

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou



Faculté de Génie de la Construction
Département des travaux publics



Mémoire de Fin d'Etude

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

Option : Voies et Ouvrage d'Art

Thème

***Etude d'un Pont à Poutres Multiples en
Béton Précontraint par Post-Tension relie
FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN sur 28km***

Etudié par :

- LARIBI Abdeslam
- KESSOUAR Takfarinas

Encadré par :

- M^{me} : HELLAL.O

Promotion 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord et avant tout, nous Remercions le DIEU, notre créateur de nos avoir donné la force, la volonté, la patience et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre promotrice : Mme HELLAL Ourida qui a accepter de nous encadrer et qui a fait tout son possible pour nous aider.

Nous remercions les membres de jury qui nous ont fait l'honneur de juger notre travail, ainsi que tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant toutes les années d'étude.

Nous remercions tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail en Signe

De Respect et Reconnaissance

Aux être les plus chers.

A

Mes chers parents,

Mes chers frères et sœur,

Toute ma famille,

Tous mes aimes,

A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à maintenant,

Tous ceux que j'aime et aux qui m'aiment.

Abdeslam



Dédicace

Je dédie ce modeste travail en Signe

De Respect et reconnaissance

Aux être les plus chers.

A

Mes chers parents,

Mes chers frères et sœur,

Toute ma famille,

Tous mes aimes,

A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à maintenant,

Tous ceux que j'aime et aux qui m'aiment.

Takfarinas

Résumé

Ce mémoire a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un viaduc qui fait partie de la pénétration Autoroutière qui relie **FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN** sur 28km. cest un pont a poutre en béton précontrainte par post-tension

Au début, une conception et un dimensionnement détaillé des éléments du pont été faite, puis l'évaluation des charges et surcharges agissantes sur cet ouvrage. L'étude est complétée par une modélisation numérique réalisée par le logiciel Autodesk **ROBOT** Structure Analyse. Les résultats obtenus ont permis de déterminer les sollicitations les plus défavorable et de dimensionner la précontrainte puis le ferrailage de la dalle.

Enfin l'étude est terminée par le dimensionnement et le ferrailage des éléments de l'infrastructure sous les actions statique et dynamiques.

Mots clés :

Pont, béton précontrainte, poutre en béton précontraint, post-tension, dimensionnement, charges et sur charges, superstructure, infrastructure, modélisation, ferrailage.

Abstract

This thesis aims to design and study a viaduct which is part of the Motorway penetration which connects **FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN** over **28km**. It is a post-tensioned prestressed concrete beam bridge.

At the beginning, a design and a detailed dimensioning of the elements of the bridge were made, then the evaluation of the loads and overloads acting on this work. The study is completed by a numerical modeling carried out by the Autodesk ROBOT Structure Analysis software. The results obtained made it possible to determine the most unfavorable stresses and to size the prestressing then the reinforcement of the slab. Finally, the study is completed by the dimensioning and the reinforcement of the elements of the infrastructure under the static and dynamic actions.

Key words:

Bridge, prestressed concrete, prestressed concrete beam, post-tensioning, dimensioning, loads and over loads, superstructure, infrastructure, modelling, reinforcement.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| I.1 Introduction | 1 |
| I.2 Définition..... | 1 |
| I.3 Présentation et description de l'ouvrage | 1 |
| I.4 Structure du pont..... | 2 |
| I.5 Données du projet | 3 |
| I.5.1 Données fonctionnelles : | 4 |
| I.5.2 Donnée naturel..... | 5 |
| I.6 Données climatique..... | 8 |
| I.7 Caractéristiques des matériaux utiliser..... | 8 |
| I.7.1 Béton | 8 |
| I.7.2 Armature | 12 |

Chapitre II : Pré dimensionnement du tablier

| | |
|---|----|
| II.1 Introduction | 15 |
| II.2 Pré dimensionnement de la poutre..... | 15 |
| II.4 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre | 19 |
| II.4.1 Notion utilisée | 19 |
| II.4.2Caractéristique géométrique des sections brutes..... | 21 |
| II.4.2 Sections géométriques des sections nettes..... | 25 |

Chapitre. III : Calcul des charges et surcharges

| | |
|-------------------------------------|----|
| III.1 Introduction..... | 27 |
| III.2 Eléments porteurs..... | 27 |
| III.3 Eléments non porteurs..... | 29 |
| III.4 Evaluation des charges..... | 31 |
| III.5 Caractéristiques du pont..... | 32 |

Chapitre. IV : Modélisation du tablier

| | |
|--|----|
| IV.1 Introduction..... | 40 |
| IV.2 Présentations du logiciel..... | 40 |
| IV.3 Quelques étapes à suivre pour la modélisation..... | 41 |
| IV.4 Définition des charges permanentes et les charge d'exploitations..... | 48 |
| IV.4.1 Charges permanentes : | 48 |
| IV.4.2 Charge d'exploitations. | 52 |
| IV.4.3 Les charges roulantes | 53 |
| IV.5 Définir des combinaisons d'action et lancement du calcul | 55 |
| IV.5.1 Lancement du calcul | 56 |
| IV.6 Les efforts internes dans les poutres..... | 56 |

Chapitre V : Etude de platelage

| | |
|---|----|
| V.1 Introduction..... | 59 |
| V.2 Résultats cartographiques | 59 |
| V.3 Ferrailage du platelage..... | 62 |
| V.3.1 Dans le sens transversal..... | 62 |
| a) En travée : armature inferieurs | 62 |
| b) Eux appui : armatures supérieures..... | 64 |

| | |
|--|----|
| V.3.2 Ferrailage longitudinal | 67 |
| a) En travée : armatures inferieurs..... | 67 |
| b) En appui | 69 |

Chapitre.VI : Etude de la précontrainte

| | |
|--|-----|
| VI.1 Introduction..... | 73 |
| VI.2 Etude de la précontrainte | 73 |
| VI.2.1 Précontrainte minimale | 73 |
| VI.2.2 Calcul du nombre de câble | 75 |
| VI.2.3 Vérification des sections | 76 |
| VI.2.4 Détermination du nombre de câble à l'about | 78 |
| Conclusion | 78 |
| VI.3 Trace des câbles | 78 |
| VI.3.1 Positionnement | 78 |
| VI.3.2 Principe..... | 78 |
| VI.3.3 Application au projet..... | 81 |
| VI.3.4 Tracé des câbles | 83 |
| VI.3.5 Câble moyen fictif..... | 85 |
| VI.4 Caractéristiques géométriques des sections nettes | 86 |
| VI.5 Calcul des pertes tensions..... | 90 |
| VI.5.1 Pertes instantanées | 91 |
| VI.5.2 Pertes différées..... | 105 |
| VI.6 Tension finale probable | 112 |
| Conclusion..... | 112 |

Chapitre. VII : Etude de la culée

| | |
|---|-----|
| VII.1 Introduction | 114 |
| VII.2 Pré dimensionnement de la culée..... | 116 |
| VII.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée..... | 117 |
| VII.4 Calcul des moments dus aux charges appliquées | 119 |
| VII.5 Vérification de la stabilité de la culée | 120 |
| VII.6 Etude des éléments de la culée | 120 |
| VII.6.1 Dalle de transition..... | 120 |
| VII.6.2 Mure garde-grève | 122 |
| VII.6.3 Mur en retour..... | 125 |
| VII.6.4 Corbeau | 130 |
| VII.6.5 Mur frontale..... | 132 |
| VII.7 Etude et ferrailage de la semelle | 137 |
| VII.7.1 Caractéristiques de la semelle | 137 |
| VII.7.2 Ferrailage de la semelle | 139 |
| VII.8 Etude des pieux..... | 143 |
| VII.8.2 Ferrailage des pieux..... | 146 |

Chapitre. VIII : Etude de la pile

| | |
|---|-----|
| VIII.1 Introduction | 151 |
| VIII.2 Etude de la pile..... | 152 |
| VIII.2.1 Dimensions de la pile et calcul des charges appliquées | 152 |
| VIII.3 Evaluation des charges et surcharges..... | 154 |
| VIII.4 Modélisation de la pile..... | 155 |
| VIII.5 Etude du chevêtre | 159 |
| VIII.5.1 Ferrailage du chevêtre | 161 |

| | |
|--|-----|
| VII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion..... | 164 |
| VIII.6 Etude de la poutre de liaison | 167 |
| VIII.6.1 Ferrailage de la poutre | 169 |
| VIII.7 Etude des futs | 173 |
| VIII.7.1 Vérification au flambement | 175 |
| VIII.8 Etude de la semelle | 179 |
| VIII.8.1 Le moment max et l'effort max | 179 |
| VIII.8.2 Détermination nombre des pieux | 180 |
| VIII.8.3 Ferrailage de la semelle | 182 |
| VIII.9 Etude des pieux..... | 185 |
| VIII.9.1 Effort tranchant en tête de pieu | 186 |
| VIII.9.2 Calcul des pieux par la formule de WARNER | 186 |
| VIII.9.3 Ferrailage des pieux..... | 187 |

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Liste des figures

Chapitre. I : Présentation et conception de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| FIGURE I. 1 : : APPAREIL D'APPUI DE TYPE ELASTOMERE FRETTE | 3 |
| FIGURE I. 2 : VUE LONGITUDINALE DE PONT..... | 4 |
| FIGURE I. 3 : VUE EN PLAN DU PROJET | 4 |
| FIGURE I. 4 : LA VUE DE FACE DE PONT | 5 |
| FIGURE I. 5 : EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE AZEFFOUN-AZAZGA FEUILLE N°9/24..... | 5 |
| FIGURE I. 6 : ZONE SISMIQUE DE L'OUVRAGE | 6 |
| FIGURE I. 7 : DIAGRAMME CONTRAINTE DE FORMATION DU BETON | 9 |
| FIGURE I. 8 : ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE FCJ EN FONCTION DE L'AGE DU BETON..... | 10 |
| FIGURE I. 9 : MODULE DE DEFORMATION | 11 |
| FIGURE I. 10 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS..... | 12 |
| FIGURE I. 11 : DIAGRAMME DEFORMATION CONTRAINTE POUR ACIERS PASSIF A L'ELU | 13 |
| FIGURE I. 12 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION POUR DES ACIERS ACTIFS..... | 14 |

Chapitre. II : Pré dimensionnement du tablier

| | |
|--|----|
| FIGURE II. 1 : COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRE..... | 15 |
| FIGURE II. 2 : HOURDIS INTERMEDIAIRE..... | 18 |
| FIGURE II. 3 : HOURDIS GENERALE | 18 |
| FIGURE II. 4 : NOTATIONS UTILISEES..... | 19 |
| FIGURE II. 5 : CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA POUTRE..... | 20 |
| FIGURE II. 6 : SECTION DU HOURDIS..... | 20 |
| FIGURE II. 7 : SECTION INTERMEDIAIRE | 22 |
| FIGURE II. 8 : SECTION MEDIANE | 23 |

Chapitre. III : Calcul des charges et surcharges

| | |
|--|----|
| FIGURE III. 1 : POUTRE INTERMEDIAIRE ET POUTRE DE RIVE | 27 |
| FIGURE III. 2 : LONGUEUR DE LA POUTRE..... | 29 |
| FIGURE III. 3 : DEMENTIONS DE LA CORNICHE..... | 31 |

| | |
|---|----|
| FIGURE III. 4 : SYSTEME BC | 35 |
| FIGURE III. 5 : SYSTEME BT..... | 37 |
| FIGURE III. 6 : CONVOIE MC120..... | 38 |
| FIGURE III. 7 : DISTANCE ENTRE DEUX CONVOIS TYPE MC120..... | 38 |
| FIGURE III. 8 : SYSTEME D240..... | 39 |

Chapitre. IV : Modélisation du tablier

| | |
|--|----|
| FIGURE IV. 1 : LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL PROFESSIONAL | 40 |
| FIGURE IV. 2 : CHOIX DE LA STRUCTURE..... | 41 |
| FIGURE IV. 3: REGLAGE DES UNITES..... | 41 |
| FIGURE IV. 4 : REGLAGE DES UNITES | 42 |
| FIGURE IV. 5 : REGLAGE DES NORMES | 42 |
| FIGURE IV. 6 : REGLAGE DES NORMES | 43 |
| FIGURE IV. 7 : INTRODUIRE LES LIGNES DE CONSTRUCTIONS | 43 |
| FIGURE IV. 8 : IMPORTATION DES POUTRES..... | 44 |
| FIGURE IV. 9 : INTRODUIRE DES APPUIS | 45 |
| FIGURE IV. 10 : MODELISATION DES POUTRES ET LES APPUIS..... | 46 |
| FIGURE IV. 11 : MODELISATION DE LA DALLE | 47 |
| FIGURE IV. 12 : INTRODUIRE LES CHARGES PERMANENTE | 48 |
| FIGURE IV. 13 : DEFINIR LES CHARGES PERMANENT | 48 |
| FIGURE IV. 14 : DEFINIR LA CHARGE DE TROTTOIR..... | 49 |
| FIGURE IV. 15 : DEFINIR LA CHARGE DU REVETEMENT | 49 |
| FIGURE IV. 16 : DEFINIR LA CHARGE DU LA CORNICHE | 50 |
| FIGURE IV. 17 : DEFINIR LA CHARGE DU GARDE-CORPS | 51 |
| FIGURE IV. 18 : DEFINIR LA CHARGE DE LA GLISSIERE..... | 51 |
| FIGURE IV. 19 : DEFINIR LA CHARGE D'EXPLOITATION DE TROTTOIR | 52 |
| FIGURE IV. 20 : DEFINIR LA CHARGE AL..... | 52 |
| FIGURE IV. 21 : INTRODUIRE LES CHARGES ROULANTES..... | 53 |
| FIGURE IV. 22 : DEFINIR LA CHARGE BC..... | 53 |
| FIGURE IV. 23 : DEFINIR LA CHARGE D240..... | 54 |
| FIGURE IV. 24 : DEFINIR LA CHARGE MC 120 | 54 |
| FIGURE IV. 25 : COMBINAISONS DE CHARGES | 55 |

| | |
|--|----|
| FIGURE IV. 26 : LANCEMENT DU CALCUL..... | 56 |
| FIGURE IV. 27 : LES EFFORTS INTERNES DANS LES POUTRES | 56 |
| FIGURE IV. 28 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSEMENT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELU..... | 57 |
| FIGURE IV. 29 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSEMENT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELS | 57 |
| FIGURE IV. 30 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELU | 58 |
| FIGURE IV. 31 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELS..... | 58 |

Chapitre. V : Etude de platelage

| | |
|--|----|
| FIGURE V. 1 : MOMENT MAXIMUM TRANSVERSAL L'ELU | 59 |
| FIGURE V. 2 : MOMENT MAXIMUM LONGITUDINAL A L'ELU | 60 |
| FIGURE V. 3 : EFFORT TRANCHANT TRANSVERSAL A L'ELU | 60 |
| FIGURE V. 4 : EFFORT TRANCHANT LONGITUDINAL A L'ELU | 60 |
| FIGURE V. 5 : MOMENT MAXIMUM TRANSVERSAL A L'ELS..... | 61 |
| FIGURE V. 6 : MOMENT MAXIMUM LONGITUDINAL A L'ELS..... | 61 |
| FIGURE V. 7 : EFFORT TRANCHANT TRANSVERSAL A L'ELS..... | 61 |
| FIGURE V. 8 : EFFORT TRANCHANT LONGITUDINAL A L'ELS..... | 62 |
| FIGURE V. 9 : VUE EN PLAN DU FERRAILLAGE DE LA DALLE..... | 71 |
| FIGURE V. 10 : FERRAILLAGE DANS LE SENS TRANSVERSAL..... | 72 |
| FIGURE V. 11 : FERRAILLAGE DANS LE SENS LONGITUDINAL | 72 |

