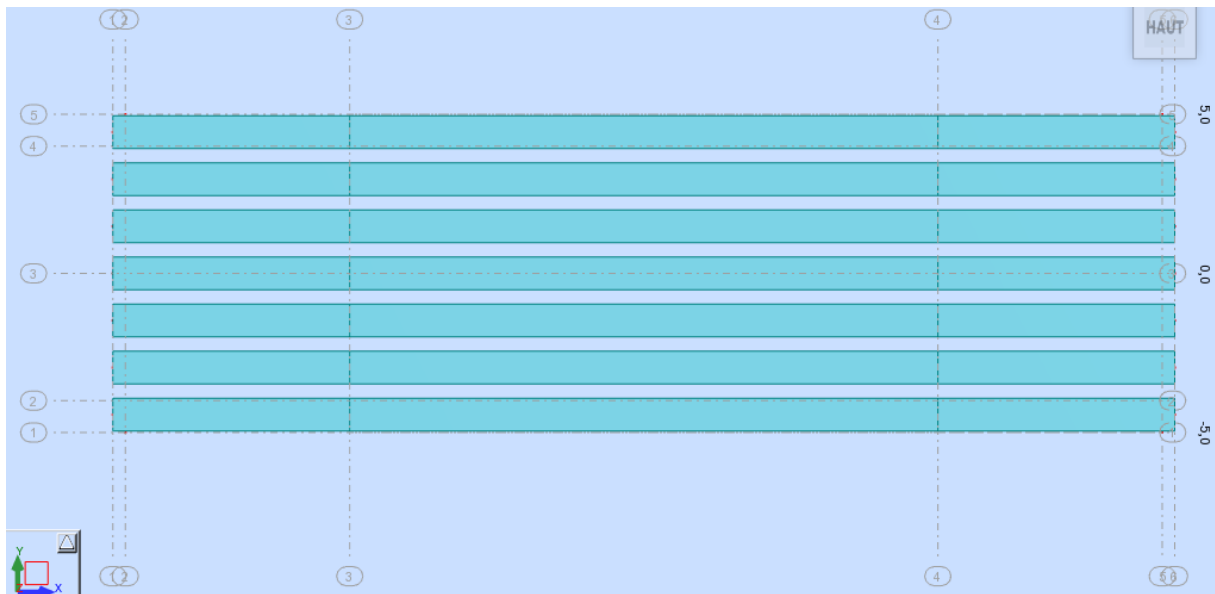
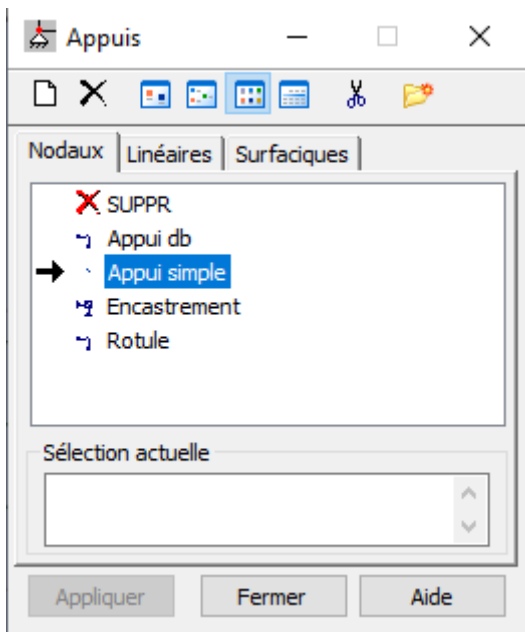


Figure IV. 4:Modélisation des poutres

➤ 4ème étape

La définition des appuis.



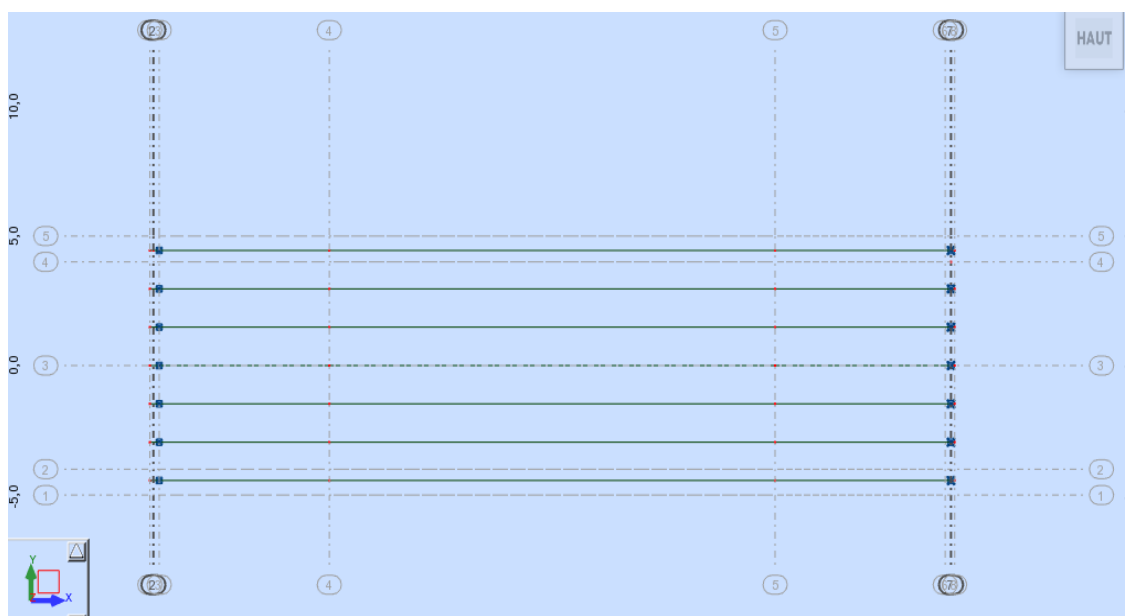


Figure IV. 5: Définition des appuis

5ème étape

La modélisation des entretoises d'about.

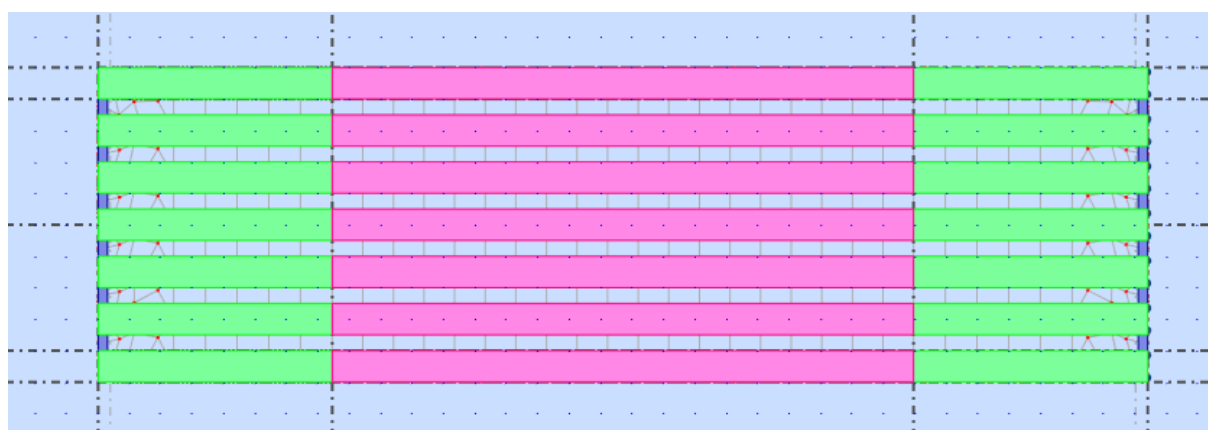


Figure IV. 6: Modélisation des entretoises d'about

6ème étape

Modélisation de tablier.

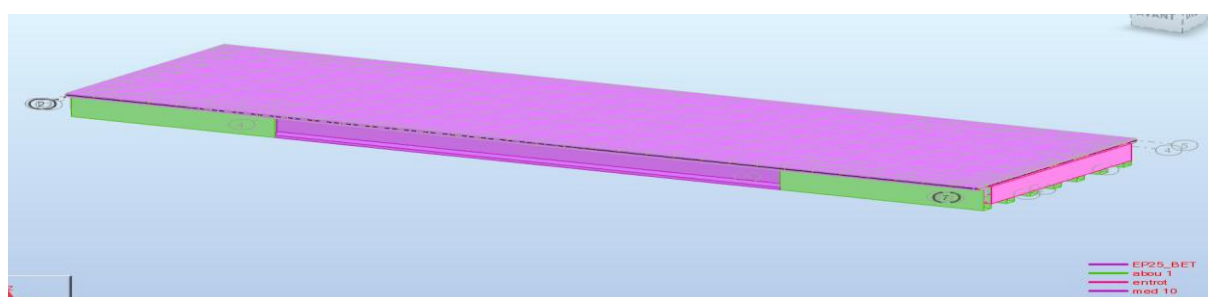


Figure IV. 7: Modélisation de la dalle

7ème étape

Une fois le tablier modélisé, on applique les différents chargements de la structure :

⇒ Les charges permanentes

Poids propre du tablier : est généré automatiquement par le logiciel.

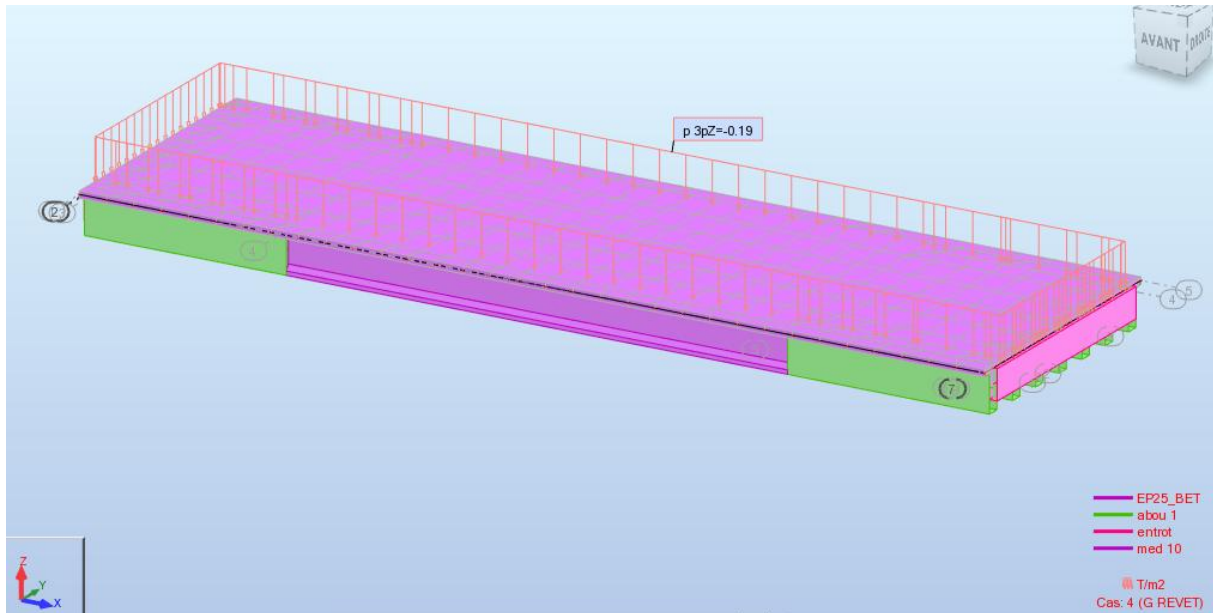
✓ Revêtement du tablier

Figure IV. 8:Chargement sous le poids du revêtement.

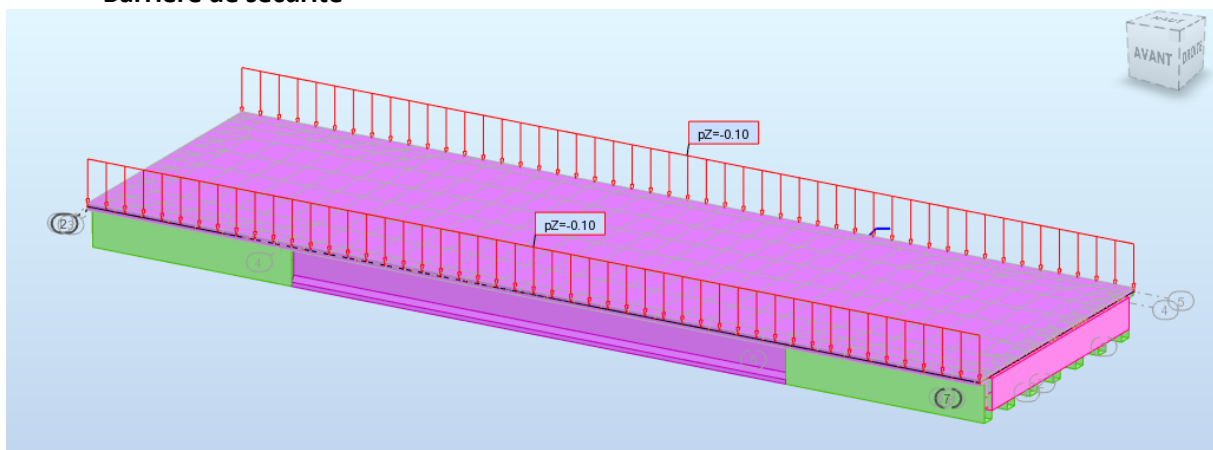
✓ Barrière de sécurité

Figure IV. 9:Chargement sous le poids de la barrière

✓ Corniche

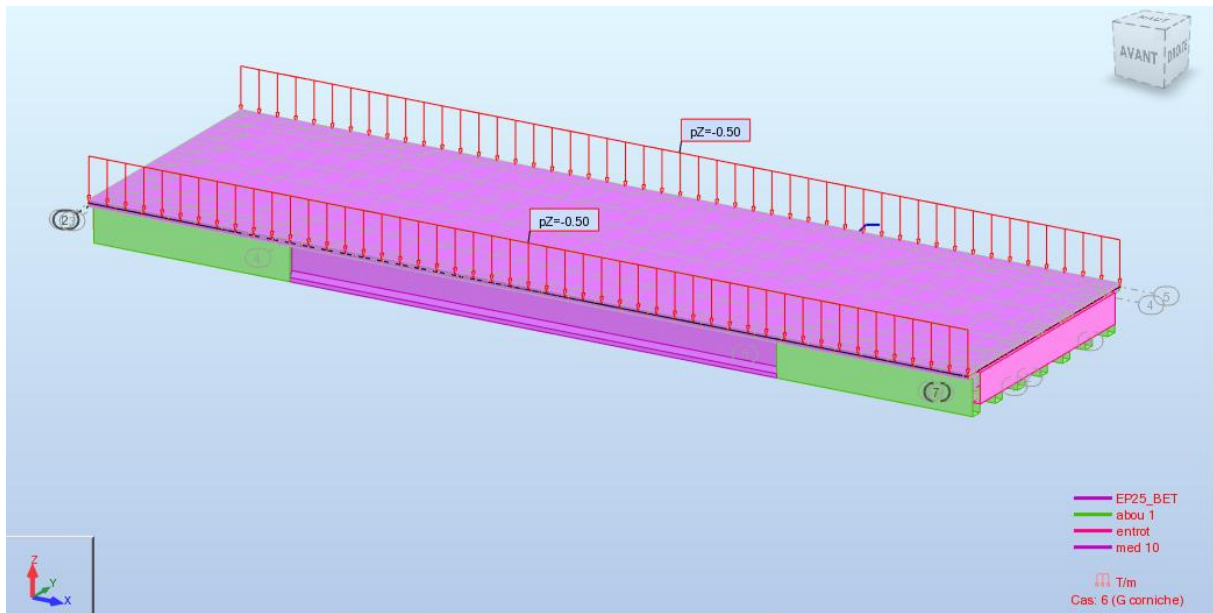


Figure IV. 10:chargement sous la charge de la corniche

✓ Les Trottoirs

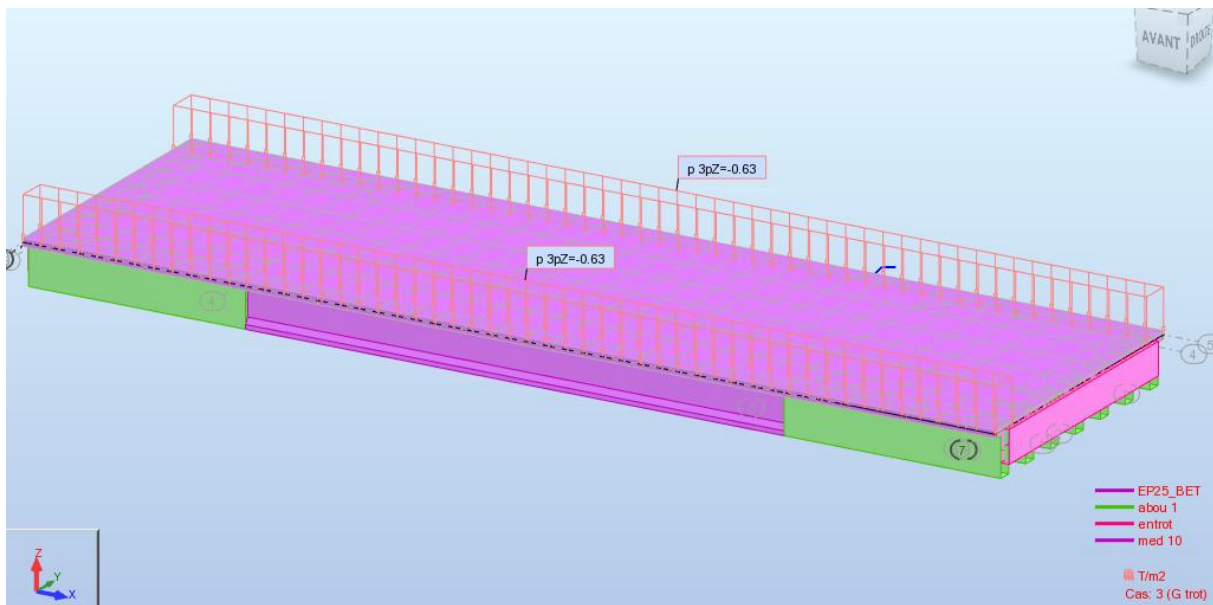


Figure 1 chargement sous la charge des trottoirs

✓ Système A1

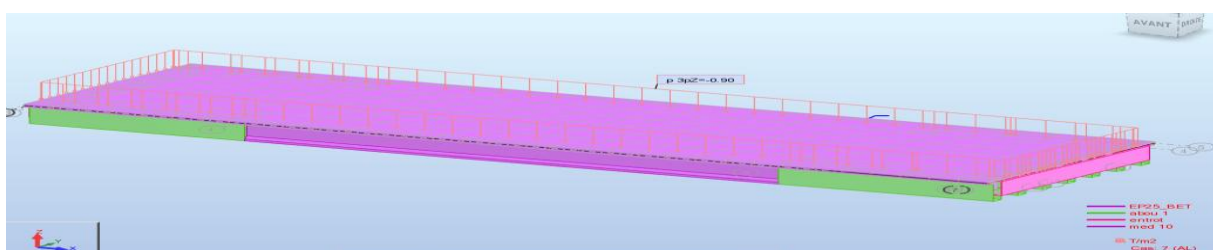


Figure IV. 11:chargements sous le système A1

➤ Définitions des charges roulantes : qui sont définie comme suit :

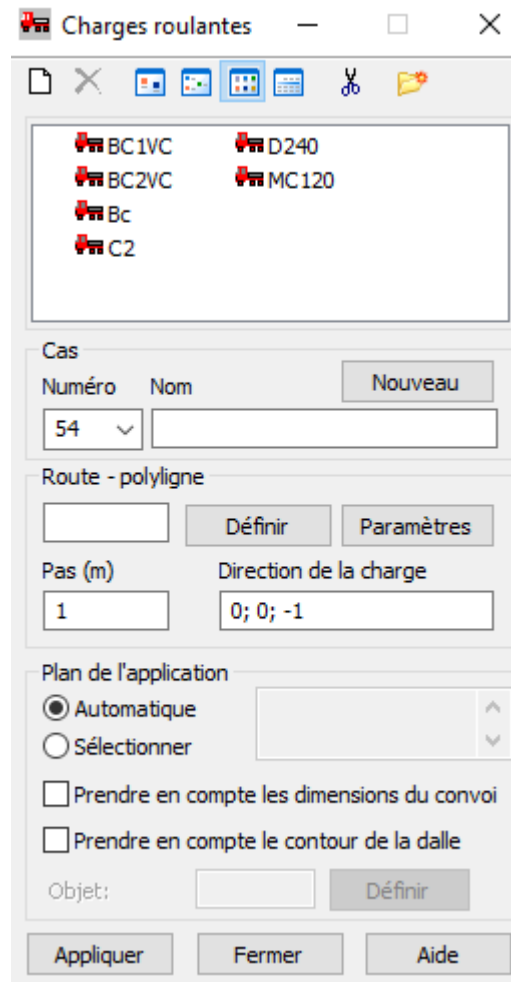


Figure IV. 12:définition des charges roulantes

✓ *Système de charge Bc*

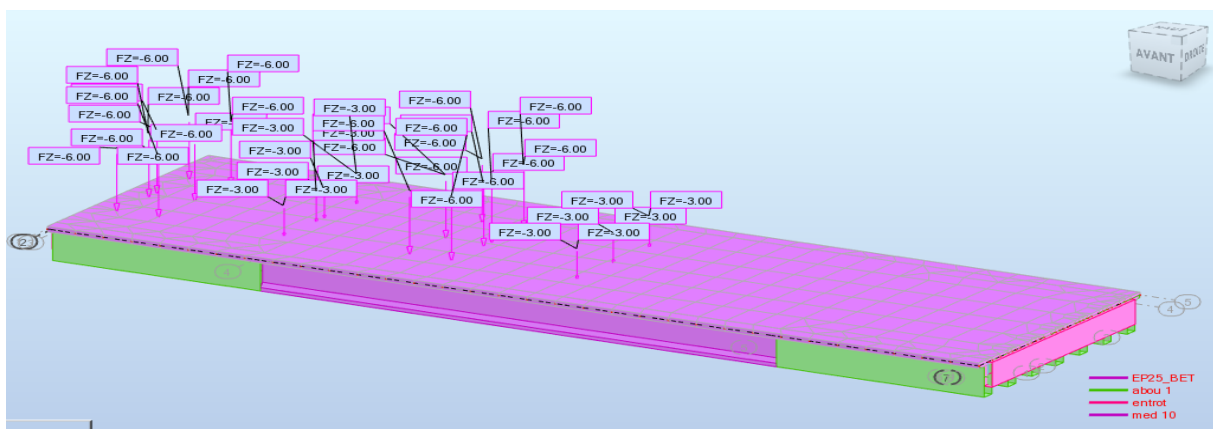


Figure IV. 13:Chargement sous le système Bc

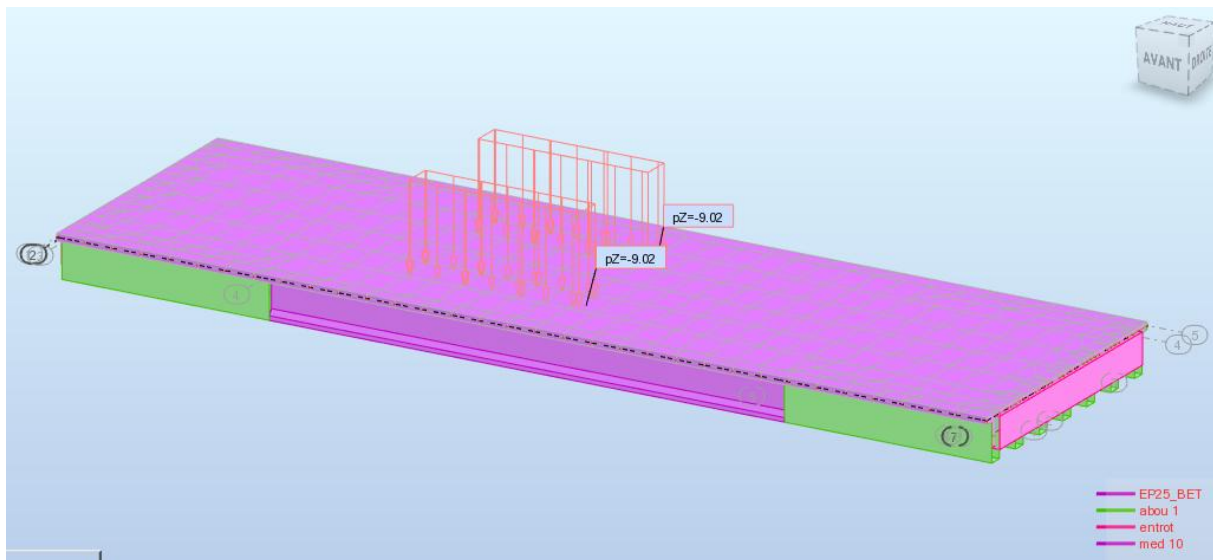
✓ *Système de charge Mc120*

Figure IV. 14:chargement sous le système Mc120

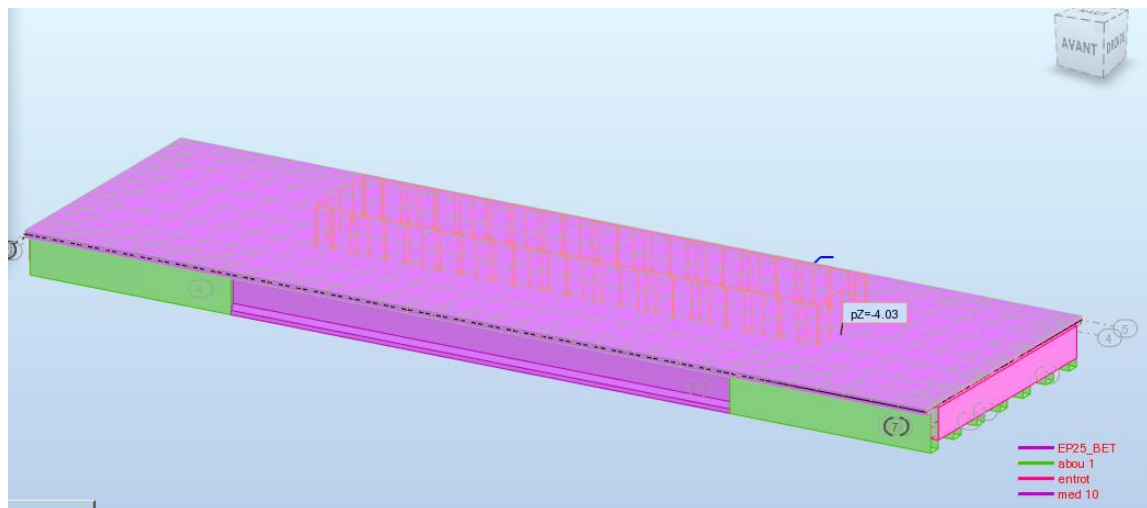
✓ *Système de charge D240*

Figure IV. 15:chargement sous le système D240

➤ **8ème étape****Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul**

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

Tableau IV. 2: Différentes combinaisons selon le Fascicule 61

| Action prépondérante | Combinaisons |
|----------------------|------------------------|
| Elu | $1.35G+1.6(Q_t + AL)$ |
| | $1.35G+1.6(Q_t + B_c)$ |
| | $1.35(G + D_{240})$ |
| | $1.35(G + M_c 120)$ |
| Els | $G+1.2(Q_t + AL)$ |
| | $G+1.2(Q_t + B_c)$ |
| | $G+ D_{240}$ |
| | $G+ M_c 120$ |