Chapitre. VI : Etude de la précontrainte

| | |
|--|----|
| FIGURE VI. 1 : TRACE D'UN CABLE..... | 79 |
| FIGURE VI. 2 : TRACE DE CABLE EMERGEANT | 80 |
| FIGURE VI. 3 : DISPOSITION DES CABLES SE PRECONTRAINTE..... | 82 |
| FIGURE VI. 4 : TRACE DES CABLE | 83 |
| FIGURE VI. 5 : COMPOSANTES DE LA FORCE DE PRECONTRAINTE | 87 |
| FIGURE VI. 6 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°1..... | 93 |

| | |
|--|-----|
| FIGURE VI. 7 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°2..... | 94 |
| FIGURE VI. 8 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°3..... | 96 |
| FIGURE VI. 9 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°4..... | 98 |
| FIGURE VI. 10 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLES N°5..... | 100 |

Chapitre. VII : Etude de la culée

| | |
|--|-----|
| FIGURE VII. 1 : PRESENTATION DES ELEMENT DE LA CULEE..... | 115 |
| FIGURE VII. 2 : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE | 116 |
| FIGURE VII. 3 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION | 122 |
| FIGURE VII. 4 : POUSSEE DE LA CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU MUR | 123 |
| FIGURE VII. 5 : FERRAILLAGE DU MUR GARDE GRAVE..... | 125 |
| FIGURE VII. 6 : FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR..... | 130 |
| FIGURE VII. 7 : FERRAILLAGE DU CORBEAU..... | 132 |
| FIGURE VII. 8 : FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL..... | 137 |
| FIGURE VII. 9 : NOMBRE DE PIEU SOUS SEMELLE..... | 138 |
| FIGURE VII. 10 : FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFERIEUR DE LA SEMELLE..... | 142 |
| FIGURE VII. 11 : FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEUR DE LA SEMELLE..... | 142 |
| FIGURE VII. 12 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE | 142 |
| FIGURE VII. 13 : SYSTEME STATIQUE DES PIEUX | 143 |
| FIGURE VII. 14 : ABAQUE DE WALTHER | 146 |
| FIGURE VII. 15 : FERRAILLAGE DES PIEUX..... | 147 |

Chapitre. VIII : Etude de la pile

| | |
|--|-----|
| FIGURE VIII. 1 : LES DIMENSIONS DE LA PILE..... | 151 |
| FIGURE VIII. 2 : LES DIMENSIONS DE LA PILE..... | 152 |
| FIGURE VIII. 3 : LES ETAPES DU SEISME..... | 156 |
| FIGURE VIII. 4 : LES ETAPES DU SEISME..... | 157 |
| FIGURE VIII. 5: MODELISATION DU LA STRUCTURE | 158 |

| | |
|---|-----|
| FIGURE VIII. 6 : QUELQUES CHARGES APPLIQUER SUR LA PILE..... | 158 |
| FIGURE VIII. 7 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELU | 159 |
| FIGURE VIII. 8 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELU | 159 |
| FIGURE VIII. 9 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELS | 159 |
| FIGURE VIII. 10 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELS..... | 160 |
| FIGURE VIII. 11 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELA..... | 160 |
| FIGURE VIII. 12 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELA | 160 |
| FIGURE VIII. 13 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DU CHEVETRE..... | 166 |
| FIGURE VIII. 14 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE..... | 166 |
| FIGURE VIII. 15 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELU | 167 |
| FIGURE VIII. 16 : MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE DE LIAISON A ELU | 168 |
| FIGURE VIII. 17 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELS | 168 |
| FIGURE VIII. 18 : MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELS..... | 168 |
| FIGURE VIII. 19 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELA | 169 |
| FIGURE VIII. 20 : MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELA | 169 |
| FIGURE VIII. 21 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE..... | 173 |
| FIGURE VIII. 22 : EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELU | 174 |
| FIGURE VIII. 23 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELS . | 175 |
| FIGURE VIII. 24 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELA | 175 |
| FIGURE VIII. 25 : FERRAILLAGE TRANSVERSALE DES FUTS..... | 179 |
| FIGURE VIII. 26 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES FUTS..... | 179 |
| FIGURE VIII. 27 : NOMBRE DE PIEU SOUS SEMELLE | 181 |
| FIGURE VIII. 28 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE | 185 |
| FIGURE VIII. 29 : SYSTEME STATIQUE DES PIEUX..... | 186 |
| FIGURE VIII. 30 : ABAQUE DE WALTHER..... | 188 |
| FIGURE VIII. 31 : FERRAILLAGE DES PIEU | 190 |

Liste des tableaux

Chapitre. I : Présentation et conception de l'ouvrage

| | |
|---|---|
| TABLEAU I. 1 : CORDONNES DES SONDAGES | 7 |
|---|---|

Chapitre. II : Pré dimensionnement du tablier

| | |
|---|----|
| TABLEAU II. 1 : CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION D'ABOUT | 21 |
| TABLEAU II. 2 : CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION INTERMEDIAIRE | 22 |
| TABLEAU II. 3 : CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION MEDIANE | 23 |
| TABLEAU II. 4 : INERTIE DES POUTRES INTERMEDIAIRES AVEC HOURDIS | 24 |
| TABLEAU II. 5 : INERTIE DES POUTRES DE RIVE AVEC HOURDIS | 25 |
| TABLEAU II. 6 : SECTION GEOMETRIQUE DES SECTION NETTES | 26 |

Chapitre. III : Calcul des charges et surcharges

| | |
|---|----|
| TABLEAU III. 1 : SOMME DES CHARGES PERMANENTE | 31 |
| TABLEAU III. 2 : CLASSE DE PONTS | 32 |
| TABLEAU III. 3 : COEFFICIENT DE DEGRESSIVITE DE LA CHARGE | 33 |
| TABLEAU III. 4 : VALEUR DE V_0 | 33 |
| TABLEAU III. 5 : CALCUL DE Q_A | 34 |
| TABLEAU III. 6 : SYSTEME DE CHARGE BC (RCPR4.1 0.1.2) | 34 |
| TABLEAU III. 7 : COEFFICIENT BC | 35 |
| TABLEAU III. 8 : COEFFICIENT BT | 37 |

Chapitre. IV : Modélisation du tablier

| | |
|--|----|
| TABLEAU IV. 1 : LES DIFFERENTES COMBINAISONS SELON LE FASCICULE 61 | 55 |
|--|----|

Chapitre. V : Etude de platelage

| | |
|---|----|
| TABLEAU V. 1 : RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE | 71 |
|---|----|

ChapitrE.VI : Etude de la précontrainte

| | |
|--|-----|
| TABLEAU VI. 1 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION NETTE (MEDIANE)..... | 74 |
| TABLEAU VI. 2 : PARAMETRES DE CALCUL DE LA 1ERE ET 2EME FAMILLE DE CABLES | 82 |
| TABLEAU VI. 3 : RECAPITULATIF DES LONGUEURS DES CABLES | 84 |
| TABLEAU VI. 4 : CABLE MOYEN FICTIF | 86 |
| TABLEAU VI. 5 : COMPOSANTES DE LA PRECONTRAINTE A L'ABOUT (POUTRE SEULE)..... | 87 |
| TABLEAU VI. 6 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION D'ABOUT SANS HOURDIS | 88 |
| TABLEAU VI. 7 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION D'ABOUT + HOURDIS | 89 |
| TABLEAU VI. 8 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES DIFFERENTES SECTIONS | 89 |
| TABLEAU VI. 9 : PERTE PAR FROTTEMENT..... | 91 |
| TABLEAU VI. 10 : RECAPITULATIF DES PERTES PAR REcul D' ANCRAGE | 101 |
| TABLEAU VI. 11 : PERTES PAR RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON (1^EREFAMILLE) | 103 |
| TABLEAU VI. 12 : PERTES SUBIES PAR LA 1^ERE FAMILLE LORS DE LA MISE EN TENSION DE LA 2^EME FAMILLE..... | 104 |
| TABLEAU VI. 13 : PERTES INSTANTANEEES TOTALES A DIFFERENTES SECTIONS (MPA) | 105 |
| TABLEAU VI. 14 : TENSIONS INITIALES PROBABLES « $\Sigma\pi$ (MPA) »..... | 105 |
| TABLEAU VI. 15 : VALEURS DES PERTES DUES AU RETRAIT DE BETON | 107 |
| TABLEAU VI. 16 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 1^ERE FAMILLE | 108 |
| TABLEAU VI. 17 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 2^EME FAMILLE..... | 108 |
| TABLEAU VI. 18 : PERTES PAR FLUAGE " $\Delta\Sigma_{FL}$ " DANS LES CABLES DE LA 1^EME FAMILLE..... | 110 |
| TABLEAU VI. 19 : PERTES PAR FLUAGE " $\Delta\Sigma_{FL}$ " DANS LES CABLES DE LA 2^EME FAMILLE..... | 111 |
| TABLEAU VI. 20 : PERTES DIFFEREES TOTALES " $\Delta\Sigma_D$ " DANS LES DIFFERENTES SECTIONS | 111 |
| TABLEAU VI. 21 : MOYENNE DE PERTES DIFFEREES DANS LES DIFFERENTES SECTIONS | 112 |
| TABLEAU VI. 22 : POURCENTAGE DES PERTES..... | 112 |

Chapitre. VII : Etude de la culée

| | |
|---|-----|
| TABLEAU VII. 1 : CATEGORIES D'IMPORTANCE DES PONTS..... | 118 |
| TABLEAU VII. 2 : COEFFICIENTS D'ACCELERATION SELON LA ZONE | 118 |
| TABLEAU VII. 3 : VALEURS DES PARAMETRES α, K, θ | 118 |
| TABLEAU VII. 4 : VALEURS DES MOMENTS DUS A LA CHARGE PERMANENTE ET A LA POUSSEE DES TERRES | 119 |
| TABLEAU VII. 5 : VALEURS DES EFFORTS ET DES MOMENTS SUR LE MUR FRONT | 133 |
| TABLEAU VII. 6 : SOLLICITATION A LA BASE DE VOILE..... | 135 |

Chapitre. VIII : Etude de la pile

| | |
|--|-----|
| TABLEAU VIII. 1 : MOMENT ET LES EFFORTS DU CHEVETRE..... | 161 |
| TABLEAU VIII. 2 : SECTION DES ARMATURES | 162 |
| TABLEAU VIII. 3 : LES MOMENTS ET LES EFFORTS DE LA POUTRE | 169 |
| TABLEAU VIII. 4 : LES SECTIONS DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE..... | 171 |
| TABLEAU VIII. 5 : VALEUR DES MOMENTS ET LES EFFORTS DES FUTS | 176 |

Liste des symboles

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance caractéristique du béton à l'ELU.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif

σ_s : Contrainte de traction de l'acier passif.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ_b : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

f_{peg} : Limite élastique garantie des aciers actifs.

f : Coefficient de frottement en courbe. A_p :

Section des aciers actifs

\emptyset : Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Épaisseur de l'âme.

Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

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

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

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

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

R : Rayon de giration

B : section de l'élément

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

B : Section brute.

b : Largeur de la table de compression

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

I : Moment d'inertie de la section.
 ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.
 ρ_b : Masse volumique du béton.
 l_c : Largeur chargeable.
 l_v : Largeur d'une voie.
 a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
 a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.
 G : Charge permanente.
 b_c : Coefficient de pondération du convoi B_c .
 n : Nombre de voies.
 Q : Charge d'exploitation.
 δ : Coefficient de majoration dynamique (poutre).
 δ' : Coefficient de majoration dynamique
 R : Résultantes des charges.
 T : Effort tranchant.
 P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.
 P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.
 P_{\min} : Précontrainte minimale.
 P : Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.
 P_{II} : Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.
 B_n : Section nette.

B_{br} : Section brute.
 I_n : Moment d'inertie de la section nette.
 I_{br} : Moment d'inertie de la section brute.
 $\overline{\sigma}_{bt1}$: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.
 $\overline{\sigma}_{bt2}$: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.
 P_0 : Effort à l'origine.
 n : Nombre de câbles
 e_p : Excentricité du câble moyen.
 d : enrobage des armatures
 $\overline{\sigma}_{ci}$ et $\overline{\sigma}_{cs}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.
 $\overline{\sigma}_{ts}$ et $\overline{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.
 $\psi_s =$ Coefficient de scellement relatif à une armature
 r_{se} : Contrainte d'adhérence.
 $\overline{r_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.
 n : nombre des barres.
 \emptyset : Diamètre d'une barre.

Introduction générale

La construction des ponts est l'une des disciplines importantes du domaine de l'ingénierie Civile, car dans l'histoire et particulièrement depuis l'empire romain, l'homme a commencé à construire des routes ainsi que des ponts pour permettre à ses armées de se déplacer d'une manière plus vite et plus sûre afin de conquérir des contrées encore plus lointaines.

Les ponts ont donc une utilité publique indispensable. Leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art. Pour assurer leur performance, une étude bien détaillée et indispensable, leur conception doit tenir compte des exigences fonctionnelles et naturelles qui dépendent des normes de sécurité et de confort mais aussi de durabilité pour le franchissement des obstacles.

L'objectif de notre projet consiste en étude et conception d'un viaduc autoroutier. L'ouvrage d'art qui fait objet de notre travail s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétration autoroutière reliant **FREHA-AGHRIB-AZEFFOUNE** sur **28 km**, sa longueur est de **300 m**. ce projet rentre dans le cadre de développement économique et social de la région.

L'infrastructure est l'un des indices de développement d'un pays grâce à la complexité de leurs réalisations, gestion et de leurs entretiens.

L'étude de ce présent projet a fait objet de huit chapitres, on a commencé par une présentation générale de l'ouvrage et sa conception, puis on a passé au prédimensionnement du tablier ainsi que la définition et le calcul des charges et les surcharges.

Pour définir les efforts agissant sur l'ouvrage, dans le but de définir et calculer la précontrainte et les éléments de la superstructure ainsi que ceux de l'infrastructure, on a modélisé la structure avec le programme de calcul ROBOT structural version 2021.

Par la suite, on a étudié le platelage la précontrainte ainsi que les vérifications qui correspondent aux différentes pertes de la précontrainte

Les derniers chapitres sont consacrés pour l'étude de l'infrastructure, dimensionnement et calcul à savoir, les éléments de la culée et de la pile, les fondations profondes : la semelle et les pieux.

On clôture notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION ET
CONCEPTION DE
L'OUVRAGE

I.1 Introduction

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux présentant une qualité de fabrication et des performances croissantes, au développement de méthodes de construction à la fois plus précises et plus sophistiquées, et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement des obstacles les plus divers.¹

I.2 Définition

Le pont est un ouvrage d'art, permettant à une voie de communication de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication). Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

I.3 Présentation et description de l'ouvrage

➤ Présentation

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par la direction des travaux publics de la Wilaya de TIZI OUZOU. Il fait partie de la pénétration Autoroutière qui relie FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN sur 28km. L'objectif de notre étude consiste à faire le dimensionnement et l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint.

➤ Description de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude, est un viaduc composé de neuf travées, dont les dimensions sont les suivantes :

- Longueur totale de l'ouvrage : 300 m.
- Largeur totale de tablier : 11,00 m.
- Chaussée : 08,00 m.
- Trottoirs : 2x1.50 m.
- La longueur de la poutre : 33.40 m.

¹Anne BERNARD-GELY ; Jean-Armand CALGARO ; CONCEPTION DES PONTS ; Cour de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 49 rue de l'Université, 75007, PARIS ; p-360

I.4 Structure du pont

- **Superstructure**
- **Tablier**

Le tablier est composé de 9 travées, avec 7 poutres par travée. L'entraxe des poutres est 1.50 m pour une largeur totale de 11,00m. Les charges ramenées par le tablier sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

- **Poutres préfabriquées :**

Les poutres possèdent 3 sections : la section d'about, la section médiane et la section inter médiane

- **Hourdis**

L'hourdis ou le platelage est une dalle en béton armé de 0.20 m d'épaisseur

- **Equipements**

Les équipements du pont sont comme suit :

- Les corniches
- Les barrières
- Les gargouilles
- Les joints de chaussées
- Les systèmes d'étanchéité
- La couche de roulement
- Les trottoirs

- **Dalle de transition**

La dalle de transition est en béton armé. Elle est placée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée et le pont en cas de tassement.

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

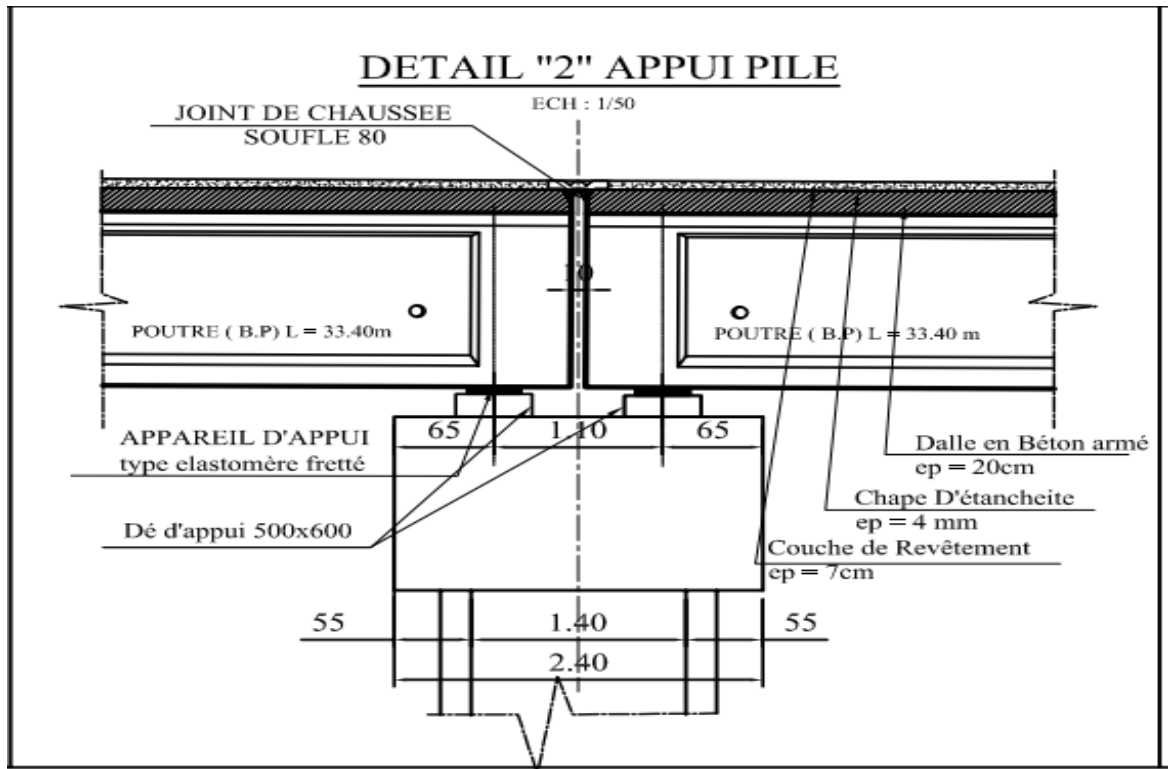


FIGURE I. 1 :: APPAREIL D'APPUI DE TYPE ELASTOMERE FRETTE

➤ Infrastructure

Culée : ce sont des culées massives, composée de murs frontaux, de murs en retour, de murs garde-grève et de corbeaux d'appui, le nombre des culées est 2 culées placé aux extrémités du pont.

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

Fondation : le type de fondation est déterminé à partir des caractéristiques mécaniques du sol, dans notre cas les fondations sont profondes sur pieux forés de 1.20 m de diamètre et d'une profondeur variable allant de 15m jusqu'à 20m surmontées d'une semelle de liaison rigide de 1,80m d'épaisseur pour piles et 1.5m pour les culés. Le nombre de pieux est de 3×4pieux pour chaque fondation sous pile et 2×4 cas de culée.

I.5 Données du projet

L'inspection du pont ne peut commencer que lorsque toutes les données sur le passage à niveau sont disponibles, en particulier les données relatives à la voie portée telles que les plans, les profils longitudinaux et les profils en travers.

I.5.1 Données fonctionnelles :

Une fonction de collecte de données de fonction qui garantit que le pont peut le faire. Il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies à transporter en tenant compte de la fonction de l'ouvrage transversal lors de sa mise en service et, à terme, de la phase d'exploitation un chemin ou un obstacle a été franchi.

➤ Profil en long :

Le profil longitudinal est la ligne qui repose sur l'axe de la structure et définit la hauteur de la parcelle. Les plans doivent être définis en tenant compte de nombreux paramètres liés aux limitations fonctionnelles ou naturelles des obstacles se croisant. En général, il est préférable d'éviter les structures plates et horizontales. Notre ouvrage est de 300 m de long et se compose de neuf travées isostatiques identiques de 33,4 m.

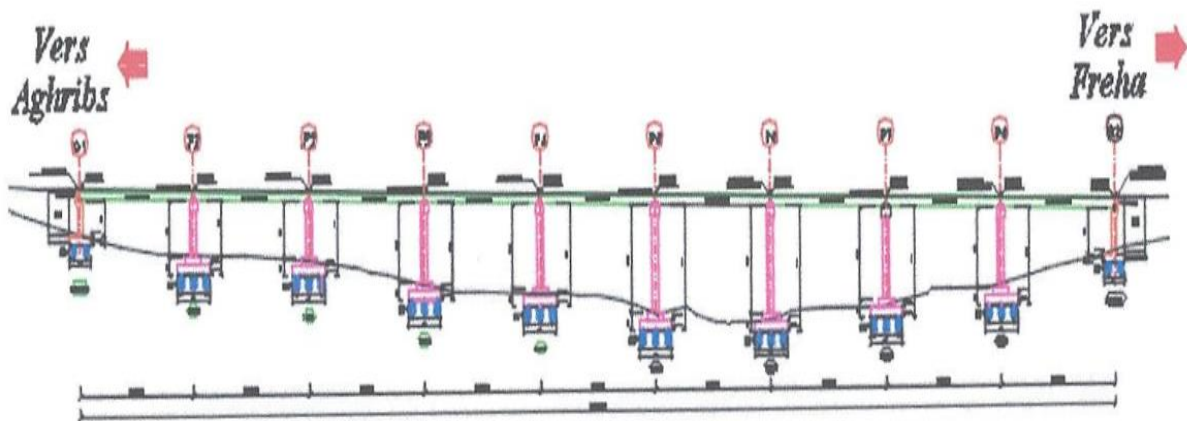


FIGURE I. 2 : VUE LONGITUDINALE DE PONT

➤ Tracé en plans :

Le tracé en plan, ce sont les lignes qui définissent la géométrie de l'axe de la voie portée tracées sur le plan d'implantation et repérées par les coordonnées de ces points caractéristiques. L'axe horizontal de la structure s'inscrit dans une ligne droite d'une longueur totale de 300 m.

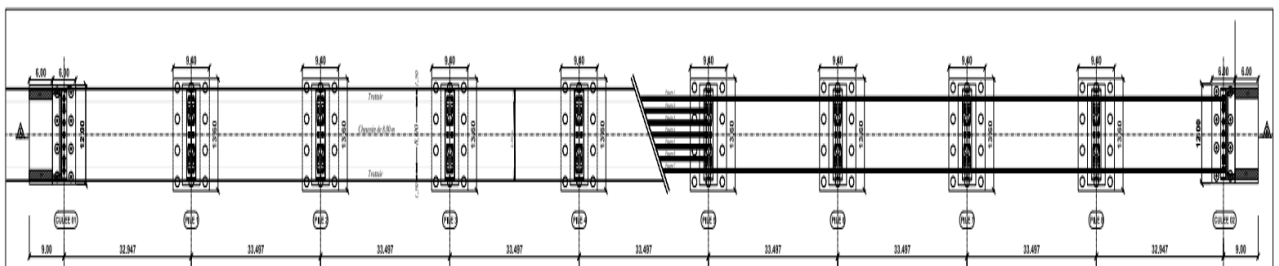


FIGURE I. 3 : VUE EN PLAN DU PROJET

➤ **Profil en travers :**

Le profil en travers c'est la coupe transversale de l'ouvrage qui nous montre la géométrie et les équipements de l'ouvrage dans le sens transversal.

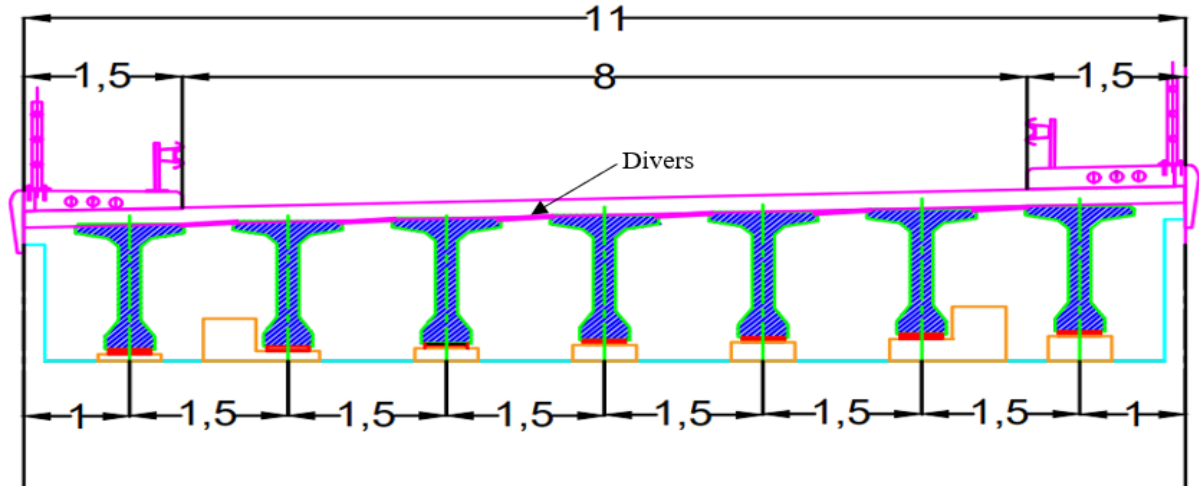


FIGURE I. 4 : LA VUE DE FACE DE PONT

1.5.2 Donnée naturel

➤ **Donnée géologique :**

La carte géologique d'AZEFFOUN-AZAZGA feuille n° 9/24 à l'échelle 1/50 000 ème ainsi que les études géotechniques réalisées dans cette zone indiquent qu'on est en présence d'une épaisse assise marneuse représentée sous le signe m de teinte grise représentant le substratum de la région. Localement cette formation est recouverte par des dépôts alluvionnaires dénommés alluvions anciennes notées sous le signe q et décrits comme étant des blocs de grés et dépôts caillouteux dans une matrice argileuse.

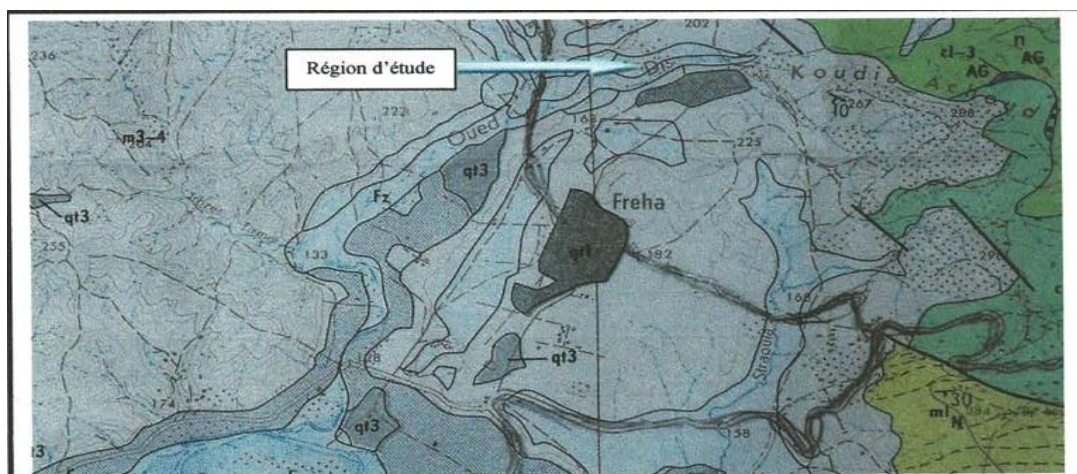


FIGURE I. 5 : EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE AZEFFOUN-AZAZGA FEUILLE N°9/24

L'assiette est constituée par un substratum marneux de teinte gris, recouvert par une couche alluvionnaire allant jusqu'à 9.00m d'épaisseur.

➤ **Donnée topographique**

Le projet consiste en la réalisation du viaduc d'une longueur de 300 m, situé au nord de la ville de fréha. La topographie du site est moyenne, représentée par deux versants de montagnes entaillées par Oued ou moins important.

➤ **Données sismologiques :**

La conception et la réalisation de tout projet, doivent prendre en compte l'aléa sismique de la région, en se référant au règlement parasismique algérien réajusté après le séisme de 21/05/2003. la région de Tizi-Ouzou est classée dans la zone de moyenne sismicité (Zone II-a).

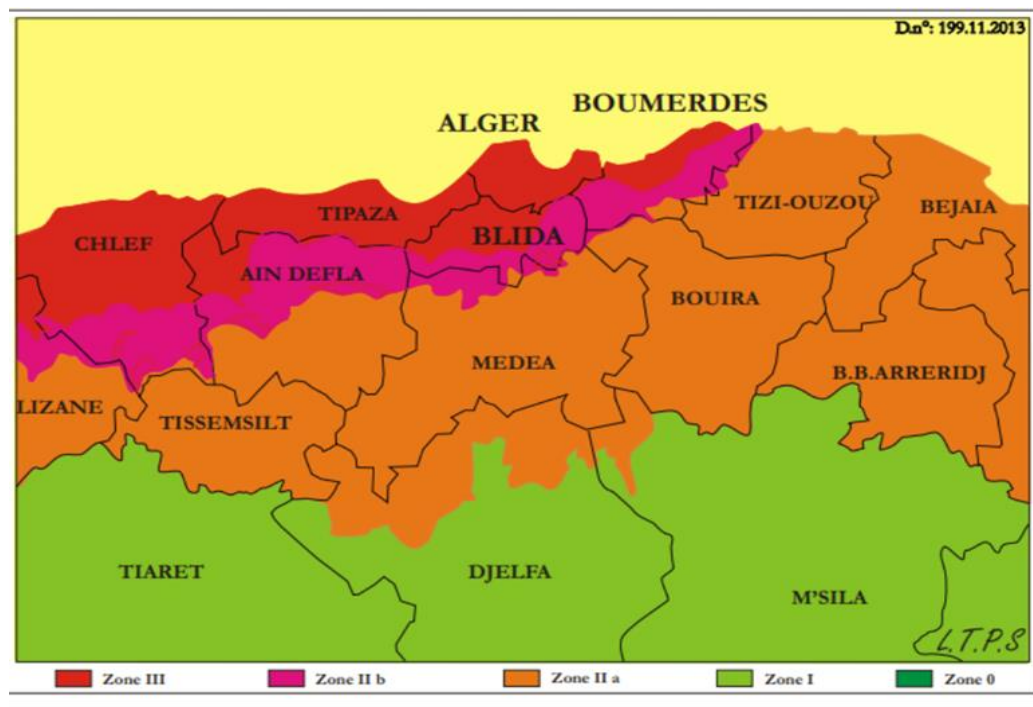


FIGURE I. 6 : ZONE SISMIQUE DE L'OUVRAGE

➤ **Donnes géotechniques**

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage d'art, nécessite en premier lieu la connaissance des caractéristiques du sol pour déterminer le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que le choix de fondation pour assurer les meilleures conditions de stabilité et de rigidité. Afin de donner une description lithologique du sol en place, laboratoire a réalisé un Sondage carotté SC 01 et trois sondages pressiométrique SP à 25 mètres de profondeur.