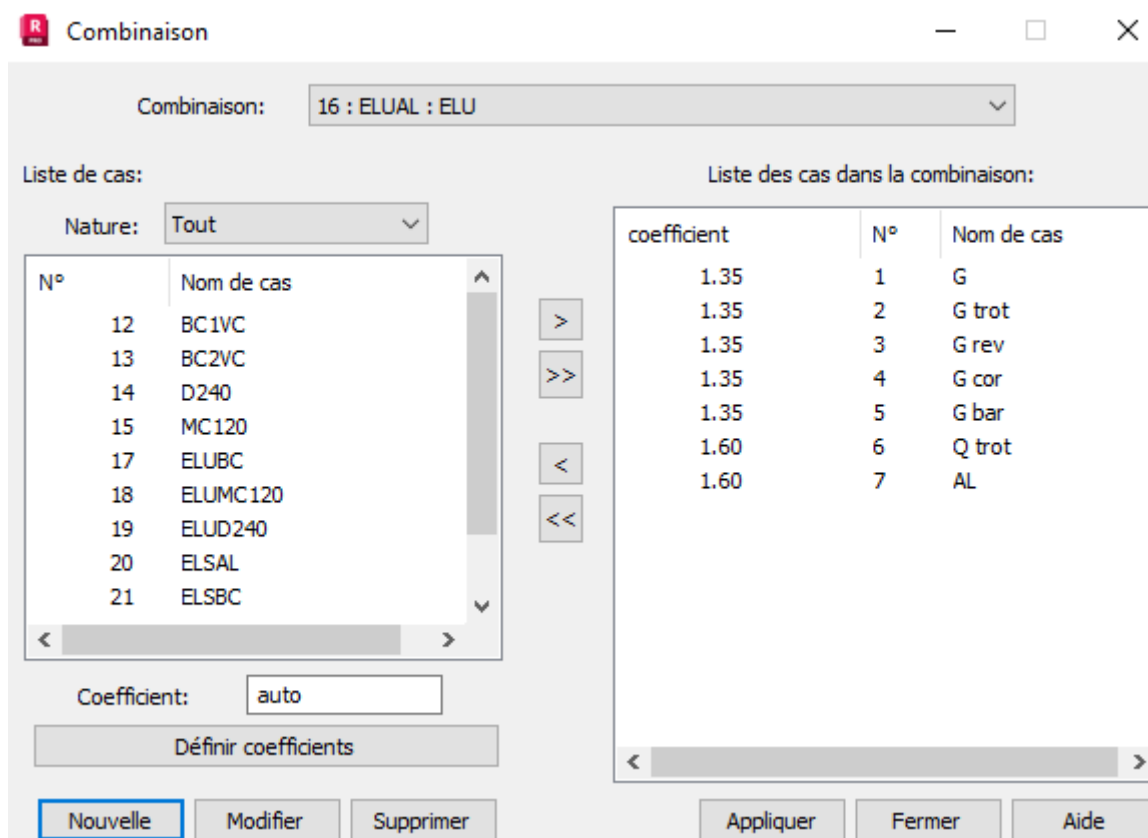


Tableau IV. 3: Combinaisons de charges

10ème étape : Lancement du calcul

Autodesk Robot Structural Analysis Professional - Calculs

31-03-2023 CALCULS STATIQUES 16:41:23

SOLVEUR 'SPARSE'

PHASE DE CALCUL

| | | |
|----------------------|---|----------|
| Renumérotation | <div style="width: 100%; height: 10px; background-color: green;"></div> | 00:00:01 |
| Solution | <div style="width: 100%; height: 10px; background-color: green;"></div> | 00:00:01 |
| Etape de la solution | <div style="width: 100%; height: 10px; background-color: green;"></div> | 00:00:11 |
| Cas | <div style="width: 10%; height: 10px; background-color: green;"></div> | 47 |

Message de calculs

16:41:12 Début de la vérification de la structure

Nombre d'erreurs: 0

Nombre d'avertissements: 0

16:41:21 Fin de la vérification de la structure

16:41:21 Début de l'analyse

| Statistique | | Ressources | | Utilisé |
|--------------------|--------|-----------------------|------------|---------|
| Nombre de noeuds | : 411 | Mémoire: | 1050.738 | 0.970 |
| Nombre d'éléments | : 708 | Disque: | 174669.895 | 57.898 |
| Nombre d'équations | : 2438 | Cas | | 1 |
| Largeur du front | | Début des calculs: | 16:41:22 | |
| Initiale | : : | Durée estimée: | | |
| Optimisée | : : | Priorité des calculs: | Normale | |

Figure IV. 16:Lancement du calcul

IV.1.4. Effort interne dans les poutres

A. Moment fléchissant

D’après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné à l’ELU par la combinaison la plus défavorable $1,35 \times G + 1,60D240$

$M_{max} = 492.69 \text{ t. m}$ à l’ELU

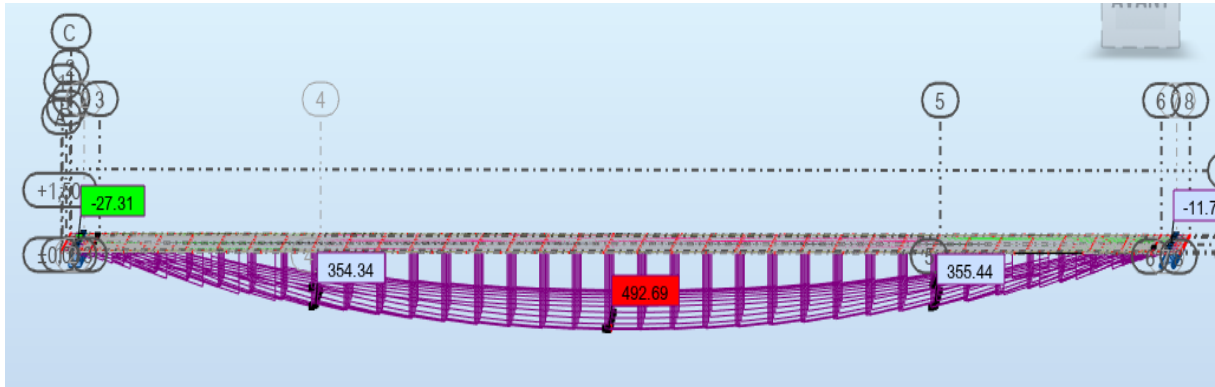


Figure IV. 17:Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l’ELU

$M_{max} = 364.95 \text{ t. m}$ à l’ELS

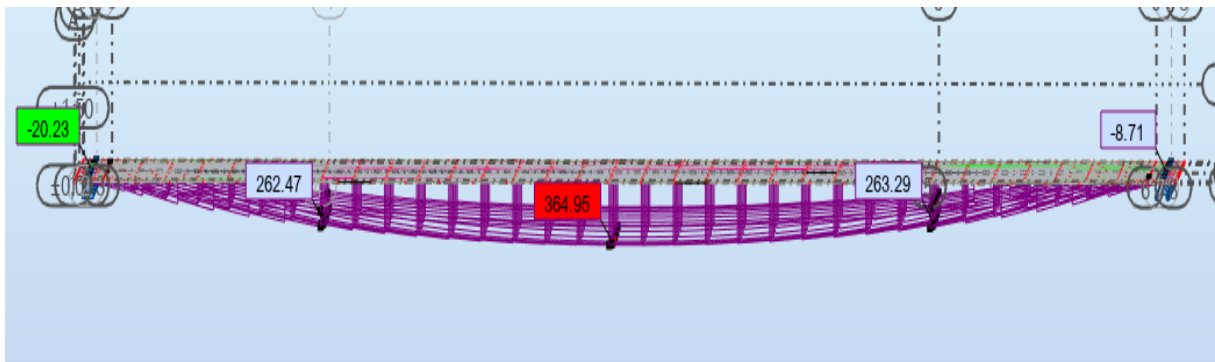


Figure IV. 18:Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l’ELS

B. L’effort tranchant

L’effort tranchant maximum est donné à l’ELS par la combinaison la plus défavorable $1.35G + 1.35 D240$ à l’ELU aux niveaux des appuis.

$T_{max} = 121.43 \text{ t}$ à l’ELU

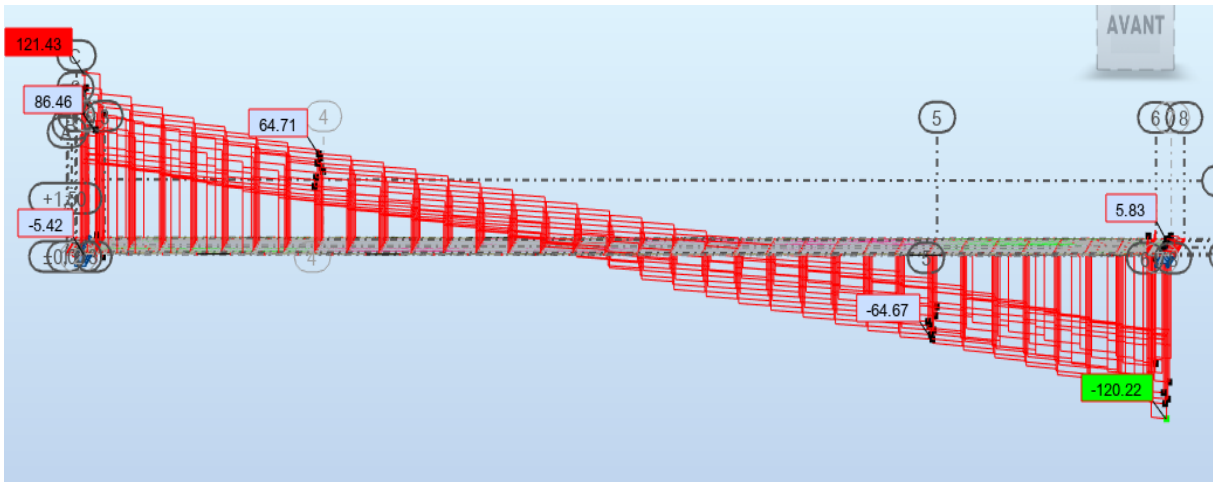


Figure IV. 19:Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$T_{max} = 89.95t$ à l'ELS

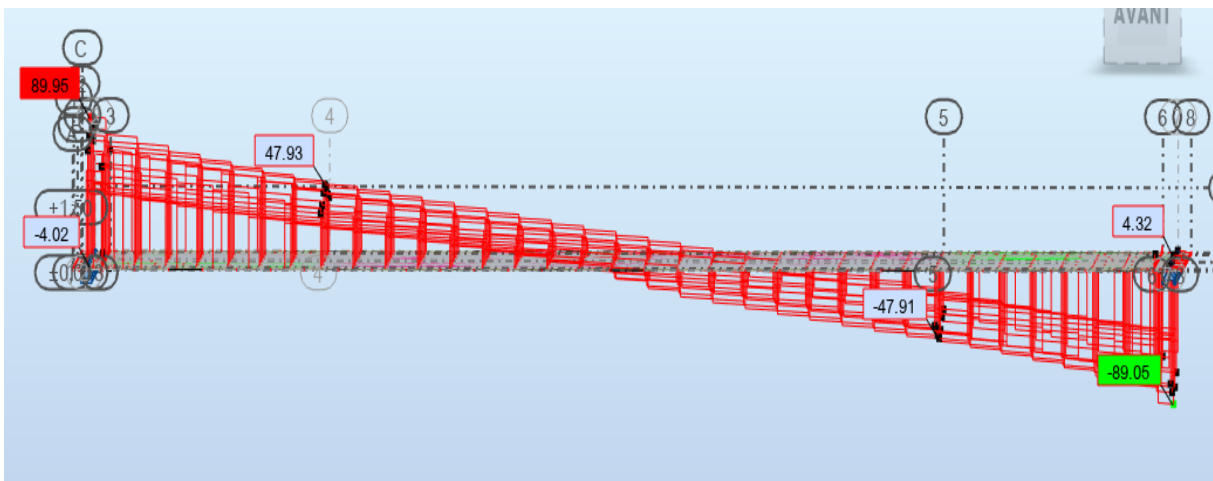


Figure IV. 20:Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

Chapitre V ETUDE DU PLATELAGE

INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert comme couverture pour le pont, cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et les transmettre aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé, ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restantes dans un même plan et les moments correspondants donnés par l'effort local et globale.

V.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE

La dalle travail en flexion simple, pour la ferrailer, on considère une bande de 1 m rectangulaire de hauteur h qui est égale à l'épaisseur de la dalle ($h = 25$ cm), et de largeur 1 m ($b = 1$ m), la hauteur utile $d = 0,9 h = 22.5$ cm.

Après modélisation de la dalle, on a eu les résultats suivants :