TABLEAU I. 1 : CORDONNES DES SONDAGES

| | Type d'essai | X | Y | Cote terrain naturel(z) |
|------|--|-------------|--------------|-------------------------|
| SP01 | Sondage pressiométrique Sous culée C1 | 618526.0145 | 4070335.7988 | 169.4984 |
| SP02 | Sondage pressiométrique Sous pile 3 | 618575.2910 | 4070248.8050 | 160.3049 |
| SC01 | Sondage carotté Sous pile 6 | 618624.8205 | 4070161.3643 | 154.4973 |
| SP03 | Sondage pressiométrique Sous culée C1 | 618672.3227 | 4070077.5028 | 165.0956 |

- **Sondage carotté**

Le sondage carotté a été réalisé afin de reconnaître la nature géologique des formations qui constituent le sous-sol du terrain, Les résultats obtenus sont :

- **Sondage SC01 :**

0.00 - 9.00m : couche alluvionnaire.

9.00 – 25.00m : Marne induré grise dur.

- **Sondage pressiométrique**

Le sondage pressiométrique est un forage soigneusement calibré, dans lequel on introduit une sonde cylindrique gonflable pour l'exécution des essais qui consistent en la mesure des variations du volume du sol au da la sonde, en fonction de la pression appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont déduites de l'essai :

Le module pressiométrique E : qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.

La pression de fluage : qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique.

La pression limite P1 : qui définit la résistance du sol à la rupture.

- **Sondage pressiométrique SP 01**

0.00 – 7.00 m : les alluvions à matrice argileux sableuse

7.00 – 25.00 m : Marne induré grise dur

- **Sondage pressiométrique SP 02**

0.00 – 5.00 m : les alluvions à matrice argileux sableuse

5.00 – 25.00 m : Marne induré grise dur.

Les sondages pressiométriques réalisés montrent que le sol présente de faibles résistances jusqu'à 5.00 à 7.00 mètres de profondeur, cette couche correspond à des alluvions, au-delà les résistances sont appréciables avec des pressions limites allant jusqu'à 59 bars au substratum marneux.

I.6 Données climatique

➤ **Température**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui (généralement comprise entre +10° et +25°).

➤ **Le vent**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR, on prend une surcharge du vent répartie de 200Kg/m² soit 0.2t/m².

➤ **La neige**

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

I.7 Caractéristiques des matériaux utiliser

I.7.1 Béton

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

Le béton utiliser dans notre projet et dosé à 400 kg/m³, d'un ciment CPA 325 pour les poutres et la dalle, et 350kg/m³ pour le reste des éléments.

$f_{c28} = 27$ MPa : pour les culées, les piles et les pieux.

$f_{c28} = 35$ MPa : pour les poutres et la dalle.

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

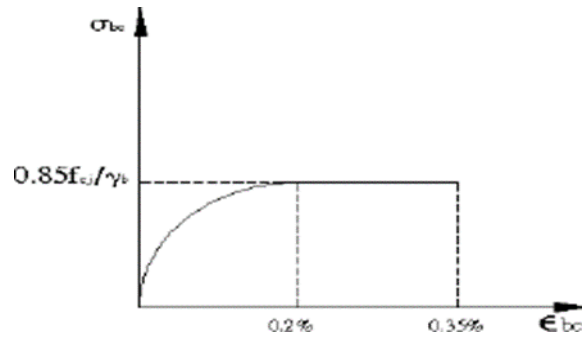


FIGURE I. 7 : DIAGRAMME CONTRAINTE DE FORMATION DU BETON

➤ **La résistance à la compression et la traction :**

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

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,40+0,83j} \times f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

C'est la caractéristique mécanique essentielle du béton elle est mesuré à l'âge de 28 jours noté

➤ **Pour la superstructure :**

- Poutre : $f_{c28}=35$ MPA
- Dalle : $f_{c28}=35$ MPA
- Corniche : $f_{c28}=35$ MPA

➤ **Pour l'infrastructure :**

- Pieux : $f_{c28}=27$ MPA
- Culées : $f_{c28}=27$ MPA

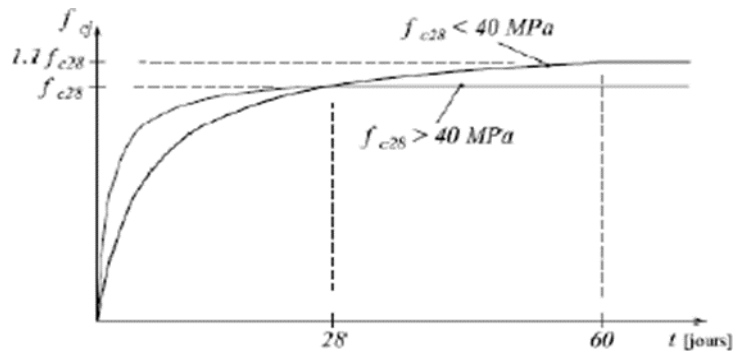


FIGURE I. 8 : ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE FCJ EN FONCTION DE L'AGE DU BETON

➤ La résistance du béton a la traction est donnée par la formule :

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

Soit la même pour toute la structure :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 \Rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 27 \Rightarrow f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

➤ Module de déformation longitudinale instantanée ($t < 24\text{h}$).

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

Donc :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa.}$$

➤ Module de déformation transversales « G » :

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

Avec : ν coefficient de poisson :

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

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

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

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

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

$$\text{Pour } V = 0 \Rightarrow G = \frac{33000}{2(1+0)} = 16500 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } V = 0,2 \Rightarrow G = \frac{33000}{2(1+0,2)} = 13750 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation diffère :**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.945 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Superstructure.}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{27} = 11100 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Infrastructure.}$$

Contrainte Normale

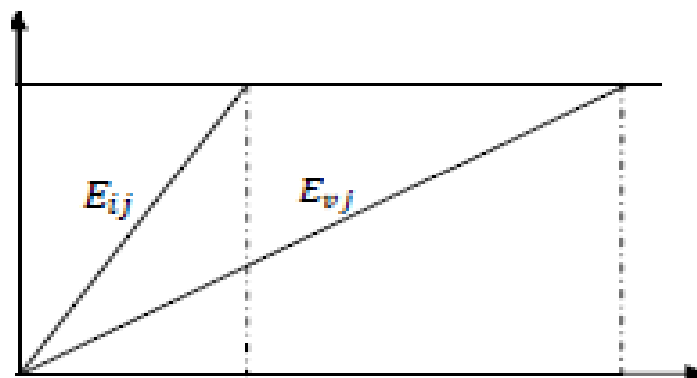


FIGURE I. 9 : MODULE DE DEFORMATION

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

- **A l'E.L.U :**

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

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

$$\theta = 1 \quad \text{pour} \quad t > 24\text{h.}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{pour} \quad 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{pour} \quad t < 1\text{h}$$

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

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

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

$$f_{c28} = 35\text{MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} \Rightarrow F_{bu} = 19,83 \text{ MPA.}$$

$$f_{c28} = 27\text{MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0,85 \times 27}{1,5} \Rightarrow F_{bu} = 15,3 \text{ MPA.}$$

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

$$f_{c28} = 27\text{MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0,85 \times 27}{1,15} \Rightarrow F_{bu} = 19,95 \text{ MPA.}$$

- **A P.E.L.S :**

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

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

$\sigma_b = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$

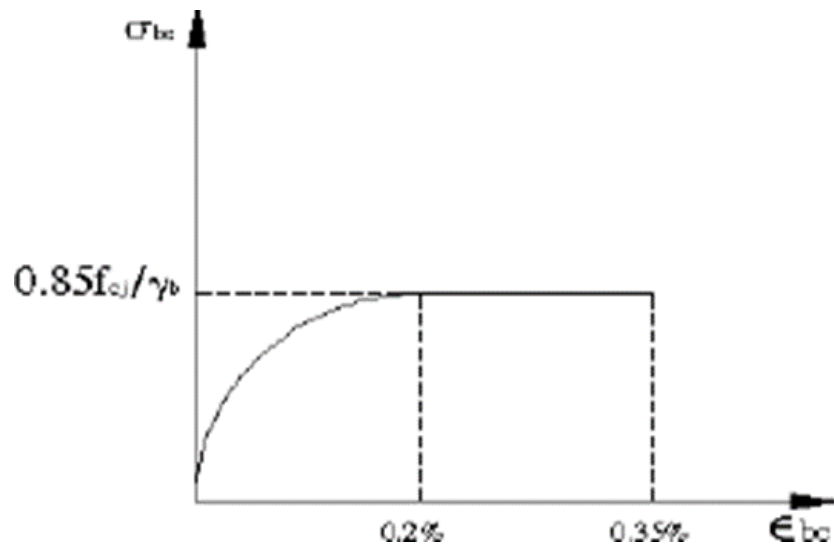


FIGURE I. 10 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS

1.7.2 Armature

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

- **Les aciers passifs :** Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé, et sont tendues que sous des sollicitations extérieures.

- **Les aciers actifs** : Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

a) Aciers passifs

Les armatures utilisées sont de nuance FeE500 avec :

- Sa limite élastique égale à : $f_e = 500\text{Mpa}$
- Un module d'élasticité longitudinale $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

• **Contrainte limite de traction.**

A l'E.L.U :

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s ; \text{ Avec : } \gamma_s \text{ coefficient de sécurité.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \Rightarrow \text{Situation accidentelle} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 500\ \text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \text{Situation durable ou transitoire} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 434,78\ \text{MPa}$$

A l'E.L.S :

Elle dépend de type de fissuration :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{n \times f_t 28} \}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min \{ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{n \times f_t 28} \}$$

Avec : $n = 1 \Rightarrow$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6 \Rightarrow$ Aciers à haute adhérence.

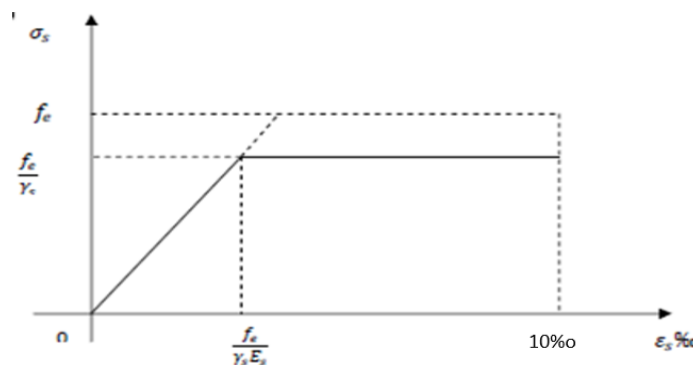


FIGURE I. 11 : DIAGRAMME DEFORMATION CONTRAINTE POUR ACIERS PASSIF A L'ELU

b) Aciers de précontrainte (actifs)

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

Limite de rupture garantie $f_{prg} = 1770$ Mpa

Limite élastique garantie $f_{peg} = 1573$ Mpa

Module d'élasticité $E_s = 190000$ MPa.

➤ Pour le calcul des pertes de précontrainte

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.05$

Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0.002$

Les aciers ont une très basse relaxation TBR $\Rightarrow \rho_{1000} = 2.5\% / \mu_0 = 0.4$

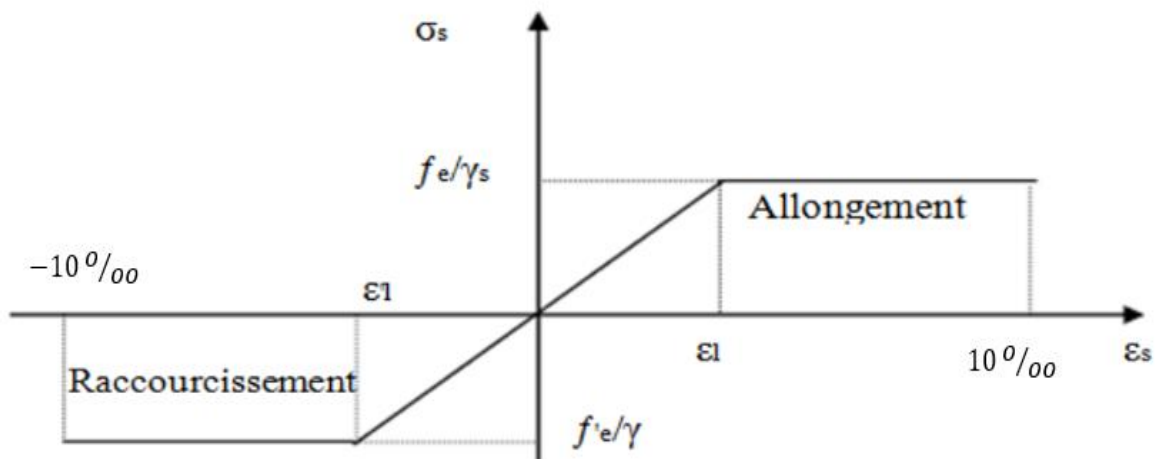


FIGURE I. 12 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION POUR DES ACIERS ACTIFS

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

II.1 Introduction

L'étude d'un pont nous impose de faire une étude approfondie de la superstructure et de l'infrastructure, dans ce chapitre en va étudier la superstructure qui composée de l'hourdi et les poutres.

II.2 Pré dimensionnement de la poutre

Le pré dimensionnement a été fait selon SETRA.

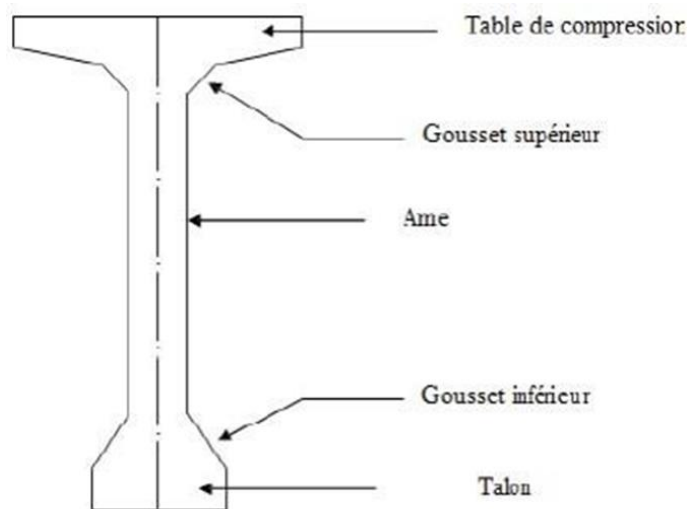


FIGURE II. 1 : : COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRE

a) Hauteur de la poutre

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

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

Pour une longueur $L=33.4 \Rightarrow 1.47\text{m} \leq HP \leq 2.17\text{m}$

On prend : **HP=1.5m**

b) Nombre de poutre

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 = \frac{9}{1.50} + 1 = 7$$

La : est la distance entraxe d'appuis de rive : $La = 9 \text{ m}$

λ : Entraxe des poutres : $\lambda = 1.50 \text{ m}$

Donc $N = 7$ poutres.

c) Table de compression**➤ La largeur de table de compression (b_0)**

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

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

$$0,6 \times 1,5 \leq b \leq 0,7 \times 1,5$$

$$0,96 \leq b \leq 1,12 \text{ m}$$

On prend : **$b = 1,01 \text{ m}$** .

➤ Epaisseur de la table de compression

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

d) Le talon (b_t)**➤ La largeur de talon b_t**

$$40\text{cm} \leq b_t \leq 70 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Donc : } b_t = 48 \text{ cm.}$$

➤ La hauteur de talon

$$10 \leq h_t \leq 20 \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } h_t = 15 \text{ cm.}$$

e) Epaisseur de l'âme (b_0)**➤ Section d'about**

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

On fixe : **$b_0 = 48 \text{ cm}$**

➤ Section intermédiaire

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

➤ Section médiane

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

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq \frac{HP}{36} + 6 + \phi_{ext} g_{aine}$$

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

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

$$18 \leq b_0 \leq 25$$

On prend : **$b_0 = 21 \text{ cm}$** .

f) Goussets

➤ Gousset inférieur (entre l'âme et le talon)

Ce gousset il doit avoir une pente importante pour assurer un bon bétonnage cet pente donner par l'expression suivant :

$$1 \leq \text{tg } \varphi = \frac{2 - \text{hg}}{b_t - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec : **hg** hauteur de gousset.

b_t : Largeur du talon ; **$b_t = 48 \text{ cm}$** .

➤ Pour la poutre intermédiaire

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq \text{hg} \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2}$$

b_0 : épaisseur de l'âme de la poutre intermédiaire.

$$\frac{48 - 35}{2} \leq \text{hg} \leq \frac{3}{2} \times \frac{48 - 35}{2}$$

$6.5 \leq \text{hg} \leq 9.75 \quad \Rightarrow \quad$ on prend **$\text{hg} = 9 \text{ cm}$** .

➤ Pour la poutre médiane

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq \text{hg} \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2}$$

b_0 : épaisseur de l'âme de la poutre médiane.

$$\frac{48 - 21}{2} \leq \text{hg} \leq \frac{3}{2} \times \frac{48 - 21}{2}$$

$13.5 \leq h_g \leq 20.25 \Rightarrow$ on prend $h_g = 20 \text{ cm}$.

g) Epaisseur de hourdis

Le hourdis est un élément de faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions qui est chargé horizontalement à son plan moyen, et appelé aussi dalle en (béton armé ou en béton précontraint), qui sert de couverture pour le pont, elle reçoit la couche de roulement (couche de revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces charges aux poutres.

La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

➤ Hourdis intermédiaire



FIGURE II. 2 : HOURDIS INTERMEDIAIRE

➤ Hourdis générale



FIGURE II. 3 : HOURDIS GENERALE

Dans notre cas on a utilisé un hourdis général.

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale de l'hourdis liée à l'espacement entre axe des poutres.
- Non Existence d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

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

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

II.4 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

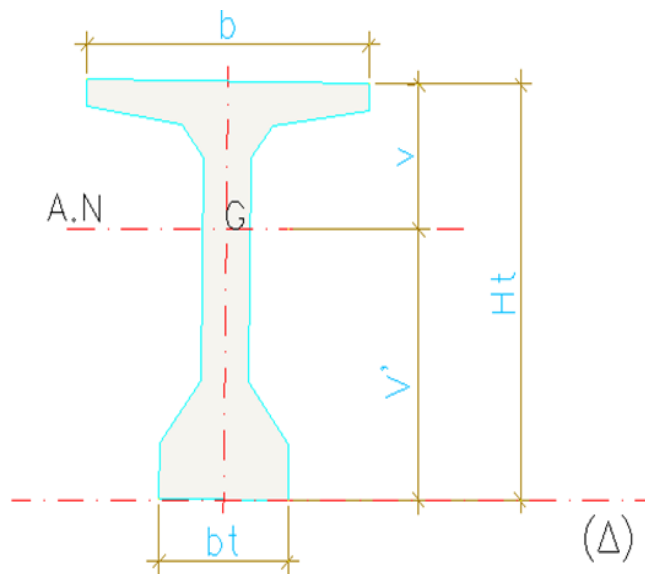


FIGURE II. 4 : NOTATIONS UTILISEES

II.4.1 Notion utilisée

Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

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

B : section de l'élément

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

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

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

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

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

h : hauteur du rectangle ou du triangle considéré.

b : base du rectangle ou du triangle considéré.

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

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

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

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

R : Rayon de giration, avec

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

ρ : Rendement géométrique de la section, avec

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

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

$$V = h_t - V' ; V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

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

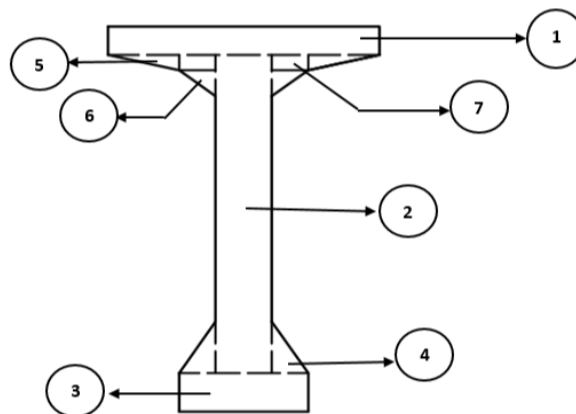
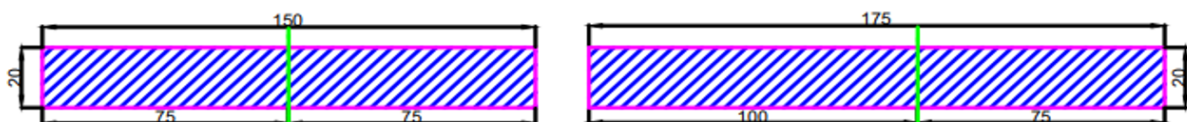


FIGURE II. 5 : CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA POUTRE



Section du hourdis revenant aux poutres d'intermédiaire.

Section du hourdis revenant aux poutres rive.

FIGURE II. 6 : SECTION DU HOURDIS

II.4.2 Caractéristique géométrique des sections brutes

II.4.2.1 Poutre sans hourdis

➤ Section d'about :

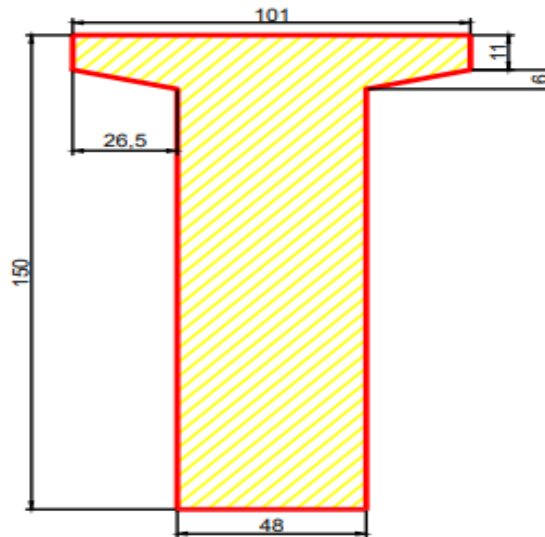


FIGURE II.6: SECTION D'ABOUT

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

| Désignation | Largeur (cm) | Hauteur (cm) | B(cm) | z(cm) | $S\Delta = B \times Z$ (cm ³) | I_0 (cm ³ ×cm) | $I\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm ⁴) |
|---------------|--------------|--------------|-------------|-------|---|-----------------------------|---|
| 1 | 101 | 11 | 1111 | 144,5 | 160539,5 | 11202,58333 | 23209160,33 |
| 2 | 26,5 | 6 | 159 | 137 | 21783 | 318 | 2984589 |
| 3 | 139 | 48 | 6672 | 69,5 | 463704 | 1281024 | 33508452 |
| Totale | | | 7942 | | 646026,5 | 1292544,583 | 59702201,33 |

| IG | v' | v | r2 | P |
|------------|------------|-------------|-------------|-----------|
| 7152435,69 | 81,3430496 | 68,65695039 | 900,5836936 | 0,1612572 |

➤ Section intermédiaire :

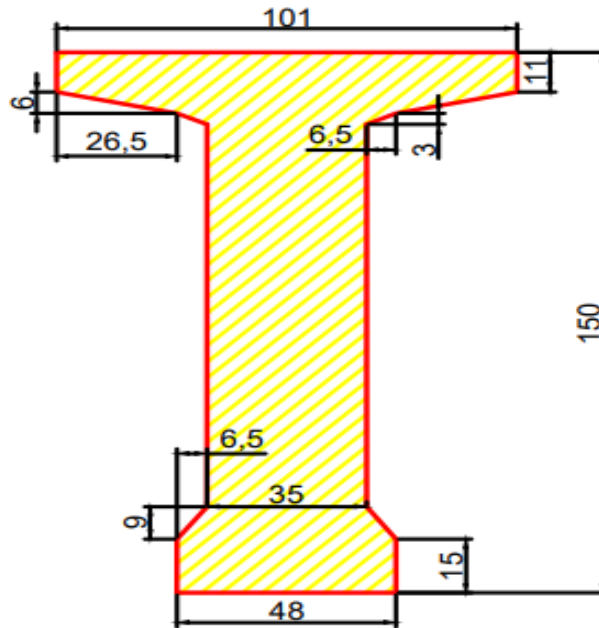


FIGURE II. 7 : SECTION INTERMEDIAIRE

TABLEAU II. 2 : CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION INTERMEDIAIRE

| Desigation | Largeur (cm) | Hauteur (cm) | B(cm ²) | z(cm) | SΔ = B x Z (cm ³) | I0 (cm ³ xcm) | IΔ = I0+BxZ ² (cm ⁴) |
|------------|--------------|--------------|---------------------|-------|-------------------------------|--------------------------|---|
| 1 | 101 | 11 | 1111 | 144,5 | 160539,5 | 11202,58333 | 23209160,33 |
| 2 | 124 | 35 | 4340 | 77 | 334180 | 443041,6667 | 26174901,67 |
| 3 | 48 | 15 | 720 | 7,5 | 5400 | 13500 | 54000 |
| 4 | 6,5 | 9 | 58,5 | 18 | 1053 | 263,25 | 19217,25 |
| 5 | 26,5 | 6 | 159 | 137 | 21783 | 318 | 2984589 |
| 6 | 6,5 | 3 | 19,5 | 132 | 2574 | 9,75 | 339777,75 |
| 7 | 6,5 | 6 | 78 | 136 | 10608 | 234 | 1442922 |
| Totale | | | 6486 | | 536137,5 | 468569,25 | 54224568 |

| IG | V' | V | r2 | p |
|------------|------------|------------|-------------|-----------|
| 9907050,44 | 82,6607308 | 67,3392692 | 1527,451501 | 0,2744099 |

➤ Section médiane :

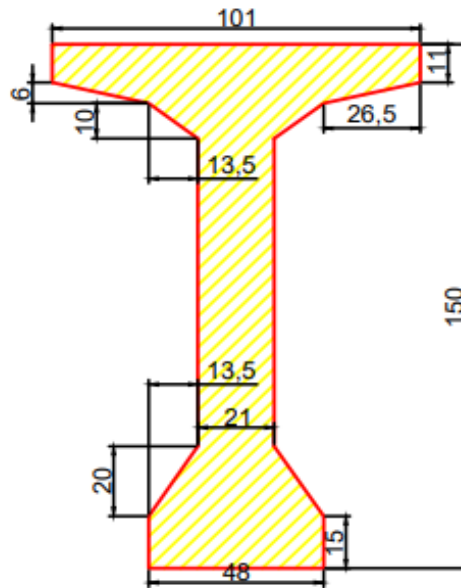


FIGURE II. 8 : SECTION MEDIANE

TABLEAU II. 3 : CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION MEDIANE

| Designation | Largeur (cm) | Hauteur (cm) | B(cm) | z(cm) | $S\Delta = B \times Z$ (cm ³) | I_0 (cm ³ ×cm) | $I\Delta = I_0+BxZ^2$ (cm ⁴) |
|-------------|--------------|--------------|-------|--------|---|-----------------------------|--|
| 1 | 101 | 11 | 1111 | 144,5 | 160539,5 | 11202,58333 | 23209160,33 |
| 2 | 124 | 21 | 2604 | 77 | 200508 | 95697 | 15534813 |
| 3 | 48 | 15 | 720 | 7,5 | 5400 | 13500 | 54000 |
| 4 | 13,5 | 20 | 270 | 21,67 | 5850,9 | 6000 | 132789,003 |
| 5 | 26,5 | 6 | 159 | 137 | 21783 | 318 | 2984589 |
| 6 | 13,5 | 10 | 135 | 129,67 | 17505,45 | 750 | 2270681,702 |
| 7 | 13,5 | 6 | 162 | 136 | 22032 | 486 | 2996838 |
| Totale | | | 5161 | | 433618,85 | 127953,5833 | 47182871,04 |

| IG | V' | V | r2 | P |
|------------|------------|-------------|-------------|-----------|
| 10750918,5 | 84,0183782 | 65,98162178 | 2083,107633 | 0,3757634 |

II.4.2.2 Poutres avec hourdis

➤ Poutre intermédiaire

TABLEAU II. 4 : INERTIE DES POUTRES INTERMEDIAIRES AVEC HOURDIS

| | Désignation | Dimension | B (cm ²) | Z (cm) | SΔ(cm ³) | I0(cm ³ xcm) | IΔ (cm4) |
|-----------------------|-----------------|-----------|----------------------|--------|----------------------|-------------------------|-------------|
| Section d'about | Poutre | | 7942 | | 646026,5 | 1292544,583 | 59702201,33 |
| | Hourdis | 150*20 | 3000 | 160 | 480000 | 100000 | 76900000 |
| | Poutre +hourdis | | 10942 | | 1126026,5 | 1392544,583 | 136602201,3 |
| Section intermédiaire | Poutre | | 6486 | | 536137,5 | 468569,25 | 54224568 |
| | Hourdis | 150*20 | 3000 | 160 | 480000 | 100000 | 76900000 |
| | Poutre +hourdis | | 9486 | | 1016137,5 | 568569,25 | 131124568 |
| Section médiane | Poutre | | 5161 | | 433618,85 | 127953,5833 | 47182871,04 |
| | Hourdis | 150*20 | 3000 | 160 | 480000 | 100000 | 76900000 |
| | Poutre +hourdis | | 8161 | | 913618,85 | 227953,5833 | 124082871 |

| | IG (cm4) | V' (cm) | V (cm) | r2 (cm2) | ρ |
|-----------------------|-------------|-------------|------------|-----------|-------------|
| Section d'about | 20724329,03 | 102,9086547 | 67,0913453 | 1894,0165 | 0,274324987 |
| Section intermédiaire | 22276221,08 | 107,1197027 | 62,8802973 | 2348,3261 | 0,348637785 |
| Section médiane | 21803811,72 | 111,9493751 | 58,0506249 | 2671,7083 | 0,411112302 |