- A l'E. L. U

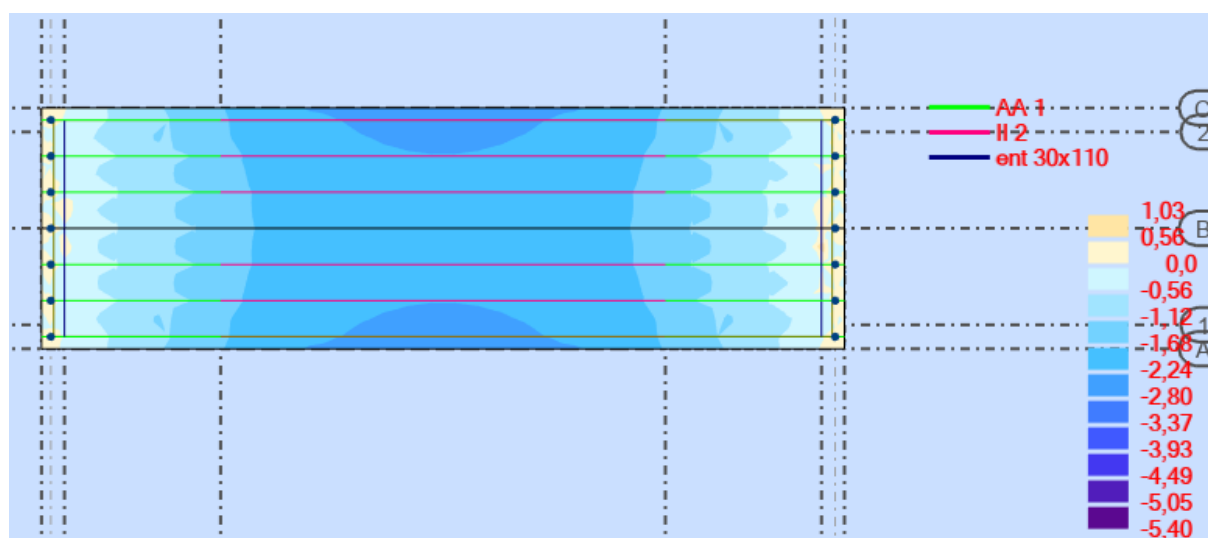


Figure V. 1:moment maximum longitudinal

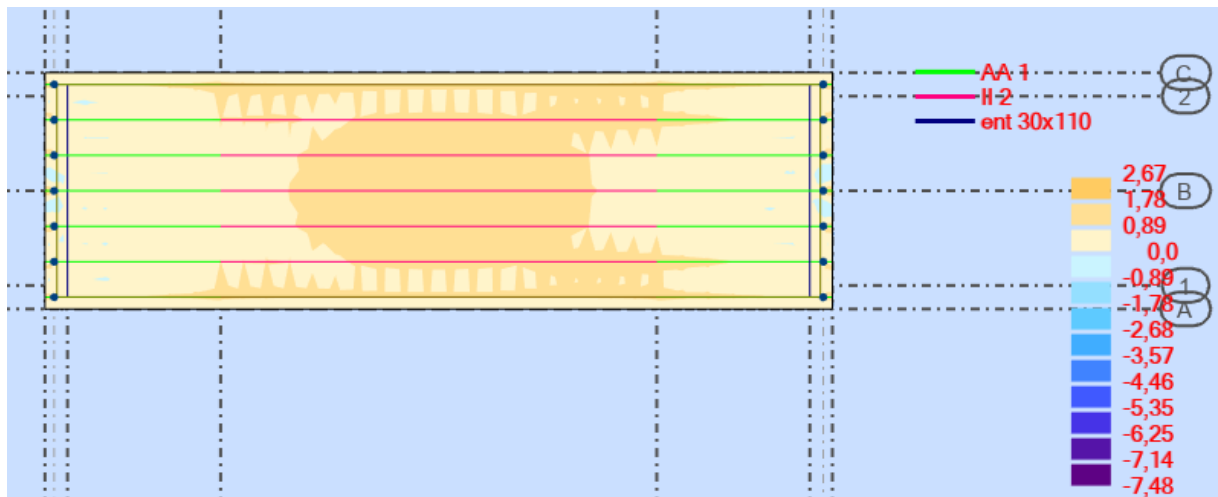


Figure V. 2:moment maximum transversal

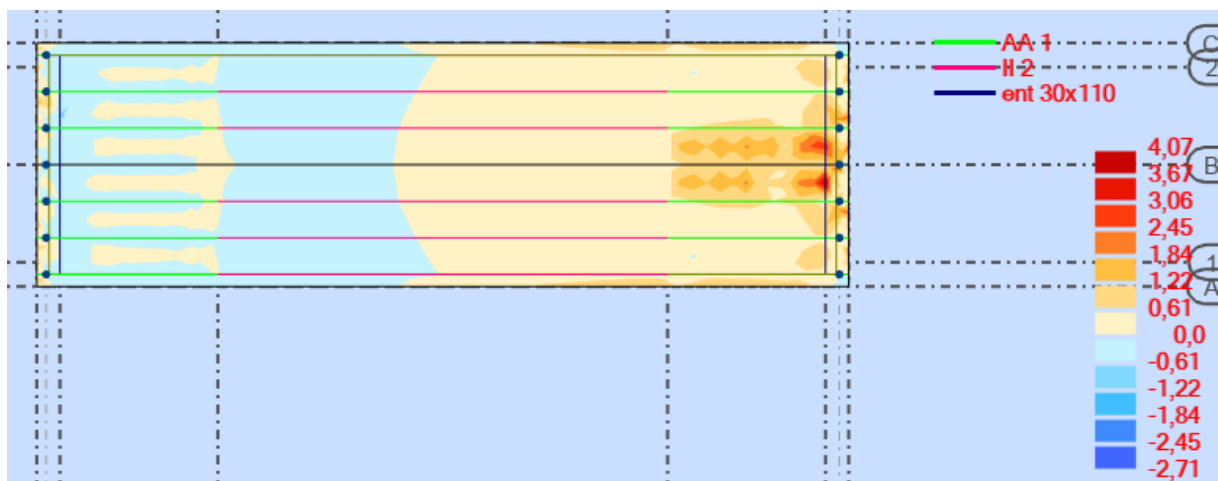


Figure V. 3:effort tranchant longitudinal

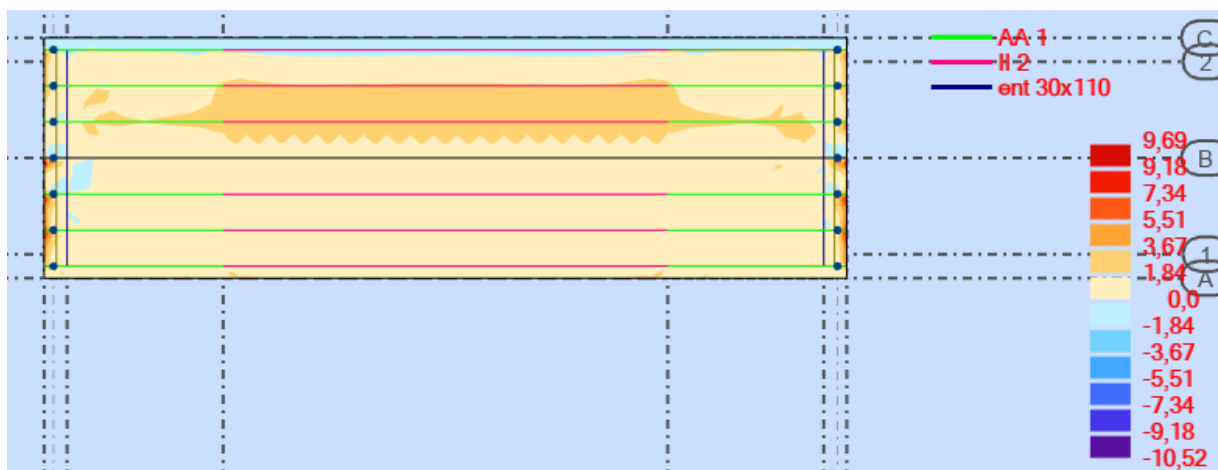


Figure V. 4:effort tranchant transversal

➤ A L'ELS

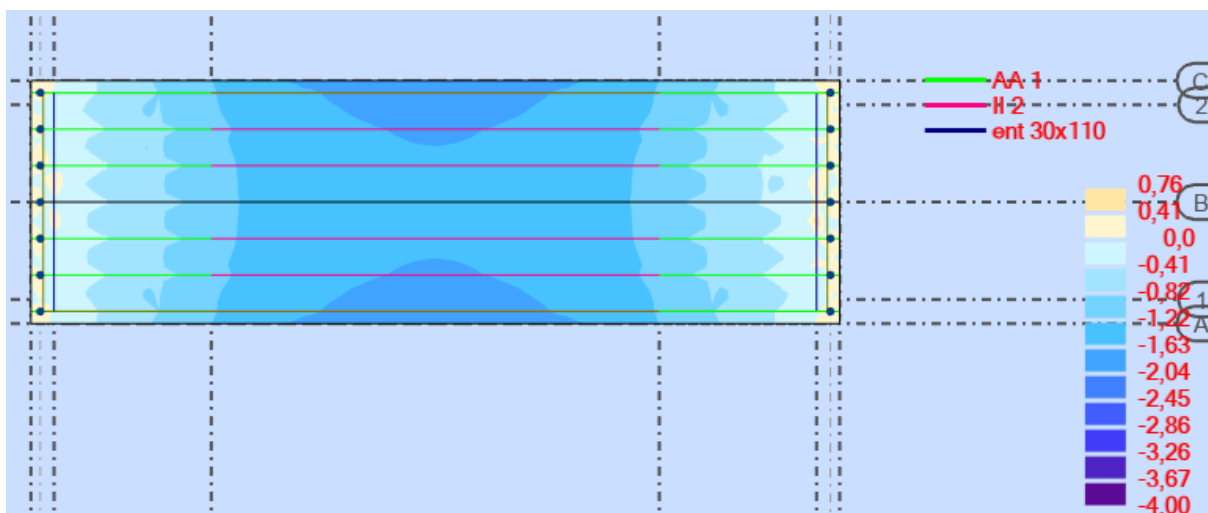


Figure V. 5: moment maximum longitudinal

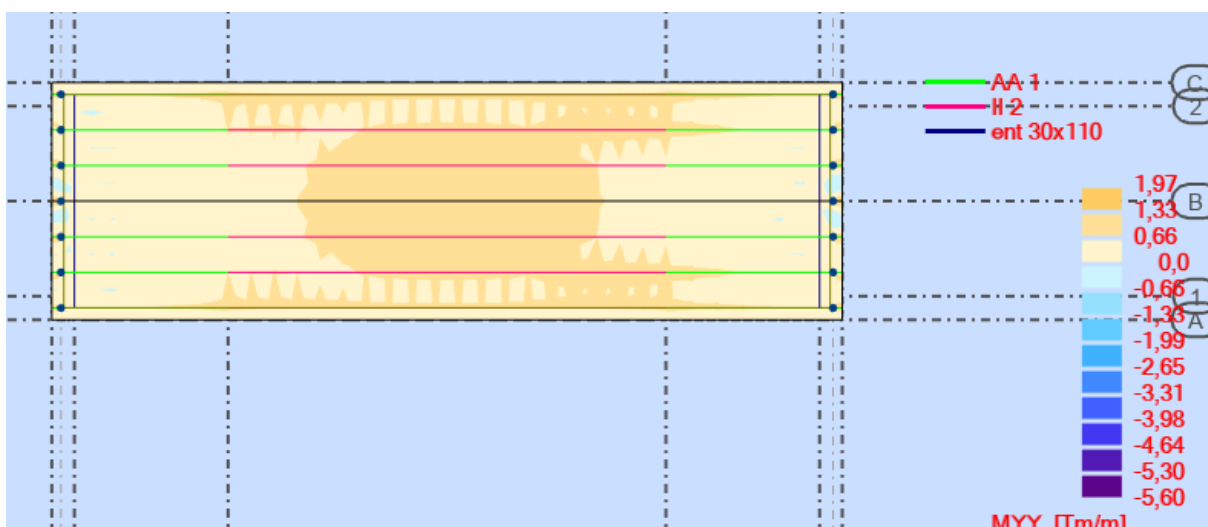


Figure V. 6: moment maximum transversal

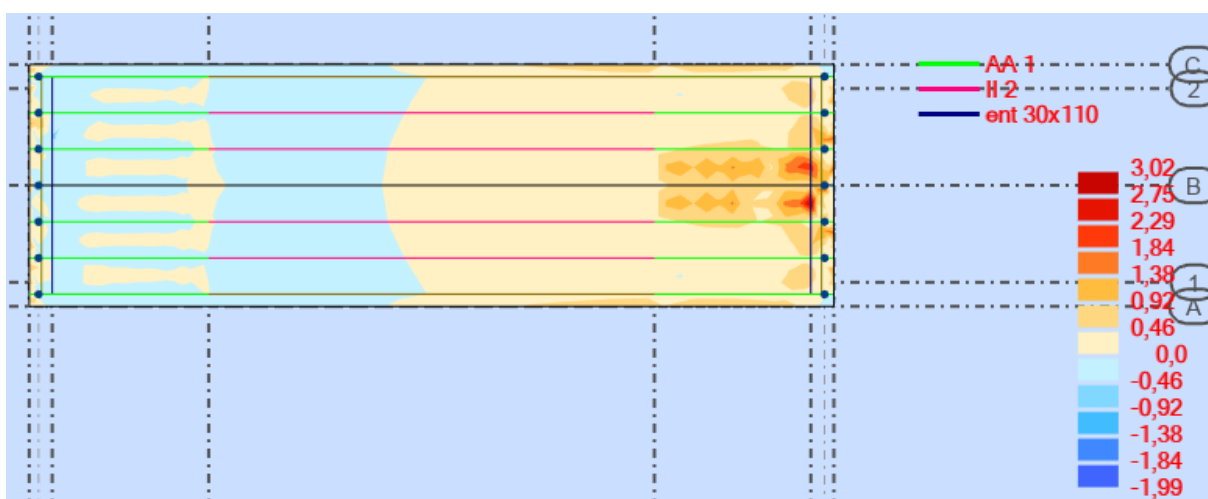


Figure V. 7: effort tranchant longitudinal

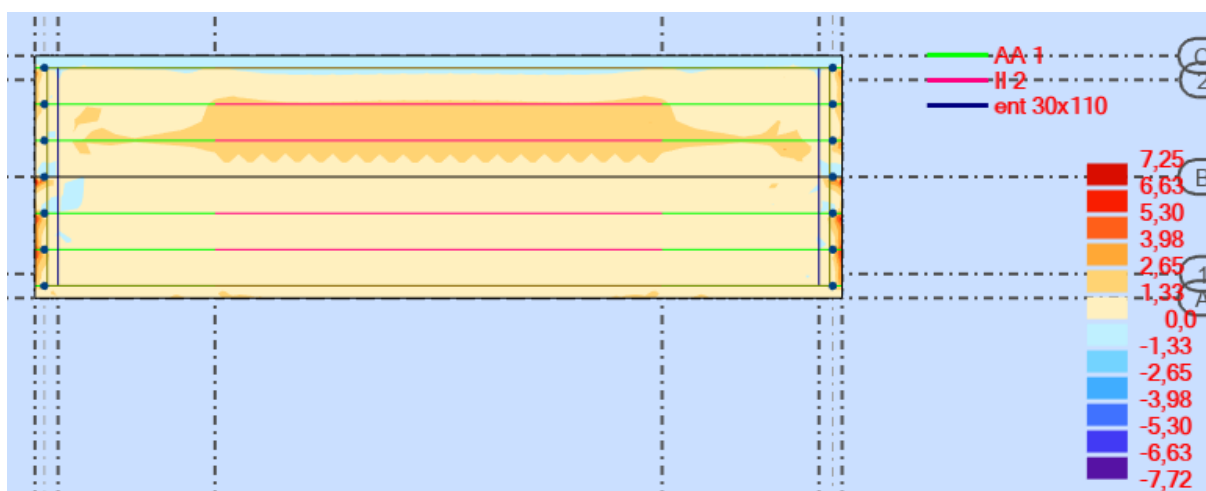


Figure V. 8: effort tranchant transversal

V.1.1. Ferrailage dans le sens transversal

➤ En travée

- ELU:

$$M_u = 2.67 \text{ t.m}$$

$$C = 0.1h = 0.1 \times 25 \rightarrow C = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 25 \rightarrow d = 22.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{2.67 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 17} = 0.031$$

$\mu \leq 0.031$ Donc : pivot A ;

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) \rightarrow \alpha = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.039) = 0.984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.67 \times 10^4}{0.984 \times 22.5 \times 434.78} = 2.77 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$M_s = 1.97 \text{ t.m}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_s = \frac{1.97 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 215.55} = 0.18$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.18}) \rightarrow \alpha = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.25) = 0.9$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.9 = 20.25$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.97 \times 10^4}{20.25 \times 215.55} = 4.51 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(2.77 \text{ cm}^2 ; 4.51 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 4.51 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA14 = 6.16 cm²**

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

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{2.4}{500}\right) \times 22.5 \times 100$$

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

$$A_{\min} \geq 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = 4.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{9.69 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.43 < \min \left\{ 0.15 \frac{30}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.85$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ (HA) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.4 = 7.2 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.69 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 314} = 1.52 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_u = 7.48 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{7.48 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 17} = 0.086$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) \rightarrow \alpha = 0.112$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.112) = 0.955$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.48 \times 10^4}{0.955 \times 22.5 \times 434.78} = 8.006 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$M_s = 5.6 \text{ t.m}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

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

$$\mu_s = \frac{5.6 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 215.55} = 0.0051$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0051}) \rightarrow \alpha = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.006) = 0.997$$

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

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{5.6 \times 10^4}{22.43 \times 215.55} = 11.58 \text{ cm}^2$$

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

Donc : $A = \text{Max}(8.006 \text{ cm}^2 ; 11.58 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 11.58 \text{ cm}^2$

Soit **6HA16 = 12.06 cm²**

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton soit**

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{2.4}{500}\right) \times 22.5 \times 100$$

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

$$A_{\min} \geq 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = 11.58 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA16 = 12.06 cm²**

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{10.52 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.46 < \min\left\{0.15 \frac{30}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 4 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 16 = 301.44$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ (HA) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.4 = 7.2 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.52 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 314} = 1.14 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.1.2. Ferrailage longitudinal :

➤ En travée :

- ELU :

$$M_u = 1.03 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1.03 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 17} = 0.011$$

$\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) \rightarrow \alpha = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.013) = 0.994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.03 \times 10^4}{0.994 \times 22.5 \times 434.78} = 1.06 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$M_s = 0.76 \text{ t.m}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_s = \frac{0.76 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 215.55} = 0.0006$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0006}) \rightarrow \alpha = 0.0007$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0007) = 0.999$$

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

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.76 \times 10^4}{22.47 \times 215.55} = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(1.06 \text{ cm}^2 ; 1.57 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²**

➤ **Aux appui :**

- **ELU :**

$$M_u = 5.4 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{5.4 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 17} = 0.062$$

$\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) \rightarrow \alpha = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.08) = 0.968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.4 \times 10^4}{0.968 \times 22.5 \times 434.78} = 5.7 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$M_s = 4 \text{ t.m}$$

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

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_s = \frac{4 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 215.55} = 0.0036$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0036}) \rightarrow \alpha = 0.005$$

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

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

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4 \times 10^4}{22.45 \times 215.55} = 8.26 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(5.7 \text{ cm}^2 ; 8.26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 8.26 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de non fragilité du béton

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{2.4}{500}\right) \times 22.5 \times 100$$

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

$$A_{min} \geq 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à la contrainte d'adhérence :

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

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

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

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.85$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ (HA) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.4 = 7.2 MPa.$$

$$\tau_{se} = \frac{2.71 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 314} = 0.42 MPa \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

Tableau V. 1: tableau récapitulatif des résultats

| Sens transversal | | Sens longitudinal | |
|------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| Nappe inférieur | Nappe supérieur | Nappe inférieur | Nappe supérieur |
| 4HA14 | 6HA16 | 4HA12 | 4HA16 |

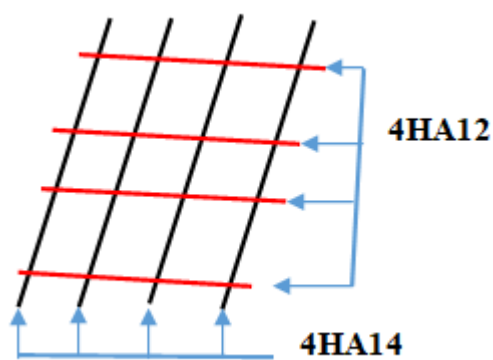


Figure V. 9: nappe inférieure

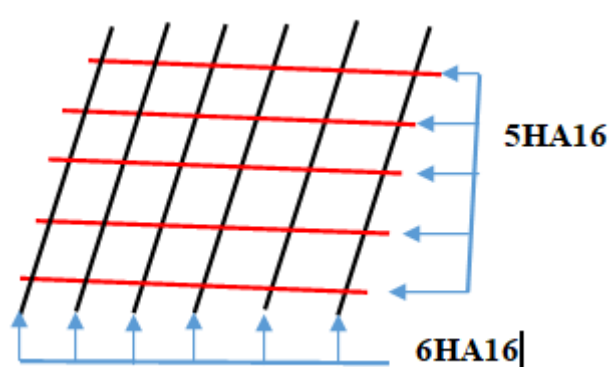


Figure V. 10: nappe supérieure

V.2. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

V.2.1. Définition de l'entretoise d'about

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres assurent l'assemblage des poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

V.2.2 Rôles des entretoises d'about :

Le rôle le plus important de l'entretoise, est d'assurer l'encastrement des poutres vis-à-vis de la torsion sur appuis.

V.2.3 Méthode numérique avec le logiciel ROBOT

Les résultats obtenus avec le logiciel ROBOT sont présentés comme suit :

- Les résultats à l'ELU :

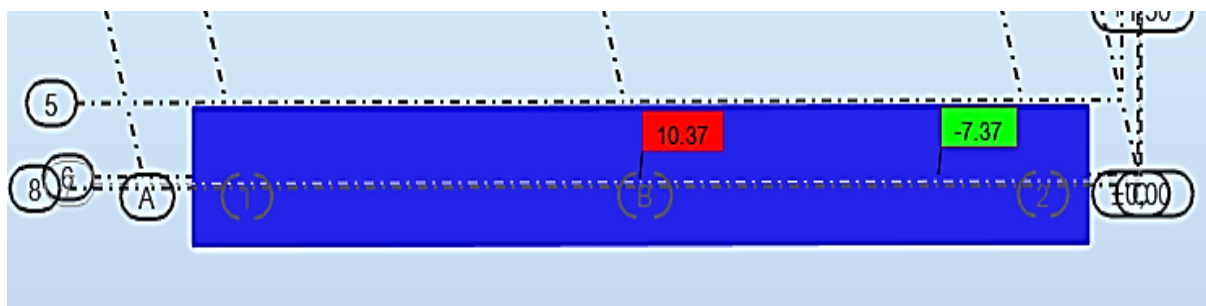
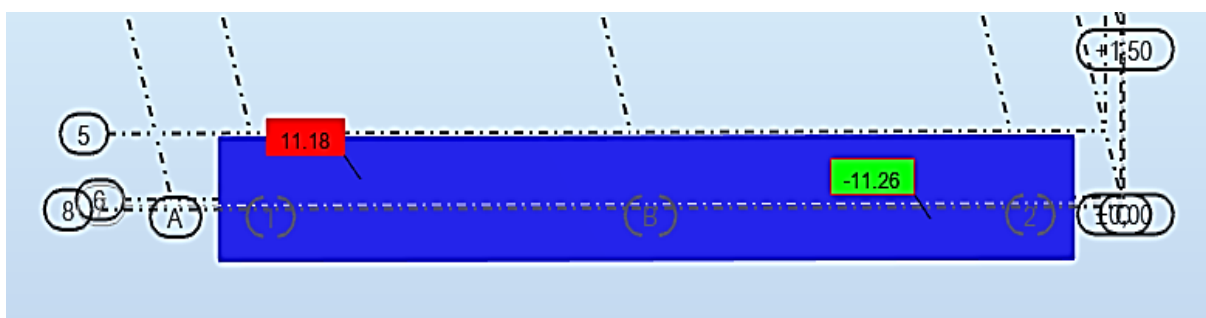
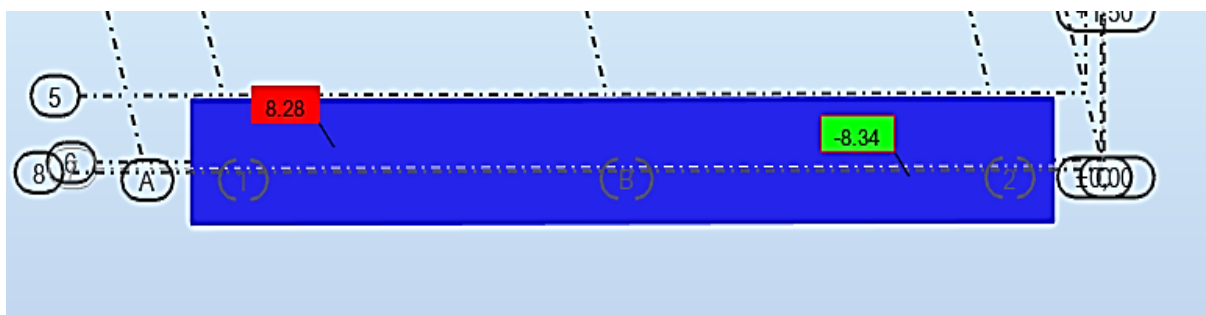


Figure V. 11: Valeur des moments à l'ELU

- Les résultats à l'ELS :



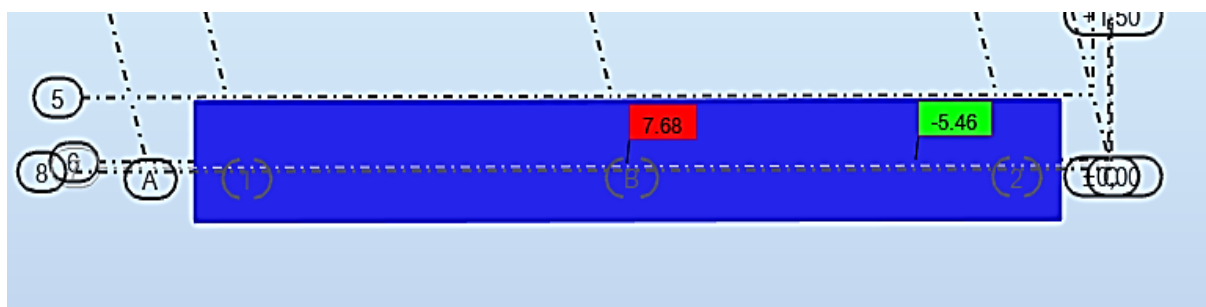


Figure V. 12: Valeur des moments à l'ELS

V.3. FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

V.3.1. Ferrailage transversal :

- ELU :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire de 30cm de largeur (b) et de 1.1m de hauteur (h) soumise à la flexion simple.

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa};$$

Acier FeE500.

$$h = 110 \text{ cm},$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 110 = 99 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}.$$

$$M_{\mu} = 11.18 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{11.18 \times 10^4}{30 \times 99^2 \times 17} = 0.022$$

$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc $A'n'$ existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}}{0.8} = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.027) = 0.989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.18 \times 10^4}{0.989 \times 99 \times 434.78} = 2.62 \text{ cm}^2$$

- E.L. S :

$$M_s = 8.28 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s \max}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8.28 \times 10^4}{30 \times 99^2 \times 215.55} = 0.0013$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0013}}{0.8} = 0.0016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0016) = 0.999$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 99 \times 0.999 = 98.901$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8.28 \times 10^4}{998.901 \times 215.55} = 3.88 \text{ cm}^2$$

Vérifier la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{2.4}{500}\right) \times 99 \times 110$$

$$A_{min} \geq 12.02 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 12.02 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA20 = 12.57 cm²

V.3.2. Ferrailage longitudinale

- **ELU :**

$$M_\mu = 10.37 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{10.37 \times 10^4}{30 \times 99^2 \times 17} = 0.02$$

$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc A'n' existepas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}}{0.8} = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.025) = 0.99$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.37 \times 10^4}{0.99 \times 99 \times 434.78} = 2.43 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$M_s = 7.68 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{7.68 \times 10^4}{30 \times 99^2 \times 17} = 0.015$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

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

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}}{0.8} = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.018) = 0.928$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 99 \times 0.928 = 91.87$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.68 \times 10^4}{91.87 \times 215.55} = 3.87 \text{ cm}^2$$

Vérifier la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{2.4}{500}\right) \times 99 \times 110$$

$$A_{\min} \geq 12.02 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = 12.02 \text{ Cm}^2$$

On choisit 4HA20= 12.57 cm².

V.3.3. Armatures transversales :

$$T_u = 1.118 \text{ MN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.118}{0.297} = 3.76$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{30}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\mu} = 3.76 < \tau_{adm} = 4 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.3.4. Armature de peau

D'après le B.A.E.L, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement a la fibre moyenne et ce dans le cas des poutres de grande hauteur, mais le B.A.E.L ne définissent pas à partir de quelle hauteur on peut considère une poutre « pour de grande hauteur » on admet que cela est vérifier si :

D'après Pierre CHARON :

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10} \right) = 2 \times \left(80 - \frac{500}{10} \right) = 60 \text{ cm}$$

Dans ce cas il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre appelée armature de peau, en raison d'un risque d'apparition de fissures dans la zone du béton tendu.

D'après le BEAL 91 (Art B-6-6-2), les armatures de peau des parements exposés aux intempéries et ou condensation pour le cas de fissuration préjudiciable sont au moins égales à 1 cm^2 par mètre de paroi.

$$A \geq 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pour éviter ce genre de problème on recommandera de placer 1HA12 tous les 15cm.

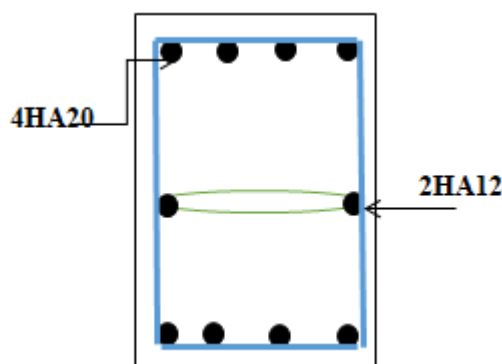


Figure V. 13:Schéma de Ferrailage de l'entretoise.

Chapitres VI Etude de la précontrainte

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.

La conception et le calcul des structures en béton précontraint se font selon les recommandations de l'Euro code 2 (Norme ENV 1992-1) et les règles de BPEL. Ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

VI.1. HISTOIRE DU BETON PRECONTRAIT

L'idée de la précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de façon telle que la variation des contraintes qui faisait naître de la traction, ne provoque qu'une décompression du matériau.

VI.2. DEVELOPPEMENT DE LA PRECONTRAINTE PAR FREYSSINET

Eugène Freyssinnet est l'auteur du premier brevet sur la précontrainte en 1928, bien que l'idée soit plus ancienne et revête plusieurs formes. Il chercha à se placer dans des conditions voisines de certains arcs où l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement les compressions auxquelles le béton résiste convenablement.

D'autres ingénieurs tels que KOENER et LUNDT (en 1907) avaient essayé de pré-comprimer des éléments en béton en les traversant par des barres d'acier doux filetées et tendues par serrage d'un écrou ; mais leurs essais n'avaient abouti qu'à des échecs, en raison de l'intervention des déformations différées (retrait, fluage, et la relaxation de l'acier.). FREYSSINET a découvert les lois régissant du retrait et déformation lente sous charge et les hygrométries en 1962 à partir d'études théoriques et expérimentales.

En 1928, il déposa ses brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau et les dispositifs à mettre en œuvre pour réaliser pratiquement la mise en place du béton (câble, grâce, ancrages, vérins, ... etc.).

VI.3. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Le principe de la précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre), avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naître de la traction ne provoque aucune décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs et de vérifier les conditions de sécurité.

VI.4. TYPES DE PRECONTRAINTE

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets. Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

- La précontrainte par pré-tension.
- La précontrainte par post-tension.

Dans notre projet nous allons étudier la précontrainte par post-tension.

VI.4.1. Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures actives (câbles ou torons) mises en tension après coulage et durcissement du béton. Ce dernier doit avoir une résistance mécanique à la compression suffisante, pour lui permettre de supporter les efforts de précontrainte auxquels il sera soumis.