➤ Poutre de rive

TABLEAU II. 5 : INERTIE DES POUTRES DE RIVE AVEC HOURDIS

| | Désignation | Dimension | B (cm ²) | Z (cm) | SΔ(cm ³) | I0(cm ³ xcm) | IΔ (cm ⁴) |
|-----------------------|-----------------|-----------|----------------------|--------|----------------------|-------------------------|-----------------------|
| Section d'about | Poutre | | 7942 | | 646026.5 | 1292544.583 | 59702201.33 |
| | Hourdis | 175*20 | 3500 | 160 | 560000 | 116666.6667 | 89716666.67 |
| | Poutre +hourdis | | 11442 | | 1206026.5 | 1409211.25 | 149418868 |
| Section intermédiaire | Poutre | | 6486 | | 536137.5 | 468569.25 | 54224568 |
| | Hourdis | 175*20 | 3500 | 160 | 560000 | 116666.6667 | 89716666.67 |
| | Poutre +hourdis | | 9986 | | 1096137.5 | 585235.9167 | 1439411234.7 |
| Section médiane | Poutre | | 5161 | | 433618.85 | 127953,5833 | 47182871.04 |
| | Hourdis | 175*20 | 3500 | 160 | 560000 | 116666.6667 | 89716666.67 |
| | Poutre +hourdis | | | | 993618.85 | 244620.25 | 136899537.7 |

| | IG (cm ⁴) | V' (cm) | V (cm) | r ² (cm ²) | ρ |
|-----------------------|-----------------------|-------------|-----------|-----------------------------------|-------------|
| Section d'about | 22299490,38 | 105,4034679 | 64,59653 | 1948,9154 | 0,286239059 |
| Section intermédiaire | 23621044,51 | 109,7674244 | 60,232576 | 2365,416 | 0,357768935 |
| Section médiane | 22908264,29 | 114,7233403 | 55,27666 | 55,27666 | 0,417090762 |

II.4.2 Sections géométriques des sections nettes

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

5 % de la section brute

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

10 % du moment d'inertie

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

8% du moment statique

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

TABLEAU II. 6 : SECTION GEOMETRIQUE DES SECTION NETTES

| | Poutre seule | | | Poutre +ourdis | | | | | |
|--------------------------------------|-----------------------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------------|-------------|---------------|-------------|
| | Rive et inter médiane | | | Inter médiane | | | Rive | | |
| | About | Intermédiaire | Médiane | About | Intermédiaire | Médiane | About | Intermédiaire | Médiane |
| B (cm²) | 7544,9 | 6161,7 | 4902,95 | 10394,9 | 9011,7 | 7752,95 | 10869,9 | 9486,7 | 8227,95 |
| S_Δ(cm³) | 594344,38 | 493246,5 | 398929,342 | 1035944,38 | 934846,5 | 840529,342 | 1109544,38 | 1008446,5 | 914129,342 |
| I_G(cm⁴) | 6437192,125 | 8916345,394 | 9675826,645 | 18651896,13 | 20048598,97 | 19623430,55 | 20069541.34 | 21258940.06 | 20617437.86 |
| V' (cm) | 78,77432173 | 80,05039194 | 81,36516628 | 99,65890773 | 103,7369753 | 108,4141317 | 102,0749391 | 106,3010847 | 111,1004979 |
| V (cm) | 71,22567827 | 69,94960806 | 68,63483372 | 70,34109227 | 66,26302473 | 61,58586835 | 67,92506095 | 63,69891532 | 58,89950206 |
| r²(cm²) | 853,1845518 | 1447,059317 | 2162.012 | 1794,331464 | 2224,729959 | 2531,092107 | 1846.340936 | 2240.92 | 2505.78 |
| ρ (%) | 0,152062357 | 0,258426821 | 0,353384513 | 0,255963147 | 0,323647656 | 0,379088827 | 0.266294829 | 0.330945673 | 0.3829265 |

CHAPITRE III :

CALCUL DES CHARGES

ET SURCHARGES

III.1 Introduction

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

➤ Charges permanente

Elles concernent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées de :

- Des éléments porteurs : poids propre de tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis).
- Des éléments non porteurs : la superstructure qui est constitué à son tour de (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

➤ Charges d'exploitation

Elles sont définies souvent par un règlement. Dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II), ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation.

III.2 Eléments porteurs

➤ La dalle (hourdis)

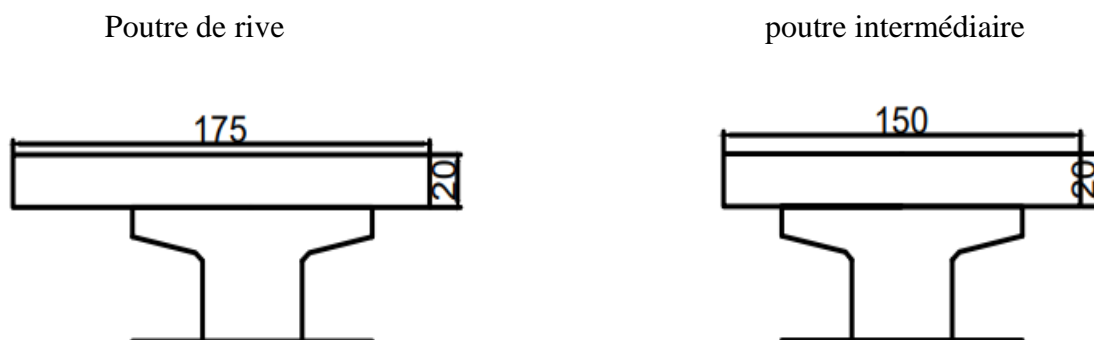


FIGURE III. 1 : POUTRE INTERMEDIAIRE ET POUTRE DE RIVE

Épaisseur de la dalle est de 20cm

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

$$P_i = 0.20 \times 1.50 \times 2.5 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml}$$

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

$$P_r = 0.20 \times 1.75 \times 2.5 \times 1 = 0.875 \text{ t/ml}$$

- **Le poids propre de la dalle P_d :**

$$P_d = (5 \times p_i) + (2 \times p_r)$$

$$P_d = 5 \times 0.75 + 2 \times 0.875 = 5.5 \text{ t/ml}$$

$$P_d = 5.5 \text{ t/ml}$$

➤ **Poutre**

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

$$S_1 = 7942 \text{ cm}^2 \text{ section about.}$$

$$S_2 = 6486 \text{ cm}^2 \text{ Section intermédiaire.}$$

$$S_3 = 5161 \text{ cm}^2 \text{ Section médiane.}$$

Demi-différence de l'âme

$$a_1 = \frac{48 - 35}{2} = 6.5 \text{ cm}$$

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

➤ **Section d'about (L_1)**

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

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

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

$$L_1 \cong 0.50 + 1.20 = 1.70 \text{ m}$$

➤ **Section intermédiaire (L₂)**

$$2(L_2 + a_2) + L_3 = L_{\text{total}} - 2(L_1 + a_1) \Rightarrow 33.4 - 2(1.70 + 0.065) = 29.87 \text{ m}$$

$L' = 29.87 \Rightarrow L'$: La longueur de deux sections (intermédiaire et médiane).

$$\text{Section intermédiaire : } L_2 = \frac{L'}{4} \Rightarrow L_2 = \frac{29.87}{4} \Rightarrow L_2 = 7.46 \text{ m}$$

➤ **Section médiane (L₃)**

$$2(L_2 + a_1) + L_3 = L' \Rightarrow L_3 = L' - 2(L_2 + a_1)$$

$$L_3 = 29.87 - 2(7.46 + 0.07) \Rightarrow L_3 = 14.81 \text{ m}$$

D'où : $L_1 = 1.70 \text{ m}$; $L_2 = 7.46 \text{ m}$; $L_3 = 14.81 \text{ m}$

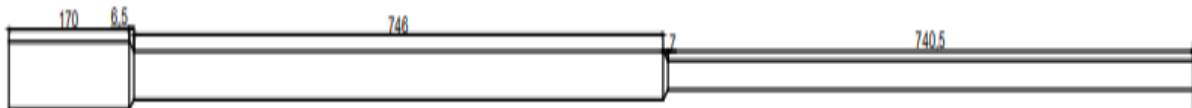


FIGURE III. 2 : LONGUEUR DE LA POUTRE

➤ **Section équivalent de la poutre**

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

$$S_{\text{eq}} = \frac{1}{33.4} \left[2 \times \left(1.70 \times 0.7942 + \frac{0.7942 + 0.6486}{2} \times 0.065 \right) + 2 \times \left(7.46 \times 0.6486 + \frac{0.6486 + 0.5161}{2} \times 0.07 \right) + 14.81 \times 0.5161 \right]$$

$$S_{\text{eq}} = 0.605 \text{ m}^2$$

➤ **Le poids propre de la poutre**

$$P_p = \gamma_b \cdot S_{\text{eq}} = 2.5 \times 0.605 = 1.5125 \text{ t/ml}$$

$$P_p = 1.5125 \text{ t/ml.}$$

➤ **Le poids de toutes les poutres**

$$P_{\text{PT}} = 7 \times 1.5125 = 10.5875 \text{ t/ml}$$

III.3 Eléments non porteurs

➤ Poids de la chaussée

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 7cm d'épaisseur de densité $2,2t/m^3$, et de couche d'étanchéité d'épaisseur 3 cm et de densité $2,2 t/m^3$.

➤ Poutre intermédiaire

Revêtement bitumineux : $2,2 \times 0,07 \times 1,50 = 0.231 t/ml$

Chape d'étanchéité : $2,2 \times 0,03 \times 1,50 = 0.099 t/ml$

Donc : $P_c = 0,231 + 0,099 = 0.33 t/ml$

➤ Poutre de rive

- Remarque

Pour l'épaisseur de la couche de revêtement le minimum c'est **8 cm**. Dans notre cas nous avons pris **7 cm** c'est par rapport au projet qui nous a proposé à la direction des travaux publics mais c'est mieux de prendre **8 cm**.

Revêtement bitumineux : $2,2 \times 0,07 \times 0,25 = 0.0385 t/ml$

Chape d'étanchéité : $2,2 \times 0,03 \times 0,25 = 0,0165 t/ml$

Donc : $P_c = 0.0385 + 0.0165 = 0.055 t/ml$

$P_{chaussée} = 5 \times 0.33 + 2 \times 0.055 = 1.76 t/ml$

$P_{chaussée} = 1.76 t/ml$

➤ Trottoir

On a deux trottoirs identiques

$P_t = A_{trottoir} \times \gamma_b \times 2$

A : aire de trottoir calculer à partir de **L'AUTOCAD** :

$A = 0.3718 m^2$

$P_{trottoir} = (0.3718 \times 2,5) \times 2 = 1.859 t/ml$.

➤ **Garde-corps**

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

➤ **Glaisière de sécurité**

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

➤ **La corniche**

$$P_{cor} = \left[\frac{(0,06+0,13) \cdot 0,60}{2} + \frac{(0,13+0,05) \cdot 0,15}{2} + 0,24 \cdot 0,10 \right] \cdot 2,5$$

$$P_{cor} = 0,23625 \text{ t/ml}$$

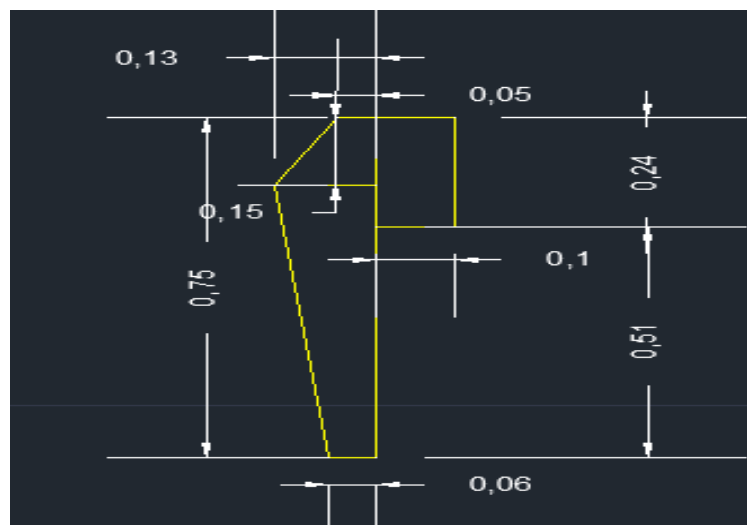


FIGURE III. 3 : DEMENTIONS DE LA CORNICHE

TABLEAU III. 1 : SOMME DES CHARGES PERMANENTE

| Chargement permanente | Poutre de rive (t) | Poutre inter médiane |
|-----------------------|--------------------|----------------------|
| Poutre seule | 1,5125 | 1,5125 |
| Ourdis | 0,875 | 0,75 |
| Revêtement | 0,055 | 0,33 |
| Trottoir | 2,25525 | |
| Total | 4,698 | 2,592 |

➤ **Poids total de tablier**

$$P_{total} = (2 \times 4,698) + (5 \times 2,592) = 22,356 \text{ t/ml}$$

$$G_{total} = (22,356 \times 33,4) = 746,7 \text{ t.}$$

III.4 Evaluation des charges

On distingue

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

III.5 Caractéristiques du pont

Larguer totale : $L_T=11\text{m}$

Largeur roulable : $L_r=8\text{m}$

Largeur chargeable : $L_c=8\text{m}$

- **Nombre de voies**

$$N = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = \frac{8}{3} = 2,66 \Rightarrow \text{Alors on prend : } N=2\text{voie}$$

- **Largeur de la voie**

$$V = \left(\frac{L_c}{2}\right) = \frac{8}{2} \Rightarrow V = 4\text{m}$$

Surcharge de la chaussée

- **Classe de pont**

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

TABLEAU III. 2 : CLASSE DE PONTS

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

On a : $L_r > 7 \text{ m}$ donc notre pont est classé dans la 1ere classe.