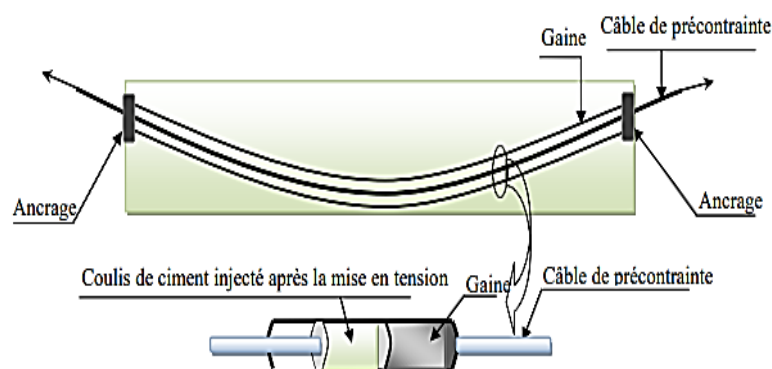


Figure VI. 1:Précontrainte par post-tension

VI.5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse.

VI.5.1. Précontrainte minimale

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

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

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

Avec :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

➤ **ELU :**

- Sous la combinaison G+D240 :

$$M_{max} = 492.62 t.m$$

- Sous G uniquement :

$$M_{min} = 181.85 t.m$$

$$\Delta m = M_{max} - M_{min} = 492.62 - 181.85 = 310.77 t.m$$

Tableau VI. 1:Caractéristiques de la poutre.

| | B(cm ²) | I _G (cm ⁴) | V(cm) | V'(cm) | ρ(%) | H(cm) |
|--------------------|---------------------|-----------------------------------|------------|-------------|-------|-------|
| Poutre seule | 5067.8 | 10641827.4 | 63.7705107 | 86.2297431 | 39.70 | 150 |
| Poutre avec hourdi | 8157 | 19712701.69 | 61.071514 | 108.8369122 | 41.23 | 170 |

VI.6. CONTRAINTE LIMITES :

La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_t = -f_{t28} = -2.4MPa$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -3.6MPa$$

- **En section sous critique :**

$$P_1 = \frac{\Delta m}{\rho \cdot h} + \frac{B}{H} (v \cdot \sigma_t + v' \cdot \sigma_{ts})$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts} = -3.6MPa$$

$$P_1 = \frac{310.77 \times 10^3}{0.39 \times 150} + \frac{5067.8}{150} \times [63.77 \times (-2.4 \times 10^{-1}) + 86.23 \times (-3.6 \times 10^{-1})]$$

$$P_1 = 3746.44KN$$

- **En section sur critique :**

$$P_2 = \frac{M_{max} + \rho \cdot v \cdot B \cdot \sigma_t}{\rho \cdot v + v' - d'}$$

Avec :

d : enrobage des armatures

$$d' = h - 0.9h = 15cm$$

$$P_2 = \frac{492.62 \times 10^3 + 0.39 \times 5067.8 \times 63.77 \times (-2.4 \times 10^{-1})}{0.39 \times 63.77 + 86.23 - 15}$$

$$P_2 = 4811.33KN$$

$P_1 < P_2$ 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.

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

$$P_{min} = \sup(3746.44; 4811.33)$$

$$P_{min} = 4811.33KN$$

L'excentricité e :

$$e_0 = -(v' - d') = 86.23 - 15 = 71.23 \text{ cm}$$

VI.7. CALCUL DE NOMBRE DES CABLES

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. On suppose une perte de précontrainte de 32%.

$$P_{min} = 0.68 \times P_0$$

Donc :

$$P_0 = \frac{P_{min}}{0.68} = \frac{4811.33}{0.68} = 7075.48 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

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

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 7T15S de type FREYSSINET (Classe 1770) :

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 6 cm.
- Section nominale du câble = $150 \times 7 = 1050 \text{ mm}^2$.
- $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$
- $f_{peg} = 1573 \text{ Mpa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{prg} = 0.8 \times 1770 = 1416 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{peg} = 0.9 \times 1573 = 1415.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{p0} = 1415.7 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1415.7 \times 1050 \times 10^{-3} = 1486.485 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{7075.48}{1486.485} = 4.75$$

Soit $n=5$ câbles de 7T15s.

$$P_{\min} = n \times P_{01} = 5 \times 1486.485 = 7432.425 \text{ KN.}$$

VI.8. VERIFICATION DES SECTIONS

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} \end{cases}$$

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

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

VI.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES A LA MISE EN TENSION

En construction, la mise en tension se fait au 14ème jour (50%).

VI.9.1. Contrainte limite :

➤ **En compression :**

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \text{ avec : } f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$f_{cj} = f_{c14} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 30 = 25.64 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 15.4 \text{ Mpa}$$

➤ **En traction :**

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -3.846 \text{ Mpa} & (\text{hors de la section d'enrobage}) \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.138 \text{ Mpa} & (\text{dans la section d'enrobage}) \end{cases}$$

Avec :

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.138 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{min} = 0.94 \times 7432.425 = 6986.48 \text{ KN}$$

VI.9.1.1. Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \text{ (À la fibre supérieure).}$$

Avec :

A la mise en tension la poutre est soumise à son poids propre seulement $q_G = 1.475 \text{ t/ml}$ calculer en chapitre 03.

$$M_{min} = M_G = \frac{qL^2}{8}$$

$$M_{min} = \frac{1.475 \times 33.4^2}{8} = 205.68 \text{ t.m} = 2056.8 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{6986.48}{5068} + \frac{6986.48 \times (-71.23) \times 63.7}{10641827.4} + \frac{2056.8 \times 63.7 \times 10^2}{10641827.4} = -0.37 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = -3.7 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.846 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

VI.9.1.2. Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \text{ (A la fibre inférieure)}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6986.48}{5068} - \frac{6986.48 \times (-71.23) \times 61.1}{10641827.4} - \frac{2056.8 \times 61.1 \times 10^2}{10641827.4} = 2.66 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 26.6 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{ci} \quad \text{(Condition non vérifiée).}$$

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

VI.10. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE A L'ABOUT

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$P = 0.94P_{min} = 0.94 \times 1486.485 \times n$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.94 \times 1486.485 \times n}{5067.8} + \frac{(0.94 \times 1486.485 \times n) \times (-71.23) \times 63.7}{10641827.4} + \frac{2056.8 \times 63.7 \times 10^2}{10750918.5}$$

$$\sigma_{ts} = (0.27n - 0.62n + 1.22) \times 10 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.846 \text{ Mpa}$$

$$n \leq 4.6 \quad \dots\dots (1)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0.94 \times 1486.485 \times n}{5067.8} - \frac{(0.94 \times 1486.485 \times n) \times (-71.23) \times 61.1}{10641827.4} - \frac{2056.8 \times 61.1 \times 10^2}{10641827.4}$$

$$\sigma_{ci} = (0.27n + 0.57n - 1.2) \times 10 \leq 15.4 \text{ MPa}$$

$$n \leq 3.26 \quad \dots\dots (2)$$

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

❖ Conclusion :

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, trois câbles à l'about leur tirage à 100% au 14eme jour et deux câbles à l'extrados leur tirage après le coulage de la dalle

VI.11. DISTRIBUTION CONSTRUCTIVE DES CABLES

VI.11.1. Disposition des câbles à l'about

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, nous avons une seule file d'ancrage à l'about, trois câbles disposés verticalement. L'angle de relevage des câbles de la 1^{ère} famille est compris entre 2° et 20°.

VI.11.2. Disposition des câbles à l'extrados

Les câbles seront ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important (25° environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre ; ce qui assurera une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles seront ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

a. Câble d'about :

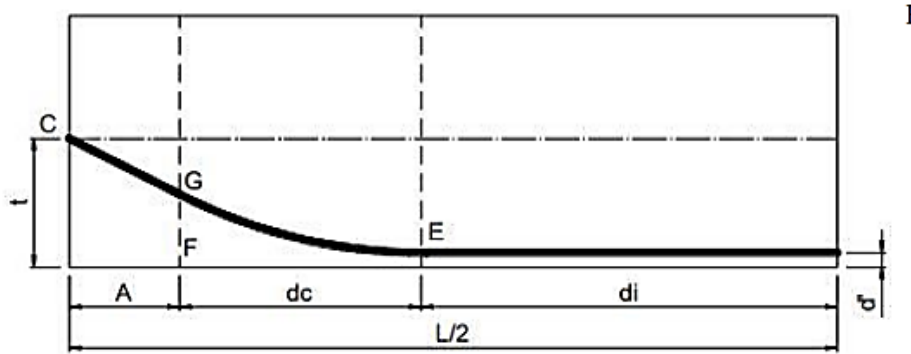


Figure VI. 2: Tracé d'un câble

- 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.

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

b. Câble émergent (extrados) :

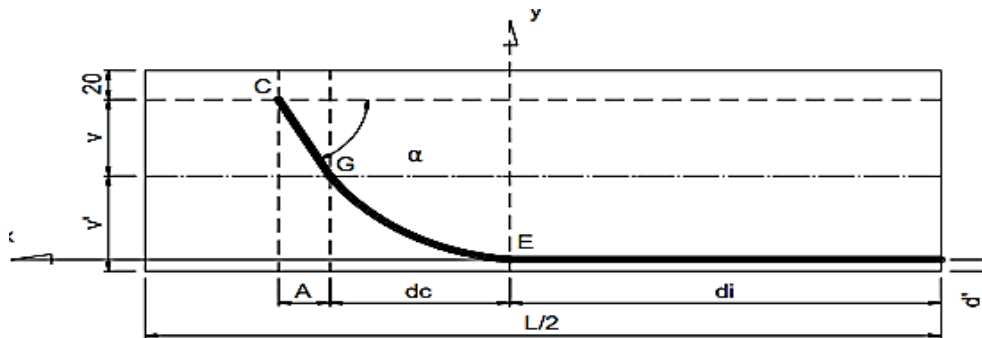


Figure VI. 3:Tracé du câble émergeant

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

Pour : $x = dc$

$$\rightarrow Y = a \cdot dc^2 \quad (1)$$

$$\rightarrow Y = v' - d' \quad (2)$$

$$y(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \quad \Rightarrow \quad a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \quad (3)$$

On remplace (3) dans (1) :

$$y = \frac{\tan \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \quad \Rightarrow \quad dc = \frac{2 \cdot y}{\tan \alpha} \quad (4)$$

$$\text{On remplace (2) dans (4) : } dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\tan \alpha}$$

VI.12. APPLICATION AU PROJET

VI.12.1. Câbles d'about (aux appuis)

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

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : trois câbles disposés verticalement. La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1486,4 KN.

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

Compte tenu de la disposition :

$$P1 + P2 + P3 + P4 = R \quad P1 = P2 = P3 = P4 = P$$

$$\sum M_{/ \text{ fibre inf}} = R \times V' = P1 \times d + P2 \times (a' + d) + P3 \times (2a' + d).$$

$$v' = a' - d$$

$$a' = v' - d = 86.23 - 35 = 51.23 \text{ cm.}$$

$$v - a' = 63.77 - 51.23 = 12.54 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm.}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

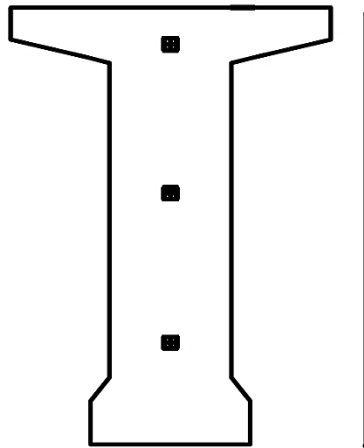


Figure VI. 4: disposition des câbles

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 4^\circ, \alpha_2 = 12^\circ, \alpha_3 = 17^\circ$$

❖ **Exemple de calcul :**

➤ Câble d'about :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 4} (0.35 - \tan 4 - 0.15) = 3.72 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 4}{2 \times 3.72} = 0.009$$

➤ Câble émergeant (extrados) :

$$dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\tan \alpha} = dc = \frac{2 \cdot (86.23 - 21)}{\tan 25} = 279.77 \text{ cm} = 2.7 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 25}{2 \times 2.7} = 0.086$$

Pour la 2^{ème} famille $b = \frac{v}{\tan \alpha} = \frac{63.77}{\tan 25} = 1.36$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles

| | N° câble | α (°) | $\tan \alpha$ | t(m) | d' (m) | dc (m) | a |
|--------------|----------|--------------|---------------|--------|--------|--------|-------|
| 1ère famille | 1 | 5 | 0.0699 | 0.3500 | 0.15 | 3.72 | 0.010 |
| | 2 | 13 | 0.2125 | 0.8402 | 0.15 | 4.496 | 0.023 |
| | 3 | 18 | 0.3057 | 1.3304 | 0.15 | 5.722 | 0.026 |
| 2ème famille | 4 | 25 | 0.4663 | 1.5 | 0.21 | 2.7 | 0.086 |
| | 5 | 25 | 0.4663 | 1.5 | 0.21 | 2.7 | 0.086 |

VI.12.1.1. Tracé des câbles

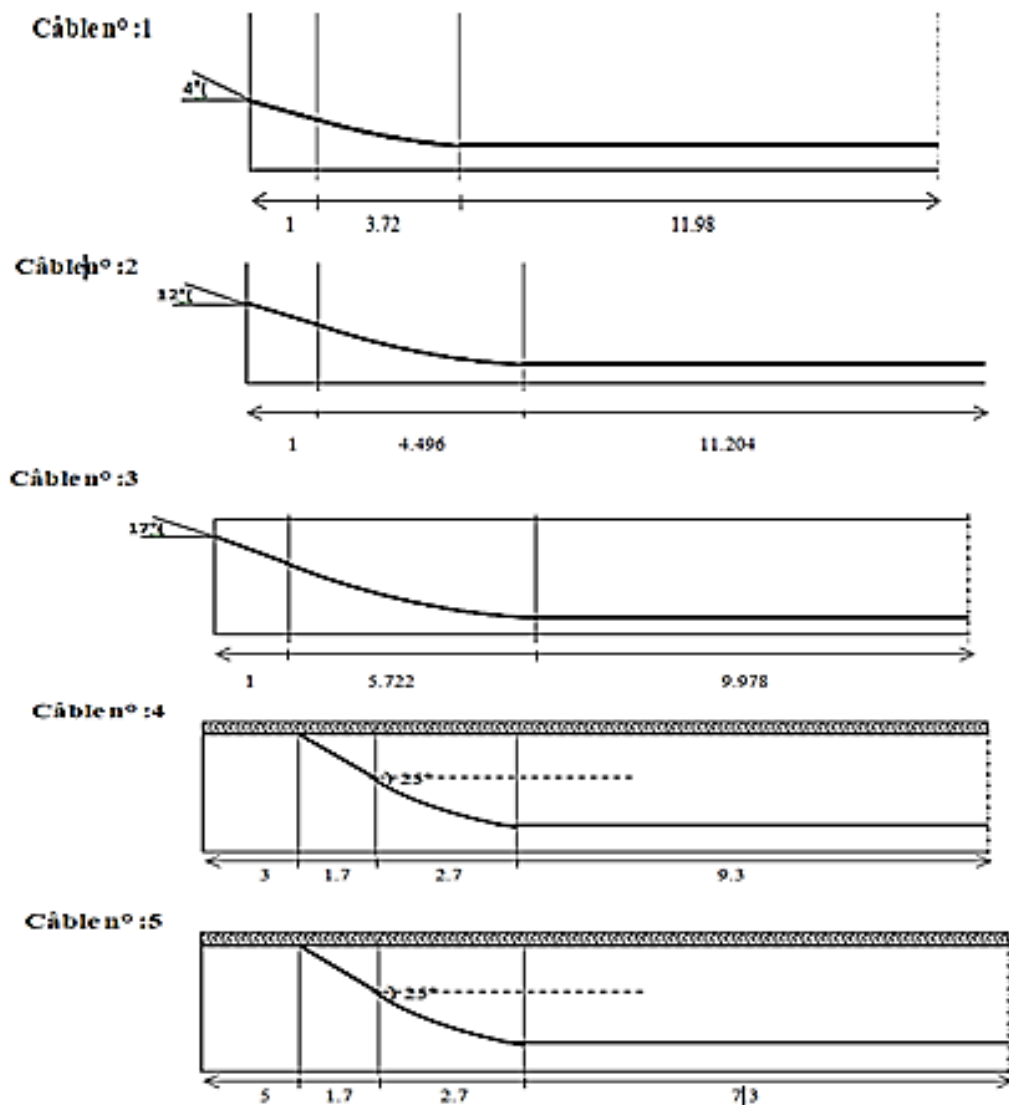


Figure VI. 5: Tracé des câbles

➤ 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.

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

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} & \text{pour les câbles de 1ere famille} \\ L_r = \frac{A}{\cos \alpha} & \text{pour les câbles de 2ème famille} \end{cases}$$

$$L_d = d_1$$

❖ **Exemple de calcul :**

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 4} = 1.504 \\ L_r = \frac{A}{\cos \alpha} = \frac{1.75}{\cos 25} = 1.931 \end{cases}$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.01} \left[\ln \left(2 \times 0.01 \times 3.72 + \sqrt{1 + (2 \times 0.010 \times 3.72)^2} \right) + 2 \times 0.010 \times 3.72 \sqrt{1 + (2 \times 0.010 \times 3.72)^2} \right] = 2.86\text{m}$$

Tableau VI. 3:Récapitulatif des longueurs des câbles

| N° Câbles | Lr(m) | Lc(m) | Ld (m) | Lt | Lt x 2 |
|-----------|-------|-------|--------|-------|--------|
| 1 | 1.504 | 2.86 | 11.98 | 16.34 | 32.68 |
| 2 | 1.533 | 5.76 | 11.204 | 18.5 | 37.00 |
| 3 | 1.568 | 7.90 | 9.978 | 19.45 | 38.90 |
| 4 | 1.931 | 4.68 | 9.3 | 15.91 | 31.82 |
| 5 | 1.931 | 4.68 | 7.3 | 13.91 | 27.82 |

➤ **Câble moyen fictif :**

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

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

- **Section d'about :** $t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$
- **Section à Xm 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 :**

- **Section d'about :** 3 câbles

Câble n°1: $t_1 = 0.35$ m

Câble n° 2: $t_2 = 0.8402$ m

Câble n° 3: $t_3 = 1.3304$ m

- **Position du câble moyen à l'about :**

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.35 + 0.8402 + 1.3304}{3} = 0.8402\text{m}$$

- **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: $t_1 = 0.288$ m

Câble n° 2: $t_2 = 0.615$ m

Câble n° 3: $t_3 = 1.001$ m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.288 + 0.615 + 1.001}{3} = 0.635\text{m}$$

Tableau VI. 4: Câble moyen fictif

| Section d'about | | | Section à 1 m de l'about | | | Section à 3 m de l'about | | | | | |
|-----------------|--------|------------------|--------------------------|-------|------------------|--------------------------|----|------------------|-----------------------|----|------------------|
| Câble | Ti | t _{moy} | Câble | ti | T _{moy} | Sans câbles émergeant | | | avec câbles émergeant | | |
| 1 | 0.35 | 0.8402 | 1 | 0.288 | 0.635 | Câble | ti | t _{moy} | Câble | ti | T _{moy} |
| 2 | 0.8402 | | 1 | 0.179 | | 0.3 | 1 | 0.155 | 0.6 | | |
| 3 | 1.3304 | | 2 | 0.293 | | | 2 | 0.264 | | | |
| | | 3 | 1.001 | 3 | 0.481 | | | | | | |
| | | | | 4 | 1.5 | | | | | | |

| Section à 5 m de l'about | | | | | | section du câble équivalent à la section 0,5 L de l'about | | | | | |
|--------------------------|-------|------------------|-----------------------|-------|------------------|---|------|------------------|-----------------------|------|------------------|
| Sans câbles émergeant | | | avec câbles émergeant | | | Sans câbles émergeant | | | avec câbles émergeant | | |
| Câble | ti | T _{moy} | Câble | ti | T _{moy} | Câble | ti | t _{moy} | Câble | ti | t _{moy} |
| 1 | 0.151 | 0.178 | 1 | 0.151 | 0.479 | 1 | 0.15 | 0.15 | 1 | 0.15 | 0.174 |
| 2 | 0.156 | | 2 | 0.156 | | 2 | 0.15 | | | | |
| 3 | 0.227 | | 3 | 0.227 | | 3 | 0.15 | | | | |
| | | 4 | 0.36 | 4 | 0.21 | | | | | | |
| | | 5 | 1.5 | 5 | 0.21 | | | | | | |

VI.13. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat. Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées. D'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

VI.13.1. Composante de la précontrainte à la section d'appui

Soit P la force de la précontrainte d'un câble

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



Figure VI. 6: composante de la précontrainte a la section d'about

- 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 ($Z_i = t_i$).

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

Avec :

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

➤ Section d'about (poutre seul) :

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

| N° du câble | $\alpha(^{\circ})$ | $\sin \alpha$ | $\cos \alpha$ | Z_i (m) | $Z_i \times \cos\alpha$ | Z_i^2 (m ²) |
|-------------|--------------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|---------------------------|
| 1 | 4 | 0.0697 | 0.9975 | 0.35 | 0.3491 | 0.1225 |
| 2 | 12 | 0.2079 | 0.9778 | 0.8402 | 0.8215 | 0.7059 |
| 3 | 17 | 0.2923 | 0.9563 | 1.3304 | 1.2722 | 1.7699 |
| Σ | / | / | 2.9316 | 2.5206 | 2.4428 | 2.5983 |

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} = \frac{2.4428}{2.9316} = 0.8332 \text{ m}$$

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.

$$B_{gaine} = n \cdot \frac{\pi \phi_{gaine}^2}{4}$$

Avec :

$$\phi_{gaine} = 6 \text{ cm}$$

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2$$

- n : nombre de câbles*

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0.06^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0.06^2}{4} \cdot 2.5983 = 734470.335 \text{ cm}^4$$

➤ **Section des gaines :**

$$B_{gaine} = n \cdot \frac{\pi \phi_{gaine}^2}{4} = 3 \times \frac{\pi \times 6^2}{4} = 84.78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 83.32 \times 84.78 = 7063.8696 \text{ cm}^3$$

Tableau VI. 6:Caractéristiques géométriques de la gaine

| Désignation | B (cm ²) | Z (cm) | S _Δ (cm ³) | I _Δ (cm ⁴) |
|---------------|----------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Section brute | 11481 | 83.26 | 1473759.48 | 202082417.3 |
| Gaines | 84.78 | | 7058.7828 | 734470.335 |
| Section nette | 11396.22 | | 1466700.697 | 201347947 |

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1466700.697}{11396.22} = 128.7 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 128.7 = 21.3 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 201347947 - \frac{(1466700.697)^2}{11396.22} = 12582642.79 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{12582642.79}{11396.22 \times 128.7 \times 21.3} \times 100 = 40.6 \%$$

$$e_p = Z - V' = 83.32 - 128.7 = -45.38 \text{ cm}$$

| V' (cm) | V (cm) | I _G (cm ⁴) | ρ (%) | e _p (cm) |
|---------|--------|-----------------------------------|-------|---------------------|
| 128.7 | 21.3 | 12582642.79 | 40.6 | -45.38 |

➤ **Section d'about (poutre + hourdis) :**

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

Tableau VI. 7:Caractéristiques géométriques de la gaine

| Désignation | B (cm ²) | Z (cm) | S _Δ (cm ³) | I _Δ (cm ⁴) |
|---------------|----------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Section brute | 14481 | 83.26 | 1953759.5 | 278999083.9 |
| Gaines | 84.78 | | 7058.7828 | 734470.335 |
| Section nette | 14396.22 | | 1946700.717 | 278264613.6 |

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1946700.71}{14396.22} = 135.22cm$$

$$V = h - V' = 150 - 135.22 = 14.78cm$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 278264613.6 - \frac{(1946700.717)^2}{14396.22} = 15025813.31cm^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{15025813.31}{14396.22 \times 14.78 \times 135.22} \times 100 = 52.22 \%$$

$$e_p = Z - V' = 83.32 - 135.22 = -51.9cm$$

| V' (cm) | V (cm) | I _G (cm ⁴) | ρ (%) | e _p (cm) |
|---------|--------|-----------------------------------|-------|---------------------|
| 135.22 | 14.78 | 15025813.31 | 52.22 | -51.9 |

- Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux :

Tableau VI. 8:Caractéristique de la section d'about hourdis

| Section | Section d'about | | Section à 1m d'about | | Section à 0.5L | |
|---------|-----------------|----------------|----------------------|----------------|----------------|----------------|
| | Poutre seule | Poutre+hourdis | Poutre seule | Poutre+hourdis | Poutre seule | Poutre+hourdis |
| | | | | | | is |

| | | | | | | |
|-----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| B(cm ²) | 11396.22 | 14396.22 | 11396.22 | 14396.22 | 6204.28 | 10109.72 |
| V'(cm) | 128.7 | 135.22 | 128.7 | 135.22 | 80.33 | 123.57 |
| V (cm) | 40.6 | 14.78 | 406 | 14.78 | 69.67 | 26.43 |
| I _G (cm ⁴) | 12582642.79 | 15025813.31 | 12582642.79 | 15025813.31 | 12227843.65 | 56528254.33 |
| ρ (%) | 40.6 | 52.22 | 40.6 | 52.22 | 35.21 | 41.78 |
| e _p (cm) | -45.38 | -51.9 | -45.38 | -51.9 | 2.99 | -40.25 |

VI.14. PERTES ET DES CHUTES DES TENSIONS

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes doivent être rangées en deux catégories :

➤ Pertes instantanées :

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

➤ Pertes différées :

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

VI.14.1. Pertes instantanées

VI.14.1.1. Pertes par frottement :

On distingue deux types de frottement :

- **Frottement en courbe** : le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.
- **Frottement en lignes droites** : à cause des défauts de la réalisation en pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, donc elle présente des courbures d'où l'existence de frottement.

La tension en un point est donnée par :

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

Avec :

σ_{P_0} : Tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1415.7 \text{ MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire. $f : 0,18 \text{ rd}^{-1}$

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

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

Donc, la perte par frottement est : $\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$.

Tableau VI. 9: pertes par frottement

| section | α | σ_{P_0} MPa | X=0.00L | | X=1m | | X=0.25L | | X=0.5L | |
|------------------------|----------|-----------------------|---------|-----------------------------|------|-----------------------------|---------|-----------------------------|--------|-----------------------------|
| | | | X | $\Delta\sigma_{\varphi}(x)$ | X | $\Delta\sigma_{\varphi}(x)$ | X | $\Delta\sigma_{\varphi}(x)$ | X | $\Delta\sigma_{\varphi}(x)$ |
| Câble1 | 4 | 1415.7 | 0.00 | 0.00 | 1 | 20.26 | 8.35 | 40.65 | 16.7 | 63.40 |
| Câble2 | 12 | 1415.7 | 0.00 | 0.00 | 1 | 54.99 | 8.35 | 74.84 | 16.7 | 97.13 |
| Câble3 | 17 | 1415.7 | 0.00 | 0.00 | 1 | 78.13 | 8.35 | 95.68 | 16.7 | 117.54 |
| Câble4 | 25 | 1415.7 | | | | | 5.35 | 120.79 | 13.7 | 142.23 |
| Câble5 | 25 | 1415.7 | | | | | 3.35 | 120.79 | 11.7 | 142.23 |
| Valeur moy de 3 câbles | | | | 0.00 | | 50.46 | | 70.39 | | 92.69 |
| Valeur moy de 5 câbles | | | | | | | | 90.55 | | 112.51 |

VI.14.1.2. Perte par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. Une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

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

Câble n°1 :

La tension à l'origine :

$$\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_B = 1415.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1412.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.069 - 2 \times 10^{-3} \times 4.72) = 1384.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.069 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1350.83 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa.m}$$

- Calcul des aires :

$$- S_1 = (1415.7 - 1412.87) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa.m}$$

$$- S_2 = (1412.87 - 1384.75) \times 1 = 31.12 \text{ MPa.m}$$

$$- S_3 = (1412.87 - 1384.75) \times 3.72/2 = 52.30 \text{ MPa.m}$$

$$- S_4 = (1384.75 - 1350.83) \times 4.72 = 160.10 \text{ MPa.m}$$

$$- S_5 = (1384.75 - 1350.83) \times \frac{11.98}{2} = 203.18 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 448.115 = 896.23 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$ qui se calcule comme suit:

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1200 - 896.23) / 16.7 = 18.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 18.18 \text{ MPa}$$

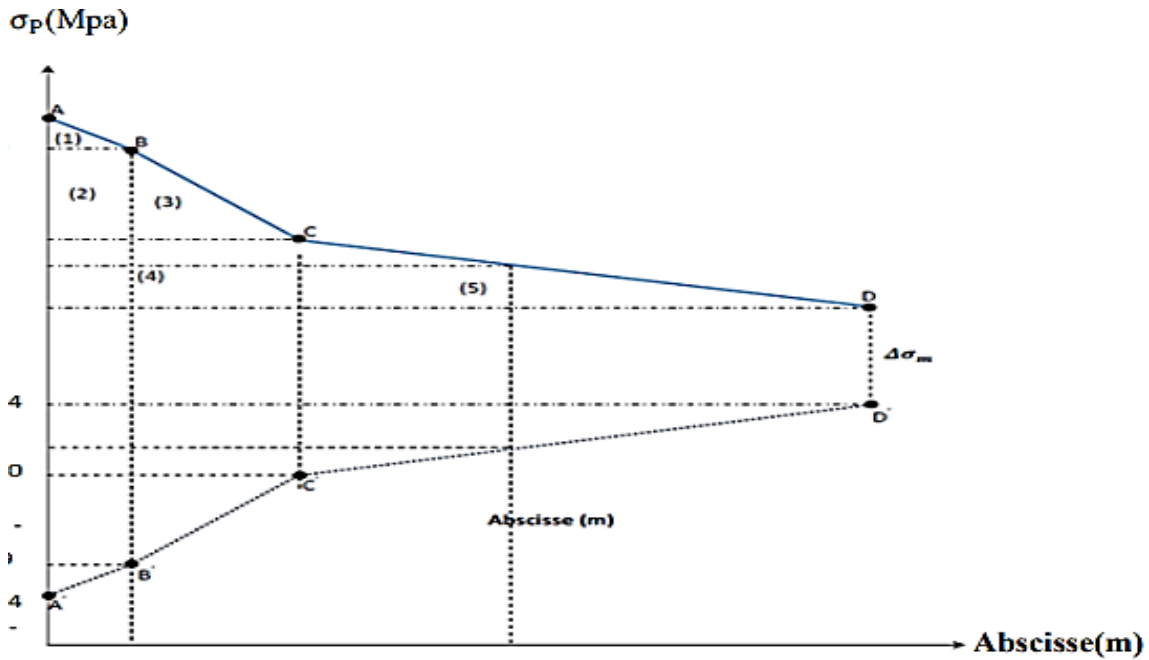


Figure VI. 7:Diagramme de chute de tension avant et après blocage câble n°1

Câble n°02 :

La tension à l'origine :

$$\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_B = 1415.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1412.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.209 - 2 \times 10^{-3} \times 5.49) = 1346.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.209 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1315.15 \text{ MPa}$$

$$g.E_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa. m}$$

• **Calcul des aires**

- $S_1 = (1415.7 - 1412.87) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa. m}$
- $S_2 = (1412.87 - 1346.86) \times 1 = 69.12 \text{ MPa. m}$
- $S_3 = (1412.87 - 1346.89) \times 4.49/2 = 148.12 \text{ MPa. m}$
- $S_4 = (1343.75 - 1310.57) \times 5.49 = 182.15 \text{ MPa. m}$
- $S_5 = (1343.75 - 1310.57) \times \frac{11.204}{2} = 185.87 \text{ MPa. m}$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 566.75 = 1133.5 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

$g \cdot Ep > S \rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g \cdot Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1200 - 1133.5) / 16.7 = 3.98 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 3.98 \text{ MPa}$$

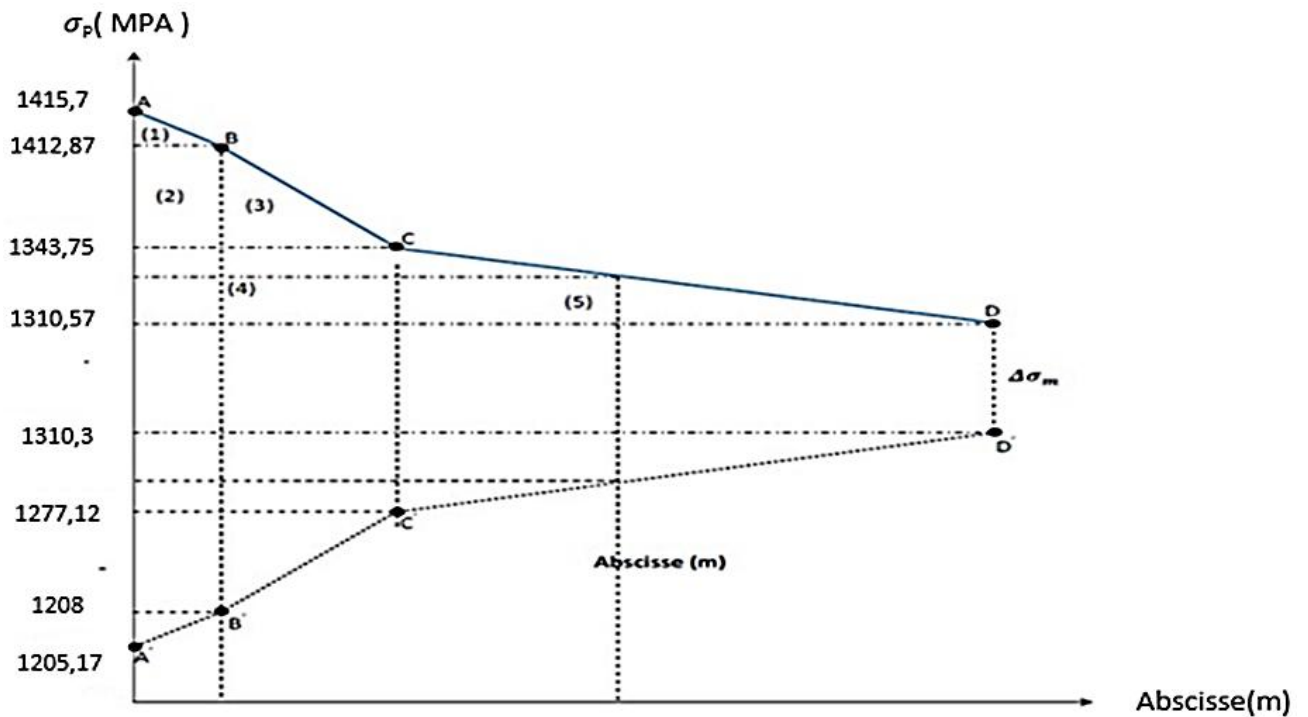


Figure VI. 8: Diagramme de chute de tension avant et après blocage câble n°2

➤ Câble n°3 :

La tension à l'origine :

$$\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_B = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1412.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0.296 - 2 \times 10^{-3} \times 6.72) = 1321.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0.296 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1292.98 \text{ MPa}$$

$$g \cdot Ep = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

- Calcul des aires

$$- S_1 = (1415.7 - 1412.87) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa. m}$$

$$- S_2 = (1412.87 - 1321.24) \times 1 = 91.63 \text{ MPa. m}$$

$$- S_3 = (1412.87 - 1321.24) \times \frac{5.72}{2} = 262.06 \text{ MPa. m}$$

$$- S_4 = (1321.24 - 1292.98) \times 6.72 = 185.15 \text{ MPa. m}$$

$$- S_5 = (1321.24 - 1292.98) \times \frac{9.98}{2} = 141.02 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 681.275 = 1362.55 \text{ MPa. m}$$

On a : $S > g.Ep$

Donc le point (M) n'appartient pas à BC \Rightarrow Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence) :

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

$$- S_1 = 1.415 \text{ MPa. m}$$

$$- S_2 = 91.63 \text{ MPa. m}$$

$$- S_3 = 262.06 \text{ MPa. m}$$

$$- S_4 = (1321.24 - \sigma_M) \times 6.72$$

$$- S_5 = (1321.24 - \sigma_M) \frac{(x-6.72)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 355.11 + (1321.24 - \sigma_M) \left(6.72 + \frac{(x-6.72)}{2} \right)$$

$$S = 710.21 + (1321.24 - \sigma_M)(6.72 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1415.7 \times (1 - 0.18 \times 0.296 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1340.27 - 2.831 \cdot x$$

Donc :

$$S = 710.21 + (1321.24 - [1340.27 - 2.831 \cdot x])(6.72 + x)$$

$$S = 693.05 - 127.88 - 19.02 \cdot x + 19.02x + 2.831 \cdot x^2$$

$$S = 2.831 \cdot x^2 + 565.17$$

$$2.831 \cdot x^2 - 565.17 = 0$$

$$X = 14.13 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1362.55 - 2.831 \cdot x$$

$$\sigma_M = 1322.55 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

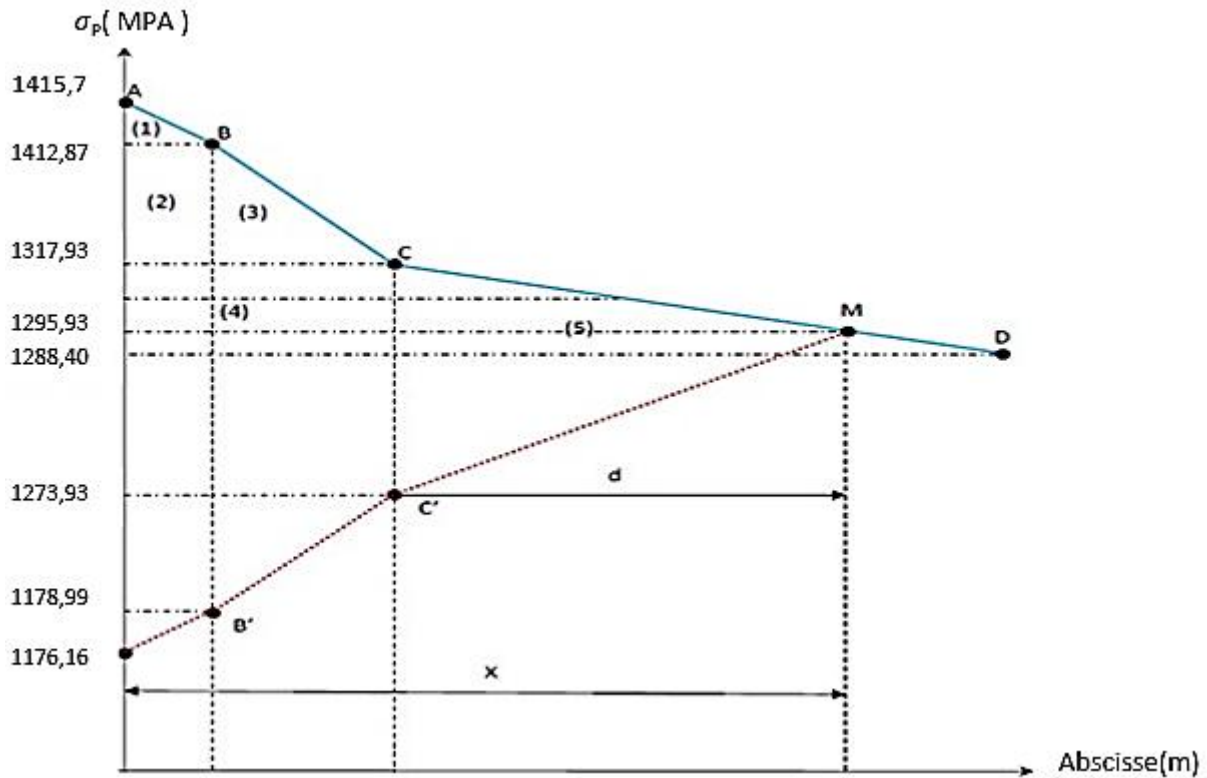


Figure VI. 9:Diagramme de chute de tension avant et après blocage câble 3

➤ Câble n°4 :

La tension à l'origine :

$$\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_B = 1415.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.7) = 1410.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.4) = 1292.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 13.7) = 1265.80 \text{ MPa}$$

$$g \cdot Ep = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

- Calcul des aires

- $S_1 = (1415.7 - 1410.88) \times \frac{1}{2} = 2.41 \text{ MPa} \cdot \text{m}$
- $S_2 = (1410.88 - 1292.14) \times 1.7 = 201.86 \text{ MPa} \cdot \text{m}$
- $S_3 = (1410.88 - 1292.14) \times \frac{2.7}{2} = 160.3 \text{ MPa} \cdot \text{m}$
- $S_4 = (1292.14 - 1265.8) \times 4.4 = 115.9 \text{ MPa} \cdot \text{m}$
- $S_5 = (1292.14 - 1265.8) \times \frac{9.3}{2} = 122.5 \text{ MPa} \cdot \text{m}$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 681.275 = 1205.9 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

On a : $S > g \cdot Ep$

Donc le point (M) n'appartient pas à BC \Rightarrow Le point (M) appartient à CD.

- **Détermination de x (longueur d'influence) :**

$$g \cdot Ep = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$$

- $S_1 = 2.41 \text{ MPa} \cdot \text{m}$
- $S_2 = 201.86 \text{ MPa} \cdot \text{m}$
- $S_3 = 160.3 \text{ MPa} \cdot \text{m}$
- $S_4 = (1292.14 - \sigma_M) \times 4.4$
- $S_5 = (1292.14 - \sigma_M) \frac{(x-4.4)}{2}$

$$\frac{1}{2}S = 364.57 + (1292.14 - \sigma_M) \left(4.4 + \frac{(x - 4.4)}{2} \right)$$

$$S = 729.14 + (1292.14 - \sigma_M)(4.4 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} \times (1 - f\alpha - \varphi x) = 1415.7 \times (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1304.6 - 2.831 \cdot x$$

Donc :

$$S = 729.14 + (1292.14 - [1304.6 - 2.831 \cdot x])(4.4 + x)$$

$$S = 729.14 - 54.82 - 12.45 \cdot x + 12.45x + 2.831 \cdot x^2$$

$$S = 2.831 \cdot x^2 + 674.32$$

$$2.831. x^2 - 674.32 = 0$$

$$X = 15.43 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1304.6 - 2.831. x$$

$$\sigma_M = 1260.92 \text{MPa. m}$$

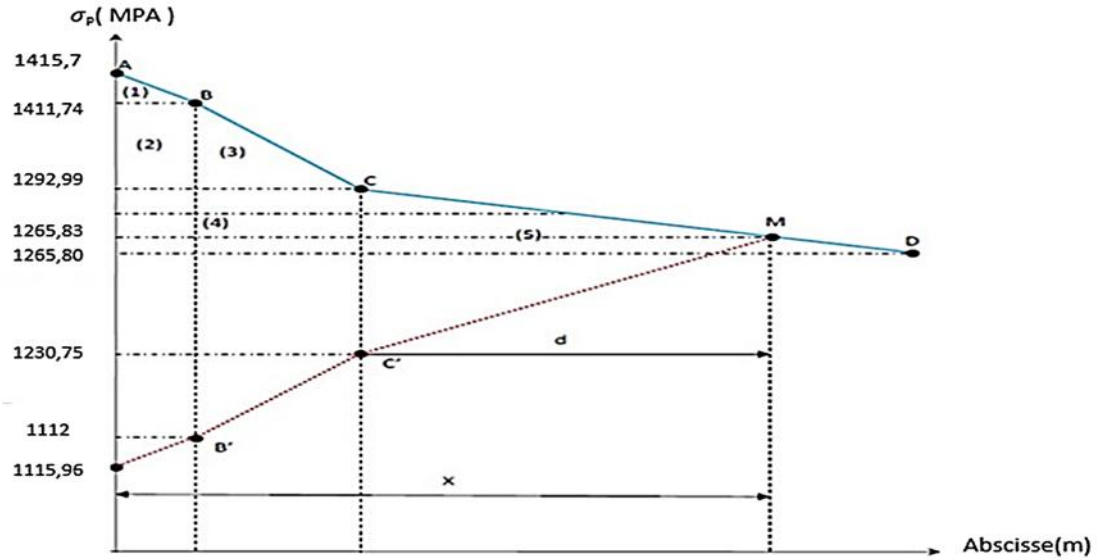


Figure VI. 10: Diagramme de chute de tension avant et après blocage câble n°4

Câble n°5 :

La tension à l'origine :

$$\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_B = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.7) = 1410.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.4) = 1292.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 11.7) = 1271.46 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa. m}$$

- Calcul des aires

$$- S_1 = (1415.7 - 1410.88) \times \frac{1}{2} = 2.41 \text{ MPa. m}$$

$$- S_2 = (1410.88 - 1292.14) \times 1.7 = 201.86 \text{ MPa. m}$$

- $S_3 = (1410.88 - 1292.14) \times \frac{2.7}{2} = 160.3 \text{MPa.m}$
- $S_4 = (1292.14 - 1271.46) \times 4.4 = 90.99 \text{MPa.m}$
- $S_5 = (1292.14 - 1271.46) \times \frac{7.3}{2} = 75.5 \text{MPa.m}$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 531.04 = 1062.1 \text{MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1200 - 1062.1) / 11.7 = 11.78 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 11.78 \text{MPa}$$

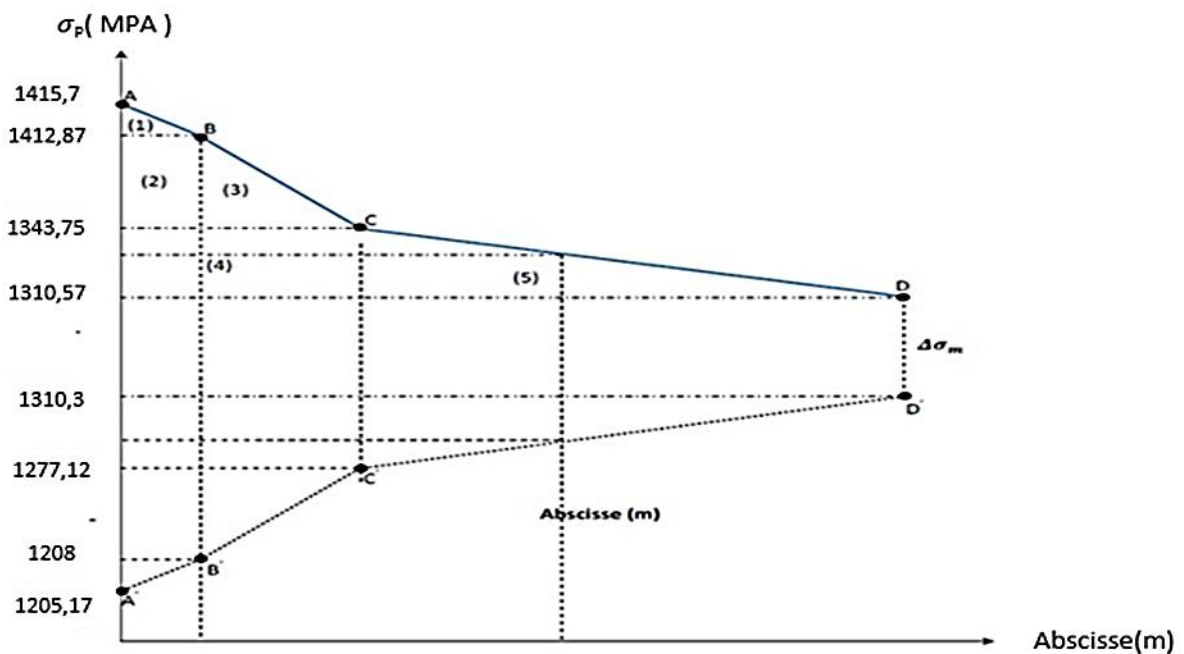


Figure VI. 11: Diagramme de chute de tension avant et après blocage câble n°5

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 10: les aires des câbles

| Câbles | S1 (MPa.m) | S2 (MPa.m) | S3 (MPa.m) | S4 (MPa.m) | S5 (MPa.m) | $S=2\sum S_i$ | $\Delta\sigma_m$ |
|--------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------------|
| 01 | 1.415 | 31.12 | 52.3 | 160.1 | 203.18 | 896.23 | 18.18 |
| 02 | 1.415 | 69.19 | 148.12 | 182.15 | 185.87 | 1133.5 | 3.98 |

| | | | | | | | |
|----|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| 03 | 1.415 | 91.63 | 262.06 | 185.15 | 141.02 | 1362.5 | 0 |
| 04 | 2.41 | 201.6 | 160.3 | 115.9 | 122.5 | 1205.9 | 0 |
| 05 | 2.41 | 201.86 | 160.3 | 90.99 | 75.5 | 1062.1 | 11.78 |

Tableau VI. 11: la tension des câbles

| Câbles | σ_A | $\sigma_{A'}$ | σ_B | $\sigma_{B'}$ | σ_c | $\sigma_{c'}$ | σ_D | $\sigma_{D'}$ | Σm |
|--------|------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
| 01 | 1415.7 | 1267.78 | 1412.83 | 1270.65 | 1384.75 | 1298.73 | 1350.83 | 1332.65 | 0 |
| 02 | 1415.7 | 1208.62 | 1412.87 | 1211.45 | 1346.89 | 1279.43 | 1315.15 | 1311.17 | 0 |
| 03 | 1415.7 | 1170.26 | 1412.87 | 1173.09 | 1321.24 | 1264.72 | 1292.98 | 1292.98 | 1322.55 |
| 04 | 1415.7 | 1115.9 | 1410.88 | 1120.72 | 1292.14 | 1239.46 | 1265.80 | 1265.80 | 1260.92 |
| 05 | 1415.7 | 1127.27 | 1410.88 | 1132.04 | 1292.14 | 1250.78 | 1271.46 | 1271.46 | 0 |

➤ **Câble 01**

- $\Delta\sigma(x = 16.7\text{m}) = 18.18\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 8.35\text{ m}) = (1384.75-1298.73) \times 2 + 17.18 = 189.22\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 1\text{ m}) = 1412.83-1270.65 = 142.18\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 0\text{ m}) = 1415.7-1267.78 = 147.92\text{MPa}$

➤ **Câble 02**

- $\Delta\sigma(x = 16.7\text{m}) = 3.98\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1346.89-1279.43) \times 2 + 3.98 = 138.9\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 1\text{m}) = 1410.88-1132.04 = 278.84\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 0\text{ m}) = 1415.7-1127.27 = 288.43\text{MPa}$

➤ **Câble 03**

- $\Delta\sigma(x = 16.7\text{m}) = 0\text{ MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1321.24-1239.46) \times 2 + 0 = 21.2\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 1\text{m}) = 1412.87-1173.09 = 239.78\text{ MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 0\text{ m}) = 1415.7-1170.26 = 245.44\text{MPa}$

➤ **Câble 04**

- $\Delta\sigma(x = 16.7\text{m}) = 0\text{ MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1292.14-1132.04) \times 2 + 0 = 32.86\text{ MPa}$

- $\Delta\sigma(x = 1\text{m}) = 1415.7 - 1132.04 = 283.66\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 0\text{ m}) = 1415.7 - 1115.9 = 299.8\text{MPa}$

➤ **Câble 05**

- $\Delta\sigma(x = 16.7\text{m}) = 20.68\text{ MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1292.14 - 1250.78) \times 2 + 20.68 = 103.4\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 1\text{m}) = 1410.88 - 1132.04 = 278.84\text{MPa}$
- $\Delta\sigma(x = 0\text{ m}) = 1415.7 - 1127.27 = 288.43\text{MPa}$

Tableau VI. 12: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

| Section | | 0.00L | 1m | 0.25L | 0.5L |
|-----------------------------|--------------------------|--------|--------|--------|-------|
| Abscisse | | 0m | 1m | 8.35m | 16.7m |
| Câble 01 | $\Delta\sigma\text{MPa}$ | 147.92 | 142.18 | 189.22 | 18.18 |
| Câble 02 | | 288.43 | 278.84 | 138.9 | 3.98 |
| Câble 03 | | 245.44 | 239.78 | 21.2 | 0 |
| Câble 04 | | / | / | 32.86 | 0 |
| Cable 05 | | / | / | 103.4 | 20.68 |
| valeur moyenne des 3 câbles | | | 227.26 | 220.26 | / |

VI.14.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en une seule phase :

- La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 3 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 2 câbles).