➤ **Système de la charge A(L)**

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

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

$$\text{Avec : } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

L : portée de la travée.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33,4 + 12} = 1022.95 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow A(L) = \mathbf{1022.95 \text{ kg/m}^2}$$

➤ **Calcul des coefficients a₁ et a₂**

a₁ : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

TABLEAU III. 3 : COEFFICIENT DE DEGRESSIVITE DE LA CHARGE

| Classe de Pont | Nombre de voies | | | | |
|----------------|-----------------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
| 1 | 1 | 1 | 0.90 | 0.75 | 0.70 |
| 2 | 1 | 0.90 | - | - | - |
| 3 | 0.90 | 0.80 | - | - | - |

Pour notre cas **a₁=1**

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \Rightarrow v_0 : \text{en fonction de classe de pont}$$

TABLEAU III. 4 : VALEUR DE v₀

| 1ere classe | 2eme classe | 3eme classe |
|-------------|-------------|-------------|
| 3,5 m | 3 m | 2,75 m |

$$a_2 = \frac{3,5}{4} = 0.875 \quad ; \quad a_2 = \mathbf{0.875}$$

$$A = 1 \times 0.875 \times 1022.95 = 895.08 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow A = \mathbf{895.08 \text{ kg/m}^2}$$

TABLEAU III. 5 : CALCUL DE Q_A

| Voie chargée | a_1 | a_2 | A (t/m^2) | La largeur de voies | Q_A (t/ml) |
|--------------|-------|-------|---------------|---------------------|--------------|
| 1 voie | 1 | 0.875 | 0.89508 | 4 | 3,58 |
| 2 voies | 1 | 0.875 | 0.89508 | 8 | 7.16 |

➤ **Systeme de charge Bc**

Le système de charges B comprend les surcharges civiles qui peuvent sollicitées et qui se composent de trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t).
- Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (32 t).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

➤ **Surcharge Bc**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes:

TABLEAU III. 6 : SYSTEME DE CHARGE BC (RCPR4.1 0.1.2)

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

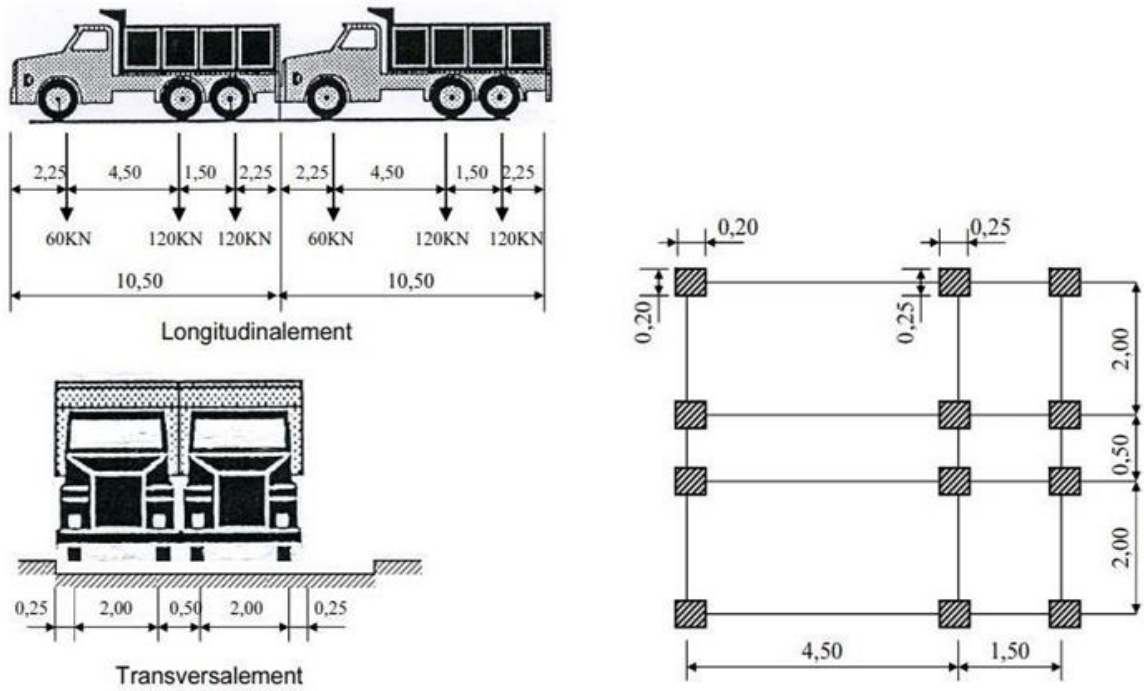


FIGURE III. 4 : SYSTEME BC

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 exprimé dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU III. 7 : COEFFICIENT BC

| | Nombre de fils considéré | 1 | 2 | 3 | 4 | >5 |
|----------------|--------------------------|------|------|------|-----|-----|
| Classe du pont | 1ere | 1,20 | 1,1 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |
| | 2eme | 1,00 | 1,00 | / | / | / |
| | 3eme | 1,00 | 0,8 | / | / | / |

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

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

D’après l’article 6.2.1.1 du R.C.P.R 2008, pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération le coefficient de majoration pour ce système :

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

L : portée de la travée = 33,40m

G : poids total du tablier = 746.69 t

Q : la charge du véhicule pondéré

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

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

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

$$Q = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{746.7}{132}}$$

$$\delta = 1.077$$

➤ **Surcharge Bt**

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1ere et 2eme classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux (2 x 16 t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques, répondant aux caractéristiques suivantes :

Charge portée par chaque essieu 160 KN.

Distance des deux essieux 1,35 m.

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

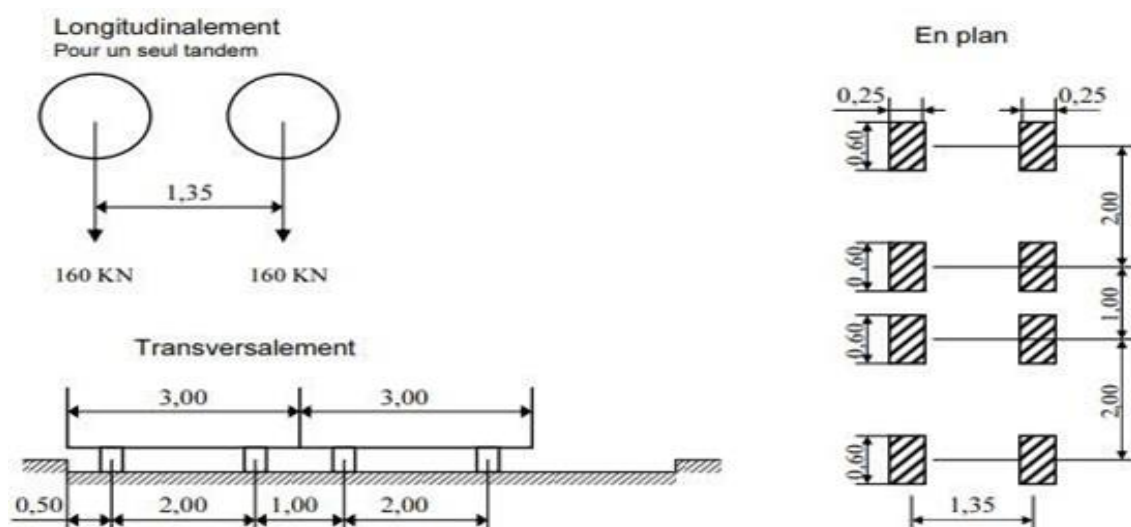


FIGURE III. 5 : SYSTEME BT

TABLEAU III. 8 : COEFFICIENT BT

| Classe du pont | b_t |
|-----------------|-------|
| Première classe | 1,0 |
| Deuxième classe | 0,95 |

➤ **Convoie Mc₁₂₀**

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale 1100 KN.
- Longueur d'une chenille 6,10 m.
- Largeur d'une chenille 1,0 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la distance entre deux convois est environ de 30,5 m.

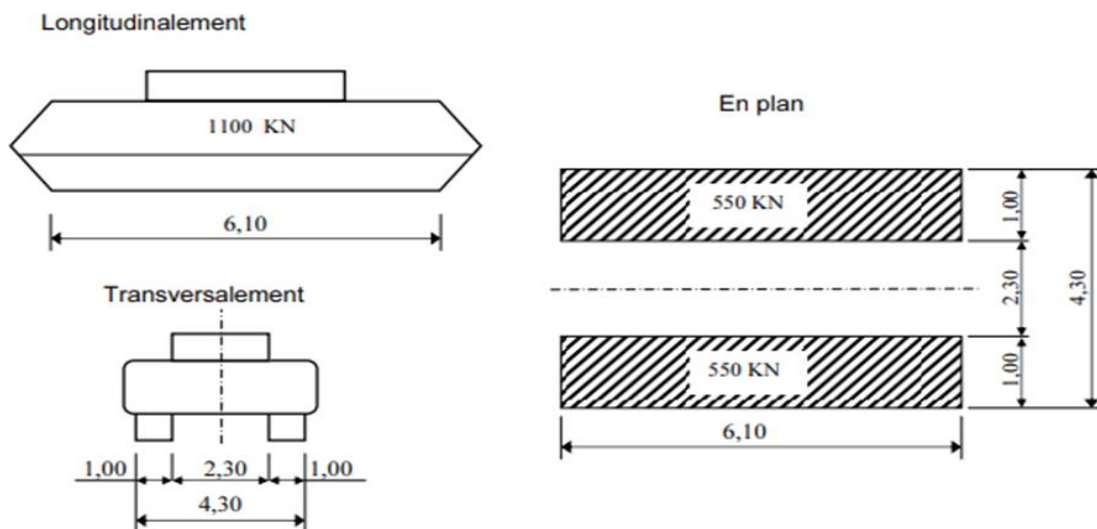


FIGURE III. 6 : CONVOIE MC120

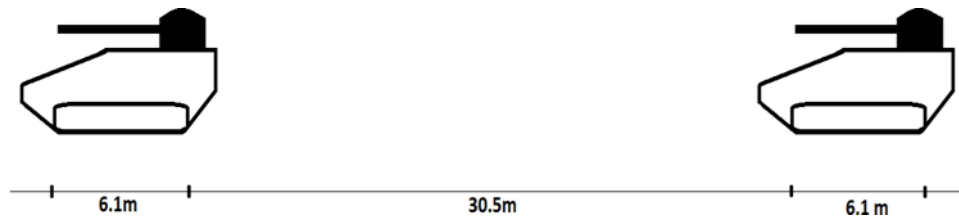


FIGURE III. 7 : DISTANCE ENTRE DEUX CONVOIS TYPE MC120

Poids total : 110 t

$$M_{C120} = q_{M_{C120}} + \delta_M$$

$$q_{M_{C120}} = \frac{110}{6.1} = 18.03 \text{ t/ml}$$

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

S : sa charge maximale : =110 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{746.7}{110}} = 1.07$$

$$\delta = 1.07$$

$$M_{C120} = 18.03 \times 1.07 = 19.29 \text{ t}$$

➤ **Charge exceptionnelle D₂₄₀**

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

La convie du type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes a 2 essieux de

240t de poids total : P =240t

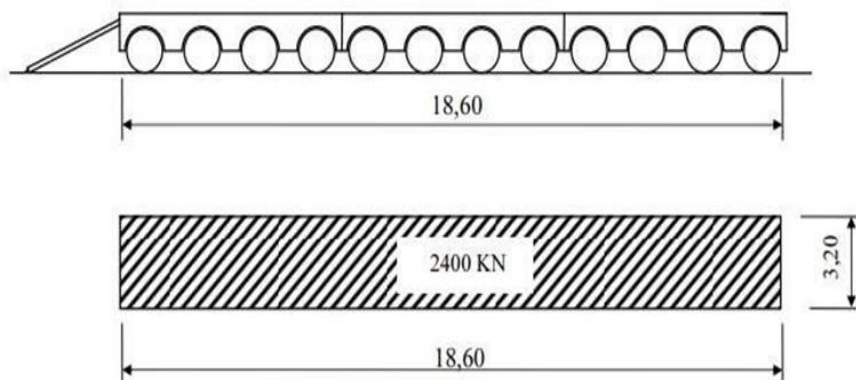


FIGURE III. 8 : SYSTEME D240

$$Q_{D240} = \frac{240}{18.60} = 12.903 \text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge sur trottoir**

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m² (selon le fascicule 61-titre II).

150Kg/m² pour la flexion longitudinale.

450 kg/m² pour la flexion locale.

Trottoir : $L_t = 1.5 \text{ m}$.

La largeur totale de trottoir

$$L_{Tt} = L_t \times 2$$

$$L_{Tt} = 1.5 \times 2 = 3 \text{ m}$$

$$L_{Tt} = 3 \text{ m}$$

Les deux trottoirs chargés :

$$\text{Trottoir gauche } P_{\text{trottoir}} = 0.150 \times 1.5 = 0.225$$

$$\text{Trottoir droite } P_{\text{trottoir}} = 0.150 \times 1.5 = 0.225$$

$$P_{T\text{trottoir}} = 0.150 \times 3 = 0.45 \text{ t/ml.}$$

CHAPITRE IV :
MODÉLISATION DU
TABLIER

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on va utiliser le logiciel ROBOT structural qui est, comme les autres logiciels, basé sur la méthode des éléments finis. Cette dernière qui a marqué un grand succès dans ce domaine. Les résultats de ce logiciel (moments et effort tranchant) sont utilisés pour le ferrailage des éléments porteurs (dalle). Le ferrailage des poutres sera présenté dans le chapitre qui suit.

IV.2 Présentations du logiciel

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



FIGURE IV. 1 : LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL PROFESSIONAL

IV.3 Quelques étapes à suivre pour la modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 9 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 07 poutres de longueur de 33.4 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section, elles sont appuyées sur des appuis simples sur pile et des appuis double sur les culées, la dalle est considérée comme un élément de panneaux. La 1ère étape c'est le choix d'affaire comme montré sur la figure suivante.

Remarque : pour les longueurs des section (about, mediane et intermédiaire) on prend les goussets en considération et puisque robot il ne vas pas prendre trois chiffres après la virgule donc on partage les longueurs des goussets sur les trois sections.