➤ **La 1^{ère} famille de câbles :**

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension.

La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

- $\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.
- E_{bij} : Module instantané de déformation du béton = $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$
- $\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$
- e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.
- $\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.
- n : Nombre de câble par familles.
- E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.
- I_G : Inertie de la poutre seule
- $Mg(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

❖ **Exemple de calcul :**

- **Section d'about :**

$$B = 11481 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 25.64 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(14)} = 11000\sqrt[3]{25.64} = 32436.35 \text{ MPa}$$

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

$$e_p = -45.38$$

$$I_G = 1258264.79 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$$

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

$$Mg = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot X^2}{2}; \text{ pour } x = 0 \rightarrow Mg = 0 \text{ N.m}$$

$$\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{2 \times 10^5}{3 \times 32436.35} \cdot \frac{3 \cdot 1050 \cdot (1415.7 - 0 - 227.26)}{1148100} \cdot \left(1 + \frac{11481 \cdot (-45.38)^2}{1258264.79}\right) = 7.89 \text{ MPa}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 13: Pertes par raccourcissement du béton de la 1ère famille

| Câbles de la 1ère famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|---------------------------|------------------------------|-------|-------|------|
| | $\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa) | 7.89 | 22.8 | 20.6 |

➤ **La 2^{ème} famille de câbles :**

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

- **Perte subie par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille :**

La perte subie par chaque câble de la 1ère famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

- $\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2^{ème} famille.
- $\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$
- $E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.56 \text{ MPa}$
- $Mg(x)$: Moment dû au poids (hourdis + entretoises).

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{E_{bi28}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{E_{bi28}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

❖ **Exemple de calcul : Section à x = 0,5L (x = 16.7 m)**

Caractéristique géométrique de la section nette :

$$B = 114396.22 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 30 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(30)} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

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

$$e_p = -51.9$$

$$I_G = 15025813.31 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 2.547 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q \cdot L}{2} (L - x) = 355.16 \text{ t.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{pi}(0.5) &= \frac{2 \times 10^5}{34179.55} \cdot \left[\frac{355.16 \times (-51.9) \times 10^4}{15025813.31} + \frac{2 \times 10^5}{34179.55} \right. \\ &\quad \left. \cdot \frac{2 \cdot 1050 \cdot (1415.7 - 112.51 - 10.71)}{114396.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{114396.22 \cdot (-51.9)^2}{15025813.31} \right) \right] \\ &= 126.21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14: Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille.

| Câbles de la 2ème famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|---------------------------|------------------------------|-------|-------|--------|
| | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa) | 0.00 | 130.2 | 126.21 |

VI.14.1.4. Pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_i = \sigma_{Pi} + \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x)$$

Tableau VI. 15: Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa)

| Section | | 0L | 0.25L | 0.5L |
|----------------------|----------------------------|--------|---------|--------|
| Abscisse | | 0 | 8.35m | 16.7 |
| Câble 01 | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ MPa | 155.81 | 252.67 | 102.2 |
| Câble 02 | | 296.32 | 236.54 | 121.71 |
| Câble 03 | | 253.33 | 139.68 | 138.14 |
| Câble 04 | | / | 283.853 | 268.44 |
| Cable 05 | | / | 354.39 | 283.12 |
| Moyenne des 3 cables | | | 235.74 | 209.63 |

| | | | | |
|----------------------------|--|---|--------|--------|
| Moyenne des 5 cables | | / | 253.43 | 182.72 |
|----------------------------|--|---|--------|--------|

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI. 16: Tensions initiales probables « σ_{pi} (Mpa) »

| Section | | 0L | 0.25L | 0.5L |
|----------------------|----------------------|---------|---------|---------|
| Abscisse | | 0 | 8.35m | 16.7 |
| Câble 01 | $\sigma_{pi}(x)$ MPa | 1259.89 | 1163.03 | 1313.5 |
| Câble 02 | | 1119.38 | 1179.16 | 1293.99 |
| Câble 03 | | 1162.37 | 1276.02 | 1277.56 |
| Câble 04 | | / | 1131.85 | 1147.26 |
| Cable 05 | | / | 1061.31 | 1132.58 |
| Moyenne des 3 cables | | 1180.55 | 1206.07 | 1258.29 |
| Moyenne des 5 cables | | / | 1162.27 | 1172.91 |

VI.14.2. Pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du :

- Retrait et fluage du béton a
- La relaxation des aciers.

VI.14.2.1. Perte due au retrait du béton

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qu'a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta_{\sigma r} = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

Et :

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

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

ε_r : Le retrait final du béton tel que : $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien).

Tableau VI. 17: Calcul du rayon r_m

| | Aire (cm ²) | Périmètre(cm) | Rayon (cm) |
|------------------------|-------------------------|---------------|------------|
| Section d'about | 11396.22 | 704 | 0.143 |
| Section médiane | 6204.28 | 700 | 0.1164 |

➤ **Section d'about :**

$$r_m = \frac{11396.22}{704} = 16.18 \text{ m}$$

➤ **Section médiane :**

$$r_m = \frac{6204.28}{700} = 8.86 \text{ m}$$

➤ **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

• **Section d'about :**

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9(16.18)} = 0.087$$

Donc :

$$\Delta_{\sigma r} = 3 \times 10^{-4} \cdot [1 - 0.087] \cdot 2 \times 10^5 = 54.78 \text{ MPa}$$

• **Section médiane :**

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9(8.86)} = 0.14$$

Donc :

$$\Delta_{\sigma r} = 3 \times 10^{-4} \cdot [1 - 0.14] \cdot 2 \times 10^5 = 51.6 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 18: Les pertes dans les câbles

| | r (14jours) | $\Delta\sigma_r MPa$ |
|-----------------|-------------|----------------------|
| Section about | 0.087 | 54.78 |
| Section médiane | 0.14 | 51.6 |

➤ Perte dans les câbles de la 2ème famille :

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9(8.86)} = 0.259$$

Donc :

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \cdot [1 - 0.259] \cdot 2 \times 10^5 = 44.46 MPa$$

Tableau VI. 19: Valeurs des pertes dues au retrait de béton

| | 0,00L | 0,25L | 0,5L |
|-------------------------------------|-------|-------|-------|
| 1 ^{ere} famille (14 jours) | 54.78 | 51.60 | 51.60 |
| 2 ^{eme} famille (28 jours) | / | 44.46 | 44.46 |

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x=0.5L) est égale à:

$$\Delta\sigma_{moy} = \frac{3 \times 51.6 + 2 \times 44.46}{5} = 48.74 MPa$$

VI.14.2.2. Perte due à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- À relaxation normale, RN ;
- À très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR.

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par le B.P.E.L par la formule simplifiée

suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi(x)}$$

Avec:

- ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heure en % = 2.5%
- $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers T.B.R (très basse relaxation).
- $\sigma_{pi(x)}$ Tension initiale probable après toutes les pertes instantanées.
- $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$.
- $\sigma_{p0} = 1415.7 \text{ Mpa}$.

-Perte dans les câbles de la 1ère famille :

❖ Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi(x)}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{1180.55}{1770} - 0.43 \right) \cdot 1180.55 = \text{MPa}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 20: Pertes par relaxation dans les câbles

| Les câbles 1ère Famille | Section | 0L | 0.25L | 0.5L |
|-------------------------------|------------------------------------|---------|---------|---------|
| | $\sigma_{pi(x)} \text{ MPa}$ | 1180.55 | 1206.07 | 1258.25 |
| | $\Delta\sigma_{pi(x)} \text{ MPa}$ | 41.96 | 45.48 | 53.01 |

Tableau VI. 21: Pertes par relaxation dans les câbles

| Les câbles 2ème Famille | Section | 0L | 0.25L | 0.5L |
|-------------------------------|------------------------------------|----|---------|---------|
| | $\sigma_{pi(x)} \text{ MPa}$ | / | 1162.27 | 1172.91 |
| | $\Delta\sigma_{pi(x)} \text{ MPa}$ | / | 39.51 | 40.93 |

VI.14.2.3. Pertes due au fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage. Cette contrainte $\sigma(t)$ varie à cause :

- Des différentes phases de construction qui se traduisent par l'application de nouvelles charges permanentes.
- Des pertes différées de toute nature qui entraînent une évolution progressive de la tension dans les câbles.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta_{\sigma fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

- σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.
- σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

➤ Perte dans les câbles :

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

❖ Perte dans les câbles de la 1ère famille :

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

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

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

$$M_g = \frac{q l^2}{8} = \frac{1.475 \times 33.4^2}{8} = 205.68 \text{ t.m}$$

$$B = 6204.28$$

$$e_p = 2.99$$

$$I_G = 12227843.65$$

$$\sigma_{pi} = 1258.29$$

$$\sigma_M = \frac{205.68 \times 2.99 \times 10^4}{12227843.65} + 3.1050 \cdot \frac{1258.25}{6204.28 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{6204.28 \cdot 2.99^2}{12227843.65}\right) = 7.17 \text{ MPa}$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_d = 54.78 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} 41.96$$

$$\Delta\sigma_d = 89.75 + \Delta\sigma_{fl}$$

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

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

$$\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$$

La formule devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl} = \left[2\sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G}\right) \right] \times \frac{E_P}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \left[2 \times 7.17 - 3.1050 \cdot \frac{(89.75 + \Delta\sigma_{fl})}{6204.28 \times 10^2} \left(1 + \frac{6204.28 \times 2.99^2}{12227843.65}\right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{34179.55}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 78.89 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 22: Pertes par fluage dans les câbles de la 1ère famille.

| Section | 0L | 0.25L | 0.5L |
|------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Abscise | 0 | 8.35m | 16.7 |
| $\Delta\sigma_d$ (MPa) | $89.75 + \Delta\sigma(x)$ | $96.42 + \Delta\sigma(x)$ | $95.77 + \Delta\sigma(x)$ |
| Mg (N, mm) | 0 | 50.79 | 205.68 |
| $\sigma_{pi}(x)$ (MPa) | 1180.55 | 1206.07 | 1258.25 |

| | | | | |
|--|------------------------------|-------|-------|------|
| Les câbles de la 1 ^{ère} famille | $\sigma_M(x)$ (MPa) | 6.92 | 6.65 | 7.17 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ (MPa) | 78.34 | 79.67 | 78.8 |

❖ Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille :

De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2^{ème} famille.

Tableau VI. 23: Pertes par fluage dans les câbles de la 2^{ème} famille.

| | Section | 0L | 0.25L | 0.5L |
|--|------------------------------|------|---------------------------|---------------------------|
| | Abscise | 0 | 8.35m | 16.7 |
| Les câbles de la 2 ^{ème} famille | $\Delta\sigma_d$ (MPa) | 0.00 | $77.38 + \Delta\sigma(x)$ | $78.56 + \Delta\sigma(x)$ |
| | Mg (N, mm) | / | 12.69 | 42.83 |
| | $\sigma_{pi}(x)$ (MPa) | / | 1162.27 | 1172.91 |
| | $\sigma_M(x)$ (MPa) | / | 4.45 | 6.48 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ (MPa) | 0.00 | 48.17 | 61.71 |

VI.15. PERTES DIFFERÉES TOTALES ET TENSION FINALE PROBABLE

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

❖ Remarque :

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x, t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x)$$

Pour l'ensemble des câbles :

Tableau VI. 24: Pertes différées totales $[\Delta\sigma]_d$

- n_2 : Nombre de câble de la deuxième famille.

Tableau VI. 25: Moyenne de pertes différées dans les différentes sections

| Section | 0L | 0.25L | 0.5L |
|-----------------------|-------|--------|--------|
| $\Delta\sigma_{diff}$ | 168.1 | 151.76 | 160.88 |

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{iff}$$

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

Tableau VI. 26: Pourcentage des pertes

| Section | 0L | 0.25L | 0.5L |
|----------------------|-------------|-------------|-------------|
| | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| σ_{pi} | 1180.55 | 1184.17 | 1215.58 |
| $\Delta\sigma_{iff}$ | 167.1 | 151.76 | 160.88 |
| $\sigma_{p\infty}$ | 1013.45 | 1032.41 | 1054.7 |
| P. Perte(%) | 28.41 | 27.1 | 25.4 |
| Vérification | Vérifier | vérifier | Vérifier |

CONCLUSION

Les pertes totales varient entre 25 et 28% de la contrainte initiale et inférieure à la valeur prise lors du calcul qui est de 32%, on conclut que la précontrainte a été bien dimensionnée et elle répond aux exigences de l'ouvrage.

Chapitre VII ETUDE DE LA CULE

INTRODUCTION :

La culée est l'appui extrême du pont elle assure la continuité entre la chaussée de la route et celle du pont.

Ses principaux rôles sont :

- La transmission des charges verticales et horizontales du tablier vers le sol de fondation.
- Soutenir les terres qui se trouvent derrière la culée.
- Limiter les déplacements horizontaux et verticaux (tassement) qui sont dus aux charges du tablier ou des terres soutenues.

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées.

VII.1. CHOIX DE LA MORPHOLOGIE :

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

- Mur garde grève : a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage ; construit après achèvement du tablier
- Une dalle de transition : ceci correspond à un souci de confort pour l'utilisateur.
- Un corbeau d'appui : sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Deux murs en retour : qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des remblais.
- Le corbeau avant : sur lequel se repose le tablier.

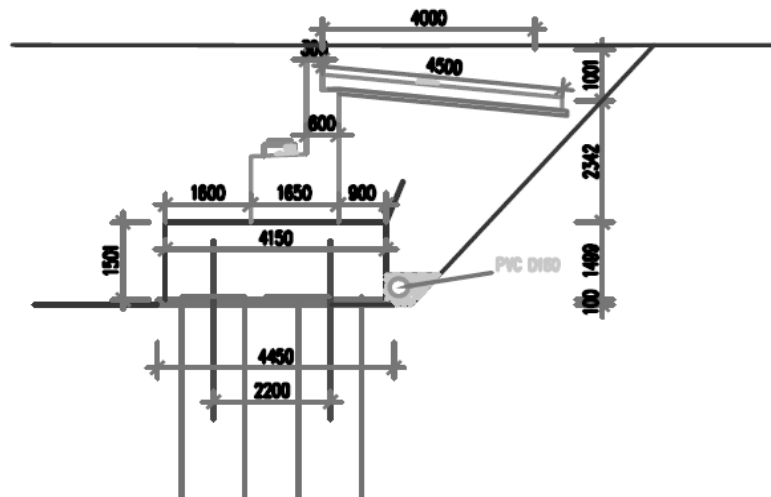


Figure VII. 1: coupe longitudinale dans la culée

VII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Le pré dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé :
Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants ».

VII.2.1. Mur garde grève

- La hauteur du mur garde grève : liée à celle du tablier

$h = h_{\text{poutre}} + \text{dalle} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$

$$h = 2,151\text{m}$$

- L'épaisseur du mur :
Son épaisseur est de l'ordre de 0,30 m

$$e = \sup\left(0.3; \frac{h}{8}\right)$$

- La longueur du mur garde grève $L = 9.20\text{ m}$

VII.2.2. Dalle de transition

- La longueur de la dalle : varie entre 3 et 6m.

$$L = \min(6\text{m}, \max(4\text{m}; 0.6H))$$

H : étant la hauteur du remblai

$$L=4\text{m}$$

- L'épaisseur de la dalle de transition $e = 0,30$ m
- La largeur de la dalle = 4.50 m

La dalle de transition suit une pente de $P = 5$ %

VII.2.3. Semelle

- L'épaisseur de la semelle $e = 1.5$ m
- La longueur de la semelle $L = 11.00$ m
- La largeur de la semelle =4.45 m

VII.2.4. Mur en retour

- L'épaisseur de mur en retour varie entre 30 et 45 cm, $e = 0.4$
- La longueur de mur en retour $L = 4$
- La hauteur de mur en retour $h = 5.35$ m

VII.2.5. Mur de front

- L'épaisseur de mur frontal $e = 1.30$ m
- La longueur de mur frontal $L = 11.00$ m
- La hauteur de mur frontal $h = 1.65$ m

VII.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

Tableau VII. 1:Charges permanentes

| Désignation | N(t) | H (t) | Z(m) | Mr (t.m) | Ms (t.m) |
|--|----------------|--------------|----------|---------------|----------------|
| Poids du tablier | 820.770 | / | / | / | |
| Mur garde grève | 14.842 | / | 0,15 | / | 2.226 |
| Mur en retour | 42.800 | / | 4.02 | / | 172.05 |
| Mur de front | 58.980 | / | 0.83 | / | 48.95 |
| Semelle | 183.56 | / | 5.50 | / | 1009.6 |
| Dalle de transition | 13.50 | / | 3.37 | / | 45.5 |
| Corbeau | 7.2 | / | 0.57 | / | 4.1 |
| Terre | | | | | |
| Poussée de terre | | 34.44 | 2.20 | 75.768 | / |
| Poids des terres | 198.72 | / | 1.77 | 351.73 | / |
| freinage sue le tablier B_C | | | | | |
| | | 15.00 | 5.4 | 81 | / |
| Totale | 1340.37 | 49.44 | / | 508.50 | 1282.42 |

Avec :

- **N** : est l'effort normal vertical (en tonne)
- **H** : est la force horizontale (en tonne)
- **Z** : est le bras de levier entre la position de l'application de la force et le centre de rotation O (en mètre)
- **Ms** : est le moment qui engendre la rotation qui résiste au mouvement dans le cas de renversement (le moment stabilisant)
- **Mr** : le moment qui engendre le renversement du mur (le moment renversant)

VII.4. VERIFICATION DE LA STABILITE

VII.4.1. Vérification au glissement

$$\frac{H}{N} = \frac{49.44}{1340.37} = 0.03 < 0.4 \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.4.2. Vérification au renversement

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{1282.42}{508.5} = 2.5 \geq 1.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.3. Tiers central (poinçonnement)

$$e = \frac{M}{N} = \left| \frac{\sum M_s - \sum M_r}{N} \right| = \left| \frac{1282.42 - 508.50}{1340.37} \right| = 0.57m$$

$$e = 0.57 < \frac{B}{6} = \frac{5.4}{6} = 0.9m \quad \text{condition vérifiée}$$

après avoir calculer ses trois conditions on constate notre culée est stable

VII.5. ETUDE DES ELEMENTS DE LA CULEE**VII.5.1. Dalle de transition**

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

a) Evaluation des efforts :

➤ Charges permanentes

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75t/ml$
- Poids du remblai : $g_2 = 2 \times 1 \times 0,85 = 1,7 t/ml$
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,2 \times 1 \times 0,08 = 0,176 t/ml$
- Poids total : $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,75 + 0,176 + 1,7 = 2,626 t/ml$

➤ Surcharge

- Surcharges $Q = 1 t/m^2$ réparties sur toute la dalle
- Pour une bande de 1.00 m l'effet le plus défavorable se traduit sous l'effet du système B_t les roues P1 et P2 des rangées et sont équivalents, chacune à une charge répartie de $5.5 t/ml$
- La charge P1 de rangée est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'un appui) ;

- La charge P2 de ranger est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 1.2

Donc :

$$\begin{cases} P1 = 2P \\ P2 = 1.2P \end{cases}$$

$$\begin{cases} P1 = 2 \times 5.5 \\ P2 = 1.2 \times 5.5 \end{cases}$$

$$P1 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P2 = 6.6 \text{ t/ml}$$

La section dangereuse ainsi que l'effort maximal sous P1 et P2 seront déterminés par le théorème de Barré.

Détermination de la section critique :

$$R = \sum P_i = 17.6 \text{ t/ml}$$

$$X_R = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i} = 0,5063 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable :

$$P_i = P_K = 11 \text{ t} \Rightarrow X_S = 2,05 \text{ m de l'appui gauche.}$$

$$\sum P_i g \leq \frac{R \times X_S}{L} \leq \sum P g + P$$

$$0 \leq 7,216 \leq 11 \quad \text{Vérifier}$$

$$M_{max} = \frac{R \times X_S^2}{L} - \sum P g \times d_i = \frac{17,6 \times 2,5^2}{5} - 0 = 14,792 \text{ t.m/ml}$$

➤ Calcul des moments :

Sous charge permanente :

$$M_g = \frac{g \times l}{2} \times X_S - \frac{g \times X_S^2}{2}$$

$$M_g = 7.95 \text{ t.m/ml}$$

Sous charge de remblai :

$$M_q = \frac{q \times l}{2} \times X_s - \frac{q \times X_s^2}{2}$$

$$M_q = 3.02 \text{ t.m/ml}$$

Les valeurs de Mmax sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2:valeurs de Mmax

| | Charge (t/ml) | M (t.m/ml) | T (t/ml) |
|---------------------|---------------|------------|----------|
| Charge permanente g | 2.626 | 7.95 | 6.265 |
| Surcharge q | 1 | 3.02 | 2.5 |
| Système Bt | / | 14,792 | 14.256 |

Combinaison des efforts :

$$\begin{cases} ELU: 1.35G + 1.6Q \\ ELS: G + 1.2Q \end{cases}$$

Tableau VII. 3:valeurs de M à l'ELU et l'ELS

| Efforts | M (t.m/ml) | T(t/ml) |
|---------|------------|---------|
| ELU | 39.23 | 35.27 |
| ELS | 29.32 | 26.73 |

VII.5.1.1. Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

Donc :

$$\text{On a : } f_{c28} = 27\text{MPa}$$

➤ Ferrailage verticale :

$$M_u = 39.23 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 29.32 \text{ t.m/ml}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2} \times \frac{1}{f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 15.3 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\mu = \frac{39.23 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.35 < 0.39$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.35}}{0.8} = 0.565$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.565) = 0.208m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{39.23 \times 10^6}{20.8 \times 434.78 \times 10^2} = 43.38 \text{ cm}^2$$

La vérification à l'ELS a donné une section de $32.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc pour le ferrillage de la dalle de transition, nous prenons :

$$A_U = 43.38 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$$

$$A_{ser} = 32.38 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)}$$

$$A_s = \max(A_U; A_{ser})$$

$$A_s = 43.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 14 HA 20 ($A_s = 43.98 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.22}{500} = 2.75 \text{ cm}^2 < A_s$$

Donc $A_s = 43.98 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$\frac{As'}{3} = \frac{43.98}{3} = 14.66 \text{ cm}^2 ; \text{donc on prend } As=14.66 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA20}$$

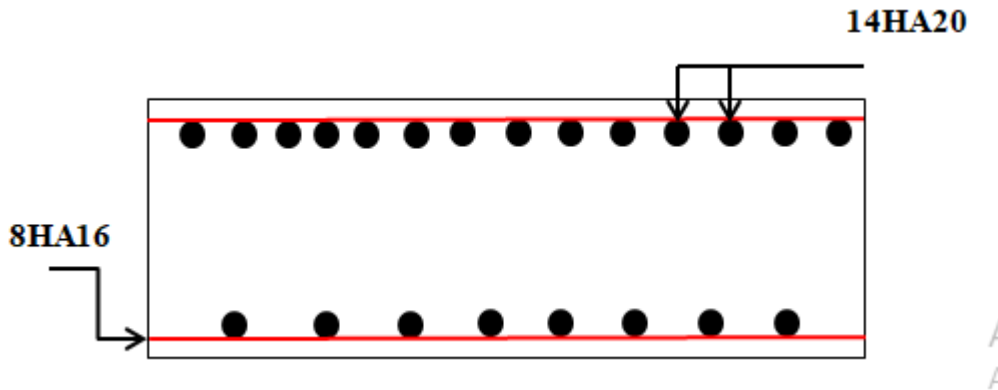


Figure VII. 2:ferrailage de la dalle de transition

VII.5.2. Mur garde grève :

D'après le document le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

a. Evaluation des efforts

Remarque :

Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (2.151m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastree dans le mur frontal.

➤ Poussée des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée de la terre

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = 0.333$$

Donc :

$$P_t = \frac{1}{2} \times 2 \times 0.333 \times 2.151^2 = 1.53 \text{ t/ml}$$

$$M_t = \frac{1}{6} \gamma H^3 K_a$$

$$M_t = \frac{1}{6} \times 2 \times 0.333 \times 2.151^3 = 1.1 \text{ t.m}$$

$$M_{ts} = 1 \times M_t = 1.1 \text{ t.m}$$

$$M_{tu} = 1.35 M_t = 1.485 \text{ t.m}$$

➤ Poussée des charges locales

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_c (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m × 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12 \times K}{0.75 + 2H} \int_0^H \frac{H - X}{0.25 + X} dx$$

Avec :

- $K = K_a \times \delta \times d \times bc$
- $bc = 1,1$ (Coefficient de pondération du système B_c).
- $d = 1 \text{ m}$.
- δ : Coefficient de pondération ($\delta = 1,6$ à l'E.L. U, $\delta = 1,2$ à l'E.L. S).

À l'ELU :

$$k = 0.333 \times 1.6 \times 1 \times 1.1 = 0.586$$

À l'ELS :

$$k = 0.333 \times 1.2 \times 1 \times 1.1 = 0.44$$

$$M_p = \frac{12 \times K}{0.75 + 2H} [2.15 \ln(0.25 + x) - x]_0^{2.151}$$

$$M_{pu} = 4.6 \text{ t.m}$$

$$M_{ps} = 3.96 \text{ t.m}$$

➤ **Force de freinage :**

On considère un essieu lourd au contact du mur garde grève, et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière. Donc le moment dû à la force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \times \delta$$

$$M_{fu} = 4.53 \text{ . m}$$

$$M_{fs} = 3.40 \text{ t.m}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$M_u = 1.35Mt + 1.6(M_f + M_p) = 1.35 \times 1.485 + 1.6(4.53 + 4.6) = 16.61 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = M_{ts} + 1.2(M_{ps} + M_{fs}) = 1.1 + 1.2(3.96 + 3.4) = 9.932 \text{ t.m}$$

VII.5.2.1. Ferrailage de mur garde-grève

➤ Ferrailage vertical : Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple

Le moment maximal $M_u ELU = 16.61 \text{ t.m}$

Enrobage = 5cm

h = 30 cm

b= 100 cm

Dimension

(0.30 x 1m²)

$f_{c28} = 27MPa$

$d = 0.9h = 0.9 \times 0,30 = 0,270$ m

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2} \times \frac{1}{f_{bu}} = \frac{16.61 \times 10^6}{100 \times 27^2} \times \frac{1}{1530} = 0.14 < 0.39 (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.18.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.25.$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = 15.28 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 20 (15,71 cm²)

➤ Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b.d} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \leftrightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.22}{500} = 2.75 \text{ cm}^2 < A_s \text{ (C.V)}$$

➤ Le ferrailage horizontal :

$$A_{s'} = \frac{A_s}{3} = \frac{13.6}{3} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive et pour plus de sécurité en prends 4HA14 (6.16 cm²).

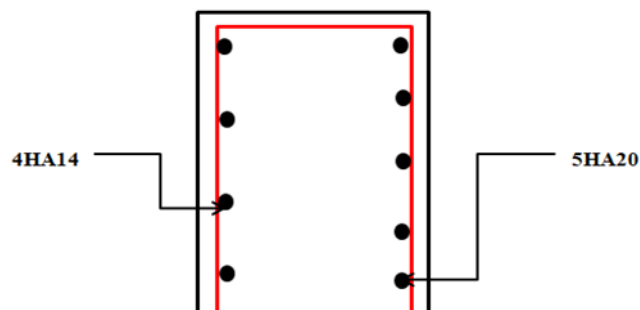


Figure VII. 3:ferrailage mur garde grève

VII.5.3. Mur en retour**A. Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

➤ Efforts horizontaux :

- Poussée des terres :

$$P_t = \left[\frac{1}{2} \times 2 \times 5.35^2 \times 1 \right] = 9.44 \text{ t/ml}$$

- Poussée des surcharges sur remblai :

$$P_{sr} = 1 \times 5.35 \times 0.33 = 1.76 \text{ t/ml}$$

- Poussée de la surcharge concentrée (2t)

$$P_{sc} = 2 \times 1 = 2 \text{ t}$$

➤ Les moments :

- -Poussée des terres : $M_t = 9.44 \times \frac{1}{3} \times 5.35 = 16.83 \text{ t.m}$
- -Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 1.76 \times \frac{1}{3} \times 5.35 = 3.14 \text{ t.m}$
- -Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2 \times 5.35 = 10.7 \text{ t}$

➤ Les combinaisons :

$$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 44.86 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{sr} + M_{sc}) = 33.44 \text{ t.m}$$

➤ Efforts verticaux :

-Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 5.35 \times 0.4 \times 2.5 = 5.35 \text{ t}$

-Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1 = 4 \text{ t}$

-Poids propre de la superstructure : $P_{su} = 0.33t/ml$

➤ **Les moments :**

Poids propre du mur : $M_G = 5.35 \times 5.35 = 28.62 t.m$

Poids propre de la superstructure : $M_{su} = 0.33 \times 0.5 = 0.165t.m$

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4 \times 4 = 16t.m$

➤ **Les combinaisons :**

$M_{ELU} = 1.35(M_G + M_{su}) + 1.6M_{sc} = 1.35 (28.62 + 0.165) + 1.6 \times 16 = 64.5 t.m$

$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2M_{sc} = (28.62 + 0.165) + 1.2 \times 16 = 48 t.m$

VII.5.3.1. Ferrailage mur en retour

➤ **Ferrailage horizontal :**

La section est soumise à la flexion simple

$M_u = 44.86t.m$

L'enrobage = 5 cm

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0,36 m$

Béton = 27 MPa

Acier : $f_e = 500 MPa$

$A_s = 33.28cm^2$

Soit : 7HA25 ($34.36cm^2$)

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b.d} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \leftrightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.22}{500} = 3.67 cm^2 < A_s \text{ (C.V)}$$

➤ **Ferrailage vertical :**

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$M_u = 64.5 t.m$

Enrobage = 5 cm

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0,36 \text{ m}$

Béton = 27MPa

Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$

$A_s = 47.85 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA32 (48.25 cm^2) avec un espacement de 16 cm.

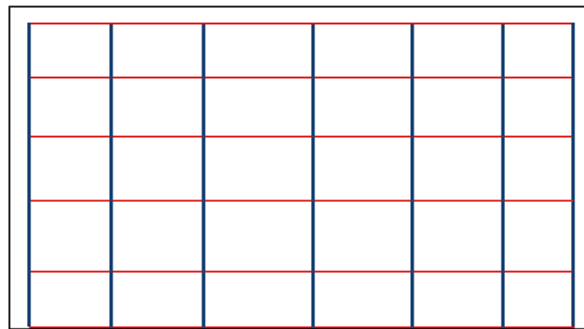


Figure VII. 4:ferrailage mur en retour

VII.5.4. Mur de front :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ Forces verticales

- Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D240.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

➤ Forces horizontales

- Poussée des terres
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau VII. 4: Valeurs des sollicitations

| Désignation | ε_H | P(t) | $\varepsilon_H \cdot (P)$ | $(1 \pm \varepsilon_v) \cdot P$ |
|---------------------------------|-----------------|--------|---------------------------|---------------------------------|
| Poids de Tablier | CN | 820.77 | 0 | 820.77 |
| | CS H + V+ | | 246.23 | 893.8 |
| Mur garde grève | CN | 14.842 | 0 | 14.842 |
| | CS H + V+ | | 4.452 | 16.18 |
| Mur de front | CN | 58.98 | 0 | 58.98 |
| | CS H + V+ | | 17.694 | 64.3 |
| Mur en retour | CN | 42.8 | 0 | 42.8 |
| | CS H + V+ | | 12.84 | 46.65 |
| Poids de la dalle de transition | CN | 13.5 | 0 | 13.5 |
| | CS H + V+ | | 4.05 | 14.71 |
| Freinage | CN | 30 | 0 | / |
| | CS H + V+ | | 30 | / |
| Poussé des terres | | / | 292.05 | / |
| | | | 298.42 | / |
| Total | / | / | 292.05 | 950.892 |
| | / | / | 603.68 | 1035.64 |

Avec :

- $\varepsilon_H = A = 0,3$: coefficient sismique horizontale (RPOA2008, ARTICLE 2.8) (zone sismique II-b, pont 1ère groupe).
- $\varepsilon_v = 0,3 \times \varepsilon_H = 0,09$: coefficient sismique verticale (RPOA2008, ARTICLE 2.8)

Tableau VII. 5: Coefficient d'accélération de zone (A)

| Groupe | Zone sismique de pont | | | |
|--------|-----------------------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1 | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 2 | 2,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 3 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |

Sollicitation à la base de voile :

➤ **Condition normale :**

Effort normal : $\sum (1 + \varepsilon_v) \times P = 950.892 \text{ t}$

- **ELS :** $N = \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) \times P}{b} = \frac{950.892}{11} = 86.44t$
- **ELU :** $N = 1.35 \times N = 116.69t$

Moment : $M = \sum M_s - \sum M_R = 2092.16 - 642.51 = 1449.65t.m$

- **ELS :** $\frac{\sum M_s - \sum M_R}{b} = \frac{1449.65}{11} = 131.78 \text{ t.m}$
- **ELU :** $1.35 \times M_s = 177.91t.m$

➤ **Condition sismique**

Effort normal : $\sum (1 + \varepsilon_v) \times P = 1035.64 \text{ t.}$

- **ELS :** $N = \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) \times P}{b} = \frac{1035.64}{11} = 94.15t$
- **ELU :** $N = 1.35 \times N = 127.1t$

Moment :

$M = \sum M_s - \sum M_R = 2278.408 - 1328.096 = 950.3t.m$

- **ELS :** $\frac{\sum M_s - \sum M_R}{b} = \frac{950.3}{11} = 86.39 \text{ t.m}$

- ELU : $1.35 \times Ms = 116.62 t.m$

VII.5.4.1. Ferrailages de mur frontal

➤ Ferrailage vertical :

$$N_u = 127.1 t$$

$$M_u = 177.91 t.m$$

Enrobage = 5cm

$$d = 0.9h = 0.9 \times 1.65 = 1.485m$$

Acier : fe 500 MPa

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2} \times \frac{1}{f_{bu}} = \frac{177.91 \times 10^6}{100 \times 148.5^2} \times \frac{1}{15.3 \times 10^2} = 0.05 < 0.39$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.45.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20

➤ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b.d} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 148.5 \times 2.22}{500} = 15.16 \text{ cm}^2$$

< A_s condition non verifier

Donc on prend $A_s = 15.16 \text{ cm}^2$ (5HA 20).

➤ Le ferrailage horizontal :

$$A_{s'} = \frac{A_s}{4} = \frac{15.16}{4} = 3.79 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 (5,65 cm).

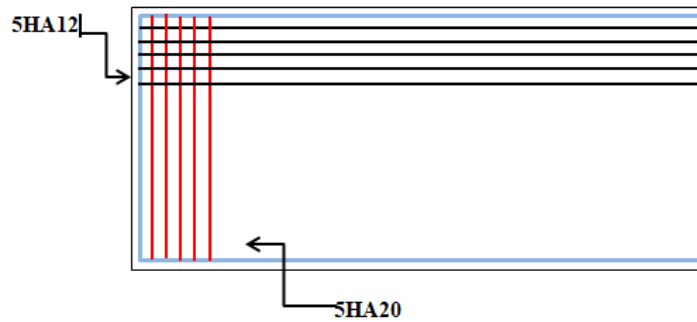


Figure VII. 5:ferrailage mur frontal

VII.6. ETUDE DE LA SEMELLE :

VII.6.1. Caractéristique de la semelle

La longueur de la semelle est : $L=11\text{ m}$

L'épaisseur de la semelle est : $e=1.5\text{ m}$

La largeur de la semelle est : $B=4.45\text{ m}$

➤ La Condition normale :

$$N_{max} = 950.892 \text{ t}$$

$$M_{max} = 2092.16 - 642.51 = 1449.65 \text{ t.m}$$

➤ La Condition sismique :

$$N_{max} = 1035.64 \text{ t}$$

$$M_{max} = 2278.408 - 1328.096 = 950.31 \text{ t.m}$$

Détermination du nombre des pieux :

$$\text{Effort maximal} = 1035.64 \text{ t}$$

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 230t.

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$a = \frac{\text{Effort max}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{1035.64}{230} = 4.5$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 5 de diamètre $\emptyset 1.2\text{ m}$

VII.6.2. Effort revenant à chaque pieu

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x y}{\sum Y^2} \mp \frac{M_y x}{\sum X^2}$$

Avec : n nombre de pieux.

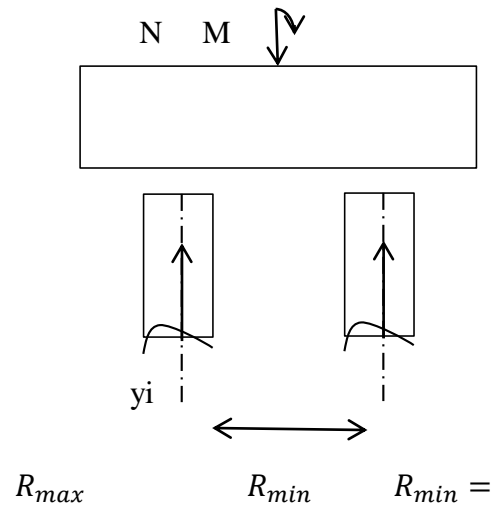
Exemple de calcul :

$$R_{max} = \frac{950.892}{5} + \frac{2092.16 \times 2.2}{2.2^2 \times 5} = 345.79 \text{ t}$$

$$\frac{950.892}{5} - \frac{2092.16 \times 2.2}{2.2^2 \times 5} = 34.56 \text{ t}$$

On a $R_{min} > 0$ (il n'y a pas risque de soulèvement des pieux).

$R_{max} > \bar{Q} = 256.33$ (Pas de risque de tassement).



VII.6.3 Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des moments.

➤ **Armatures transversales inférieures :**

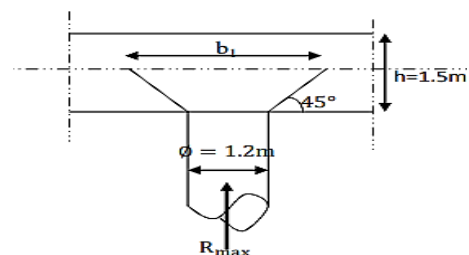
ELU :

On a : $R_{max} = 345.79 \text{ t}$

$$M_{1,ult} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0.35 \times b \right) = 345.79 \left(\frac{2.2}{2} - 0.35 \times 1.5 \right) = 198.82 \text{ t.m}$$

On prend une bande de b_1 calcul de tel que:

$$b_1 = \phi_{pieu} + h = 1.2 + 1.5 = 2.7 \text{ m}$$



$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{2 \times 500, 150 \times 1.6\} \text{ (fissuration préjudiciable)}.$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_s + \bar{\sigma}_b} = 0.253$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 1.24 \text{ m}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times b_1 \times d^2 \times \sigma_b = 646.94 \text{ t.m} > M_{1,ult} = 198.82 \text{ t.m} \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \frac{198.82 \times 10^5}{1.24 \times 240} = 66.8$$

ELS :

$$R_{max} = \frac{1035.64}{5} + \frac{2278.408 \times 2.2}{2.2^2 \times 5} = 414.25 \text{ t}$$

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0.35 \times b\right) = 414.25 \left(\frac{2.2}{2} - 0.35 \times 1.5\right) = 238.19 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{2 \times 500, 150 \times 1.6\} \text{ (fissuration préjudiciable)}.$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_s + \bar{\sigma}_b} = 0.253$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 1.24 \text{ m}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times b_1 \times d^2 \times \sigma_b = 646.94 \text{ t.m} > M_{1,ser} = 238.19 \text{ t.m} \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{su} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 80.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{su}; A_{ser}\} = 80.68 \text{ cm}^2$$

Soit 14HA32 (104.6cm^2)

➤ **Les armatures transversales supérieures :**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{80.68}{10} = 8.068\text{cm}^2$$

Soit 8HA16/ml avec $A_s = 16.08\text{cm}^2$

➤ **Les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{t,inf} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{80.68}{3} = 26.89\text{cm}^2$$

On prend 12HA20 ($A=37.7\text{cm}^2$)

➤ **Les armatures longitudinales supérieures :**

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{80.68}{10} = 8.068\text{cm}^2$$

Soit 5HA16/ml avec $A_s = 10.05\text{cm}^2$

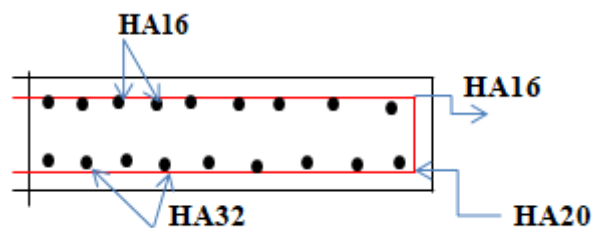
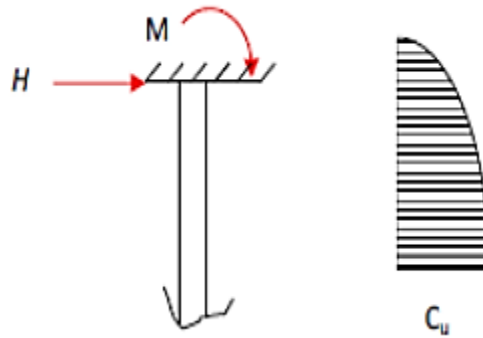


Figure VII. 6: ferrailage de la nappe inférieure de la semelle

VII.7. ETUDES DES PIEUX SOUS CULEE

VII.7.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4° :



$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u y = 0$$

- b : diamètre des pieux,
- C_u : module de réaction du sol,
- y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{EI}{c_u b}}$

- α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, donc le déplacement ou la rotation sont nuls.

Calcul de coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

b = \varnothing pieu = 1200 mm.

$C_u = 3,5 \text{ Kg/cm}^3$

E : module d'élasticité du béton. $E = 11000^3 \sqrt{27} = 33\,000 \text{ MPa}$.

I : moment d'inertie du pieu.

Avec :

$$I = \frac{\pi D^2}{64} = \frac{3.14 \times 1.20^2}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.237 m^{-1}$$

Donc :

$$\lambda L = 0,237 \times 16 = 3.792 \text{ m.}$$

VII.7.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu

➤ Condition normale :

- Freinage : 15t
- Poussées des terres et surcharges : 232.16 t

$$D'où : H = 247.16 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{247.16}{5} = 49.43 \text{ t/pieu}$$

➤ Condition sismique :

- Poussées des terres et surcharges : 627.74 t

Donc :

$$P_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{603.68}{5} = 120.74 \text{ t/pieu}$$

➤ Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Avec :

\bar{M} : Moment en tête du pieu

\bar{P} : Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement égale à : $\frac{1}{\alpha}$

$X_{\theta M}$; $X_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = EI\theta = 0 \rightarrow \bar{M} = -\left(\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}\right)$$

➤ **Détermination des coefficients :**

$$\begin{cases} \lambda l = 3 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.16 ; & X_{\theta M} = 1.48 \\ \lambda l = 4 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.26 & ; X_{\theta M} = 1.54 \end{cases}$$

$$\lambda L = 0,237 \times 16 = 3.792 \text{ m}$$

On utilise la méthode de l'interpolation linéaire on trouve :

$$\lambda L = 3.792 \text{ m} \Rightarrow X_{\theta p} = 1.17 \quad ; \quad X_{\theta M} = 1.53$$

- **Condition normale :**

$$p_{adm} = 49.43 \text{ t/pieu}$$

$$M_{adm} = \frac{p_{adm} \cdot X_{\theta p}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{49.43 \times 1.17}{0.237 \times 1.53} = -159.49 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$p_{adm} = 120.74 \text{ t/pieu}$$

$$M_{adm} = \frac{p_{adm} \cdot X_{\theta p}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{120.74 \times 1.17}{0.237 \times 1.53} = -389.58 \text{ t.m}$$

VII.7.3. Ferrailage des pieux

a) Ferrailage longitudinal

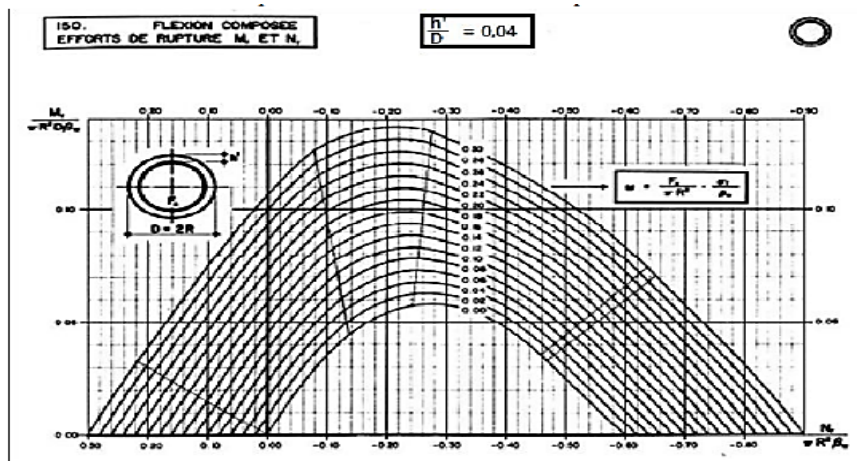


Figure VII. 7: Abaque de Walther.

$$M_{max} = -389.58 \text{ t.m}$$

$$N_{min} = 49.43 \text{ t.m}$$

- Détermination de la section d'armature :

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

- D : diamètre du pieu
- h' : l'enrobage de l'acier

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{389.58}{3.14(0.6)^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.106$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{49.43}{3.14(0.6)^2 \times 2700} = 0.016$$

Avec :

- β_w : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($W = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).
- R : rayon du pieu.

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.12$

- ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

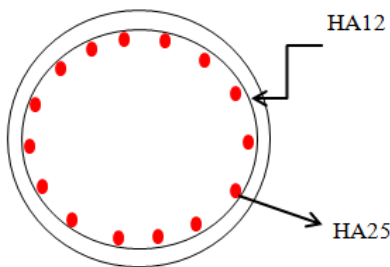
$$F_a = 0.12 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.12 \frac{3.14(0.6)^2 \times 27}{500} = 73.24 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 15HA25 (73.63cm²)

L'espacement :

$$s_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{15} = 25.12 \text{ cm}$$

On prend : $s_t = 25\text{cm}$



b) Ferrailage transversal

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ m}^2$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 les zones de jonction.

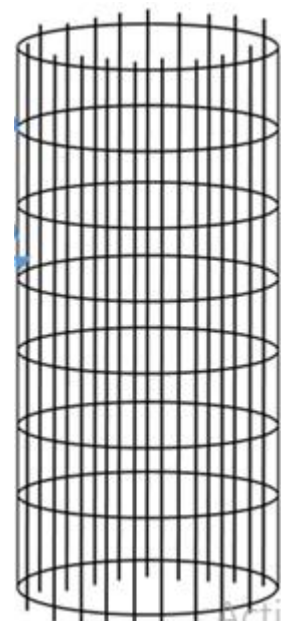
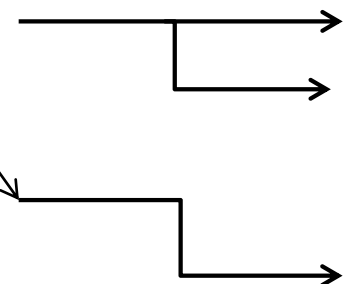


Figure VII. 8:ferrailage des pieux

Chapitre VIII ETUDE DE LA PILE

INTRODUCTION

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

VIII.1 Choix de type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de types voiles et les piles de type portique.

Le choix de l'ouvrage s'est porté pour les piles du type voile parce que ces dernières sont plus nombreuses, par ce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car il pose moins de problèmes à la réalisation

(L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes). L'hypothèse d'un chevêtre est levée et la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

VIII.2 Pré dimensionnement de la pile

A. Chevêtre :

- Longueur =10m
- Largeur = 2.7m
- Hauteur =1.5m

B. Voile :

| | |
|-----------------|-------|
| -largeur | :7.1m |
| -épaisseur | :1.8m |
| -hauteur :17.5m | |

Ces dimensions sont représentées dans les plans accompagnés.

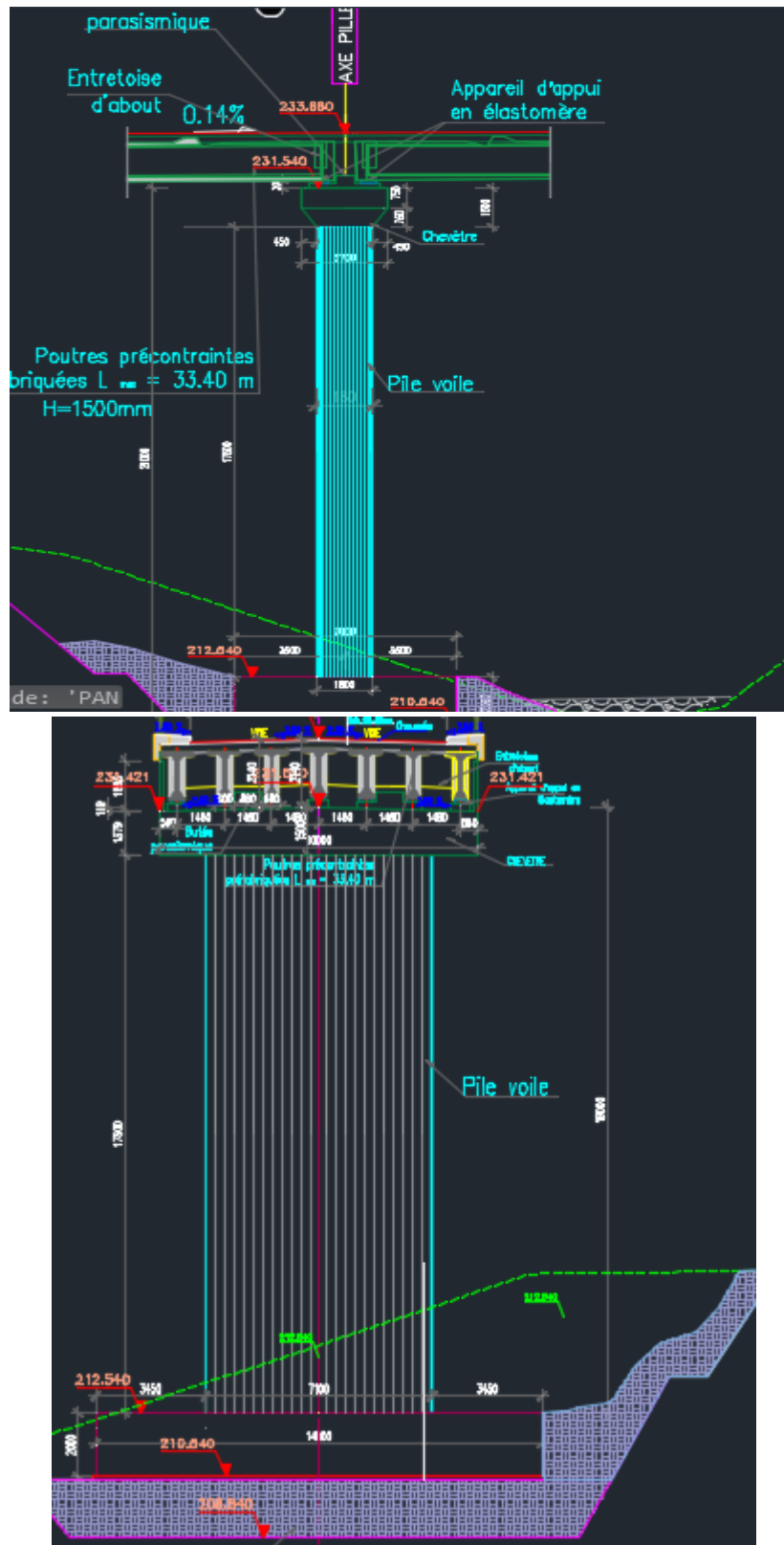


Figure VIII. 1: plan des appuis

VIII.3 Etude du chevêtre :

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux futs des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera soumis à la flexion simple.

VIII.3.1 Etude de chevêtre en flexion simple

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur un voile.

Evaluation des efforts :

- Poids du chevêtre :

$$P_c = \gamma_b \times V = 2.5 \times 10 \times 2.7 \times 1.5 = 101.25t$$

$$P_c = 10.125t/ml$$

- Efforts dû au poids propre du tablier

$$P_g = \frac{P_g}{n} = \frac{820.77}{7} = \frac{109.47t}{ml}$$

P_g : poids total du tablier

n : nombre de poutres

Efforts transmis par la surcharge D240 :

$$Q_{D240} = 12.903t/ml$$

$$P_{D240/poutres} = \frac{R_{D240}}{n} \times K_{\alpha max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0.723)}{2} \times 9.3 \times 12.9 = 206.7t$$

$$P_{D240/poutres} = \frac{206.7}{7} \times 1.34 = 39.56t/poutre$$

Calcul des sollicitations aux états limites

Tableau VIII. 1: Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

| | | |
|-----|--------------------------------------|--------|
| | Poids du tablier : P_g (MN) | 7.6632 |
| | Poids du chevêtre : P_c (MN/m) | 0.010 |
| | Poids de surcharge : P_{D240} (MN) | 0.039 |
| ELU | $P_u = 1.35 \times (P_g + P_{D240})$ | 1.0397 |
| | $G_U = 1.35 \times P_c$ | 0.013 |
| ELS | $P_{ser} = (P_g + P_{D240})$ (MN) | 7.702 |
| | $G_s = P_c$ (MN/ml) | 0.010 |

VIII.4 Application numérique

VIII.4.1 Poids propre du chevêtre et du voile

A. Chevêtre

$$v_{chevetre} = l \times L \times H = 1.5 \times 2.7 \times 10 = 40.5m^3$$

$$p_{pr} = v_{ch} \times \rho_{béton} = 40.5 \times 2.5 = 101.25t$$

$$p_{ch} = \frac{101.25}{10} = 10.12$$

B. Voile

$$v_{voile} = L \times e \times h = 7.1 \times 1.8 \times 17.5 = 223.65m^3$$

$$p_{pr} = v \times \rho = 223.65 \times 2.5 = 559.125t$$

VIII.5 Evaluation des charges et surcharges :

$$G = 766.32 \text{ t}$$

- Charge verticale : chevêtre+ pile=101.25+559.12=660.37t
- Charge horizontale : force de freinage : $F_F=30t$
- Séisme :

$$G = PP_{tablier} + PP_{pile} = 766.32 + 660.37 = 1426.69 \text{ t}$$

$$G = 2174.59t$$

Ey: La composante verticale du séisme suivant l'axe x.

Ex: La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

$$E_x: \pm 0.2 \cdot G = 0.2 \cdot 1426.69 = 285.338t$$

$$E_y: \pm 0.06 \cdot G = 0.06 \cdot 1426.69 = 85.6 \text{ t}$$

VIII.6. Combinaison appliquée sur le chevêtre

$$ELU = 1.35G + 1.6Q$$

$$ELU = 1.35(G + Q)$$

$$ELU = 1.35g + 1.35BC + 2VC$$

$$ELS = G + Q$$

VIII.7. Modélisation de la pile :

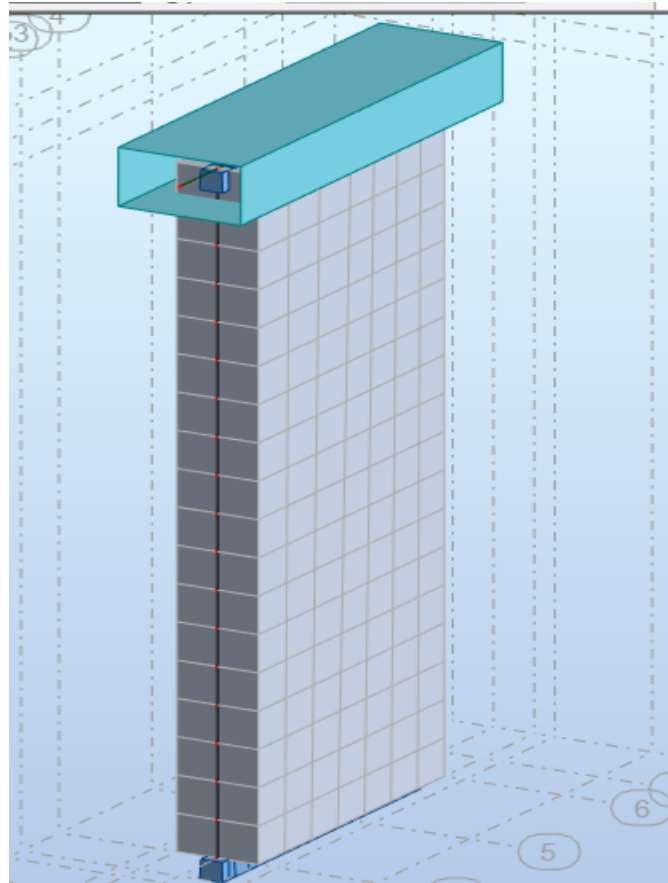
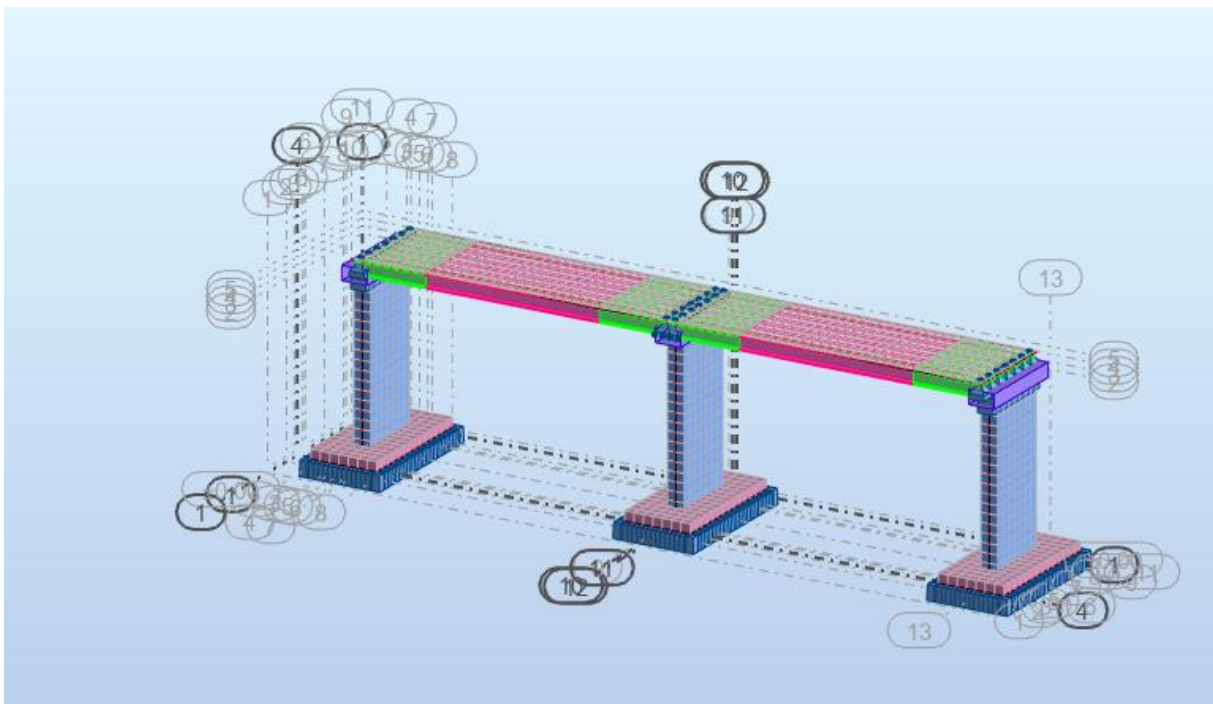


Figure VIII. 2:modélisation de la pile



NB : pour modéliser le pont complet ça doit modéliser avec SAB ou SOFESTIK car le logiciel Robot n'a pas le joint de séparation

D'après le résultat de calcul numérique on a obtenu les résultats du moment fléchissant et l'effort tranchant dans le tableau ci-dessous

Tableau VIII. 2: résultats obtenus du logiciel

| | ELU | ELS | ELA |
|---------|--------|--------|--------|
| M(t) | 166.24 | 111.39 | 111.39 |
| T(t/ml) | 109.02 | 80.76 | 80.76 |

VIII.8. Ferrailage du chevron

L'étude de chevron est faite suivant la flexion simple

VIII.8.1 Ferrailage longitudinal du chevron

Le ferrailage se fait en flexion simple en fissuration préjudiciable.

$$-f_{c28}=27MPa$$

$$-f_{t28}=2,4MPa$$

$$-f_{bu}=17MPa$$

$$-F_e E=400 MPa$$

$$-\sigma_{bc}=18MPa$$

$$-\bar{\sigma}=215.55 MPa$$

$$-\gamma_s=1,15$$

$$-\gamma_b=1,5$$

$$-h=1.5m$$

$$-d=0,9* h =1,35m$$

$$-b_0=10m$$

Armature Longitudinale

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91

Section d'armature inferieur :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2} \times \frac{1}{f_{bu}} = \frac{12.92}{100 \times 135^2} \times \frac{1}{15.5} = 0.05$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.14$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) = 1.7(1 - 0.4 \times 0.14) = 0.9$$

$$A_i = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 102.53 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 13\text{HA}32 \text{ (104.6 cm}^2\text{)}$$

Section d'armature supérieur : avec la même procédure précédente : $A_s = 86.4 \text{ cm}^2$
Soit : 11HA 32(88.47 cm²)

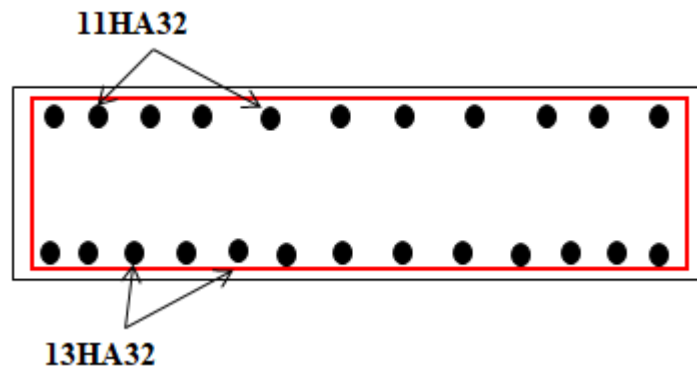


Figure VIII. 3: ferrailage du chevre

VIII.9. Ferrailage de la pile :**VIII.9.1. Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{47.95}{12.78} + \frac{166.24 \times 3.55}{53.68} = 14.74 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{47.95}{12.78} - \frac{166.24 \times 3.55}{53.68} = -7.24 \text{ t/m}^2$$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 7.1 \left(\frac{7.24}{14.74 + 7.24} \right) = 2.33 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 7.1 - 2.33 = 4.77 \text{ m}$$

$$d = 2/3 \cdot 4.77 = 3.57 \text{ m}$$

$$I' = \frac{1.8 \times 3.57^3}{12} = 6.82 \text{ m}^4$$

$$V' = 1.78 \text{ m}$$

$$\Omega' = 1.8 \times 3.57 = 6.42 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{Q'}{2}\right) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) = -23.24 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \left(\frac{M_1}{2V'}\right) \times (\sigma'_2 + \sigma_2) = 43.94 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 1.89 \text{ m}$$

Soit $c=5\text{cm}$ et $c'=10\text{cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.469 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{h}{2} + e_0 - c' = 0.939 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = (23.24 \times 10^2 \times 0.939) / (0.469 + 0.939) \times 500 = 77.49 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = (23.24 \times 10^2 \times 0.469) / (0.469 + 0.939) \times 500 = 82.52 \text{ cm}^2$$

VIII.9.2. Armatures minimales de RPA 99 :

D'après le RPA 99

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.40 \times 1.559 = 12.472 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 12.472 / (2 \times 1.559) = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

Le pourcentage minimal

$$A_{min} = 0.15\% b \times l = 0.15\% \times 0.40 \times 4.8 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/ml/face = 28.8/(2 \times 4.8) = 3cm^2/ml/face$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_S, A_{min}, A_{RPA}) = 10.934cm^2$$

En zone courante : soit 40HA14 $(A_s = 61.6cm^2)$

En zone d'about : soit 24HA16 $(A_s = 48.24cm^2)$

Espacement

En zone courante : $S_1 \leq \max(1.5e, 30) = 30cm$

Soit : $S_1 = 18cm$

En zone d'about : $S_{tn} = \frac{S_1}{2} = 9cm$

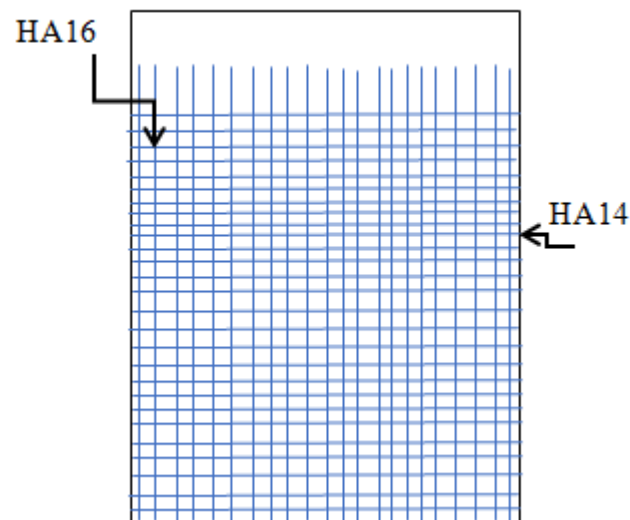


Figure VIII. 4: ferrailage voile

CONCLUSION GENERALE :

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Cette étude nous a permis d'approfondir notre formation en mettant en pratique nos connaissances acquises durant nos études universitaires, et les stage pratique qu'on a fait au sein des entreprises de réalisation. Nous avons acquis des ordres de grandeurs très importantes qui nous serviront dans le domaine professionnel.

Le projet qui a fait objet dans notre étude est un pont en béton précontrainte par post tension à poutre préfabriqué. Le calcul de différents éléments a été fait manuellement.

Le pré dimensionnement de la structure est basé sur les recommandations des codes et des règlements en vigueur à savoir le BAEL, BPEL, S.E.T.R.A, et le règlement parasismique Algériens RPOA. L'étude de la superstructure et de l'infrastructure du projet s'est basée sur une modélisation qui a été faite par le logiciel ROBOT STRUCTURAL 2023 qui nous a permis d'avoir les différents efforts agissant sur ses dernières, le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. La dalle a été ferrillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal).

Dans le dimensionnement de la précontrainte On a utilisé 5 câbles 7T15M qui sont mis en tension par post-tension. La première est formée de trois câbles ancrés à l'about, la deuxième est de deux câbles à l'extrados. L'estimation des pertes de tension prise initialement (32%) a été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 32%.

Nous avons opté pour l'infrastructure une pile constituée d'un chevrete et d'un voile, et une culée remblayer constituée d'un mur frontal, d'un mur garde grève, de mur en retour et d'une dalle de transition reposant sur un corbeau d'appui.

A la fin de ce travail, on a pu acquérir une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément, dans le dimensionnement des ponts à poutres, mais notre formation reste toujours inachevée, nos lacunes devront se compléter dans la vie professionnelle.

Bibliographie :

Règlement :

- Guide SETRA, pont à poutres préfabriquées précontrainte par poste-tension, centre technique des ouvrages d'art, France, 1996.
- Fascicule 61 Titre II.
- BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites, Février 2000.
- BPEL 91 révisé 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites, Avril 1992.
- RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministre des travaux publics, 2008.
- CALGARO TOME I.

Thèses et PFE :

- Thèses d'option ouvrage d'art ENTP.
- Mémoire de fin d'étude (Zemamouche, Meghar) étude d'un pont à poutre en béton précontraint, 2010
- Les différentes Thèses UMMTO et ENTP.
- L'art de l'ingénieur,(1997) sous la direction d'Antoine Picon,Le moniteur,centre georges Pompidou,Paris.
- Jose A.Fernandez Ordonez,(1979),Eugène Freyssinet,Groupe 2C,Barcelone.

Logiciels :

- Microsoft office 2019.
- Microsoft Excel 2010.
- Robot Autodesk Structural Analyses Professional 2023 : Logiciel de calcul
- AutoCAD 2023 : Logiciel de dessin.

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

| Ø | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|----|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0,20 | 0,28 | 0,50 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,91 | 8,04 | 12,57 |
| 2 | 0,39 | 0,57 | 1,01 | 1,57 | 2,26 | 3,08 | 4,02 | 6,28 | 9,82 | 16,08 | 25,13 |
| 3 | 0,59 | 0,85 | 1,51 | 2,36 | 3,39 | 4,62 | 6,03 | 9,42 | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4 | 0,79 | 1,13 | 2,01 | 3,14 | 4,52 | 6,16 | 8,04 | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5 | 0,98 | 1,41 | 2,51 | 3,93 | 5,65 | 7,70 | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6 | 1,18 | 1,70 | 3,02 | 4,71 | 6,79 | 9,24 | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7 | 1,37 | 1,98 | 3,52 | 5,50 | 7,92 | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8 | 1,57 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,05 | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9 | 1,77 | 2,54 | 4,52 | 7,07 | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53 | 8,64 | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03 | 9,42 | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53 | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04 | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54 | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04 | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55 | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05 | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55 | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