$$L_1' = L_1 + 0.06 = 1.70 + 0.06 = 1.76 \text{ m.}$$

$$L_2' = L_2 + 0.07 = 7.46 + 0.07 = 7.53 \text{ m.}$$

$$L_3' = L_3 + (0.005 \times 2) = 14.81 + 0.01 = 14.82 \text{ m.}$$



FIGURE IV. 2 : CHOIX DE LA STRUCTURE

➤ Réglage des unités

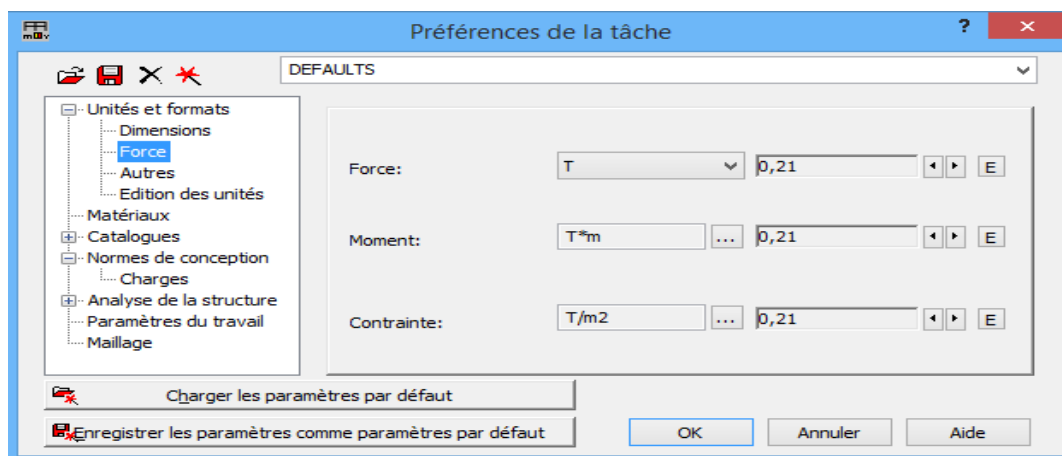


FIGURE IV. 3: REGLAGE DES UNITES

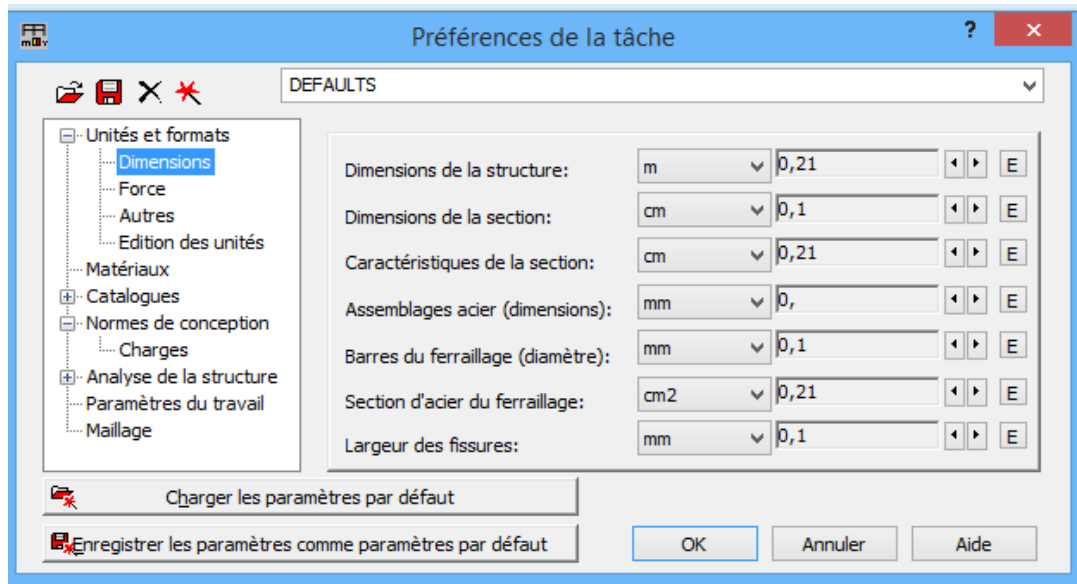


FIGURE IV. 4 : REGLAGE DES UNITES

➤ Réglage des normes

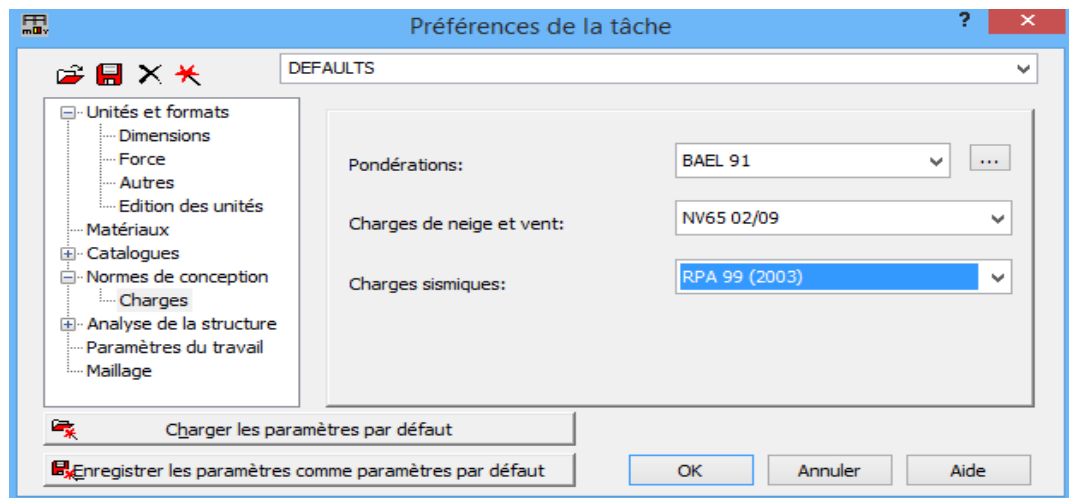
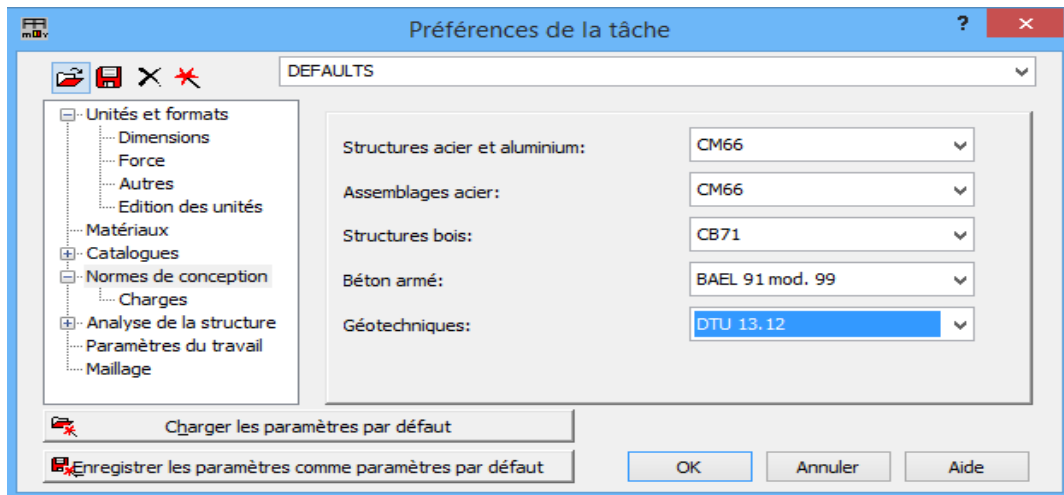


FIGURE IV. 5 : REGLAGE DES NORMES

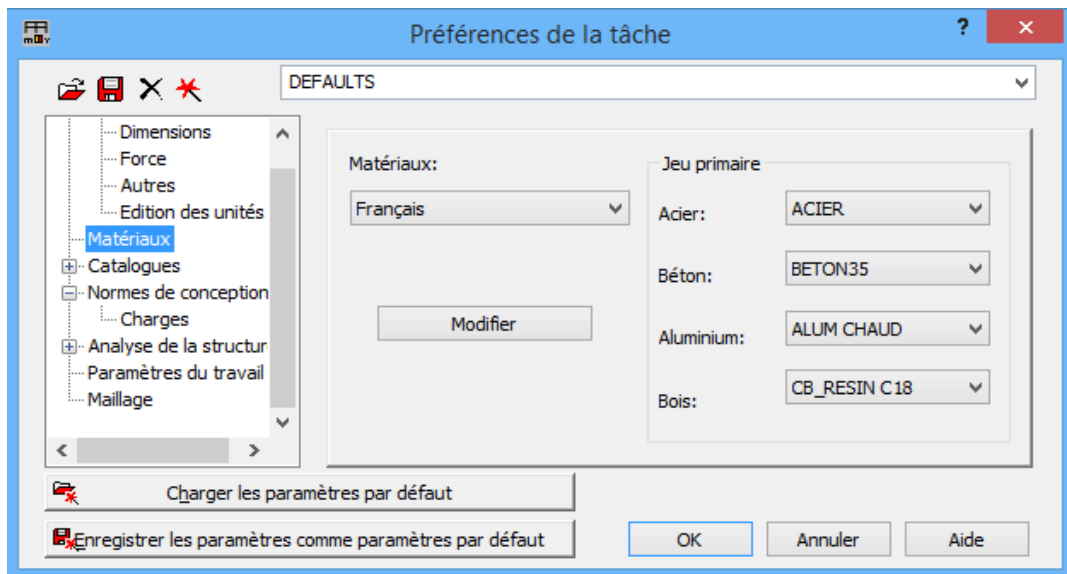


FIGURE IV. 6 : REGLAGE DES NORMES

➤ **Ligne de construction**

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

La boite suivante s’affiche :

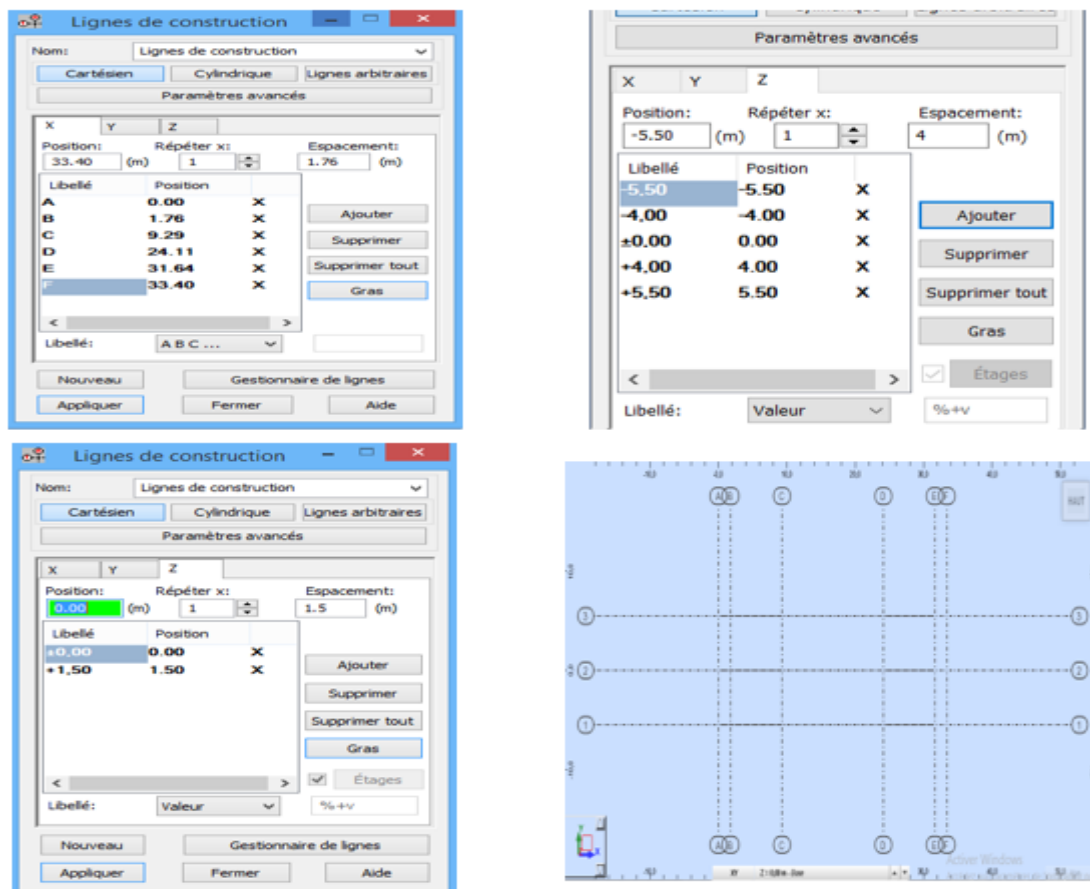


FIGURE IV. 7 : INTRODUIRE LES LIGNES DE CONSTRUCTIONS

➤ Introduction des sections des éléments

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

Section d'about a 1.70 m (largeur de l'âme D = 48 cm)

Section intermédiaire a 7.46 m (largeur de l'âme, D = 35 cm)

Section médiane a 30.94 m (largeur de l'âme D = 21 cm).

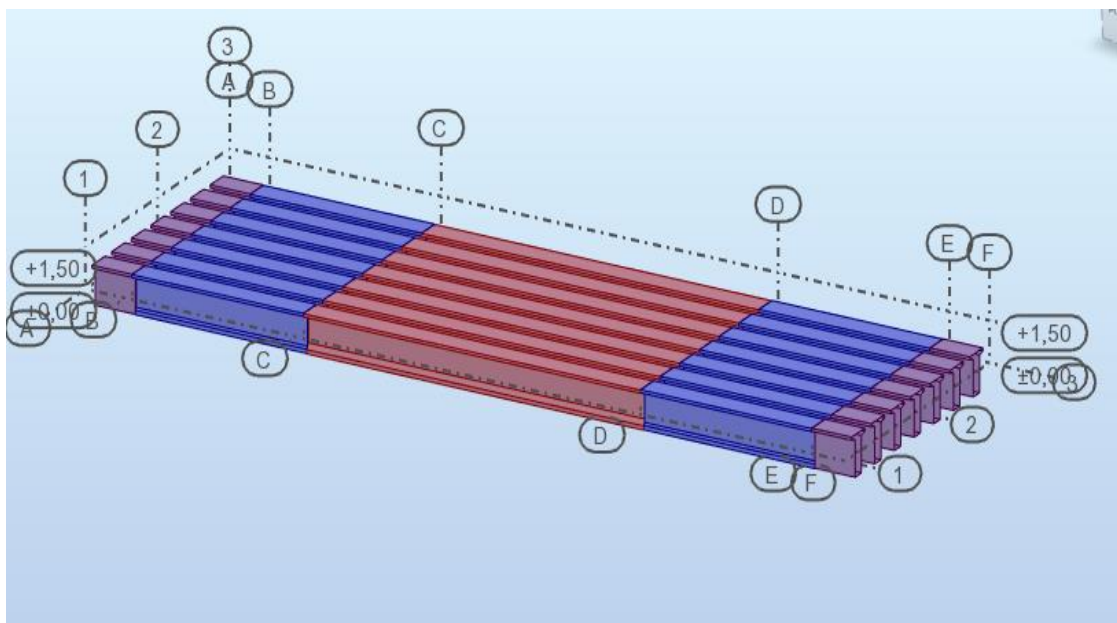
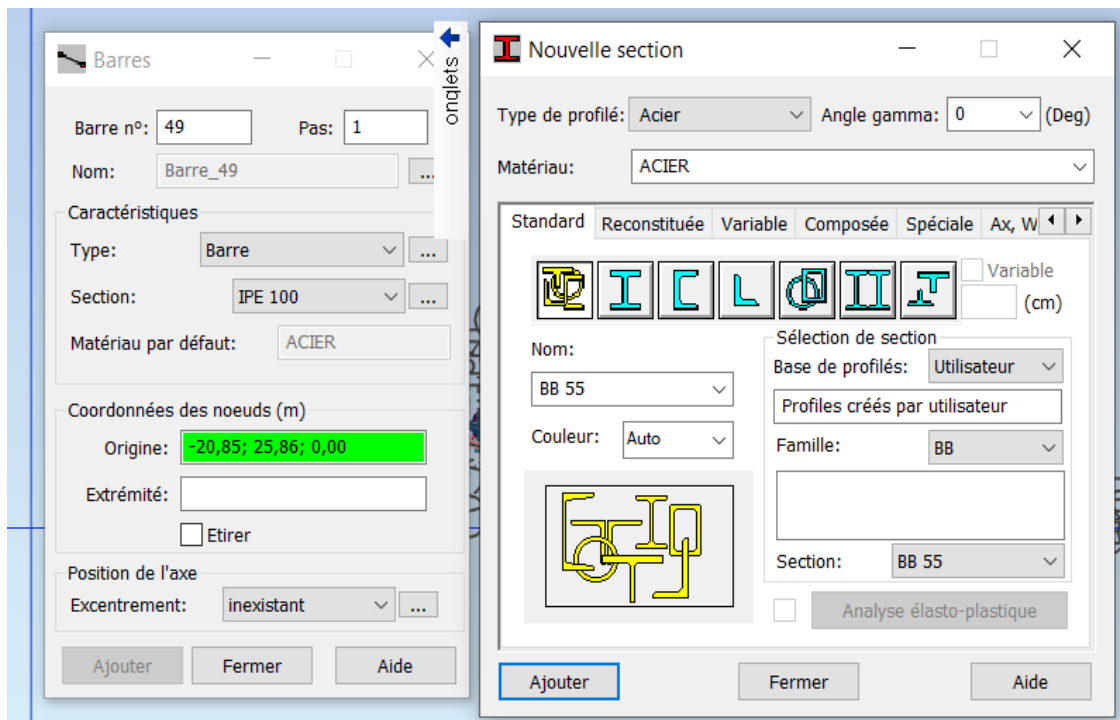


FIGURE IV. 8 : IMPORTATION DES POUTRES

➤ Introduction des appareils d'appuis

Définir deux lignes de construction pour poser les appareils d'appuis sur l'axe X.

$X = 0.5 \text{ m}$; $X = 32.90 \text{ m}$.

Ensuite on va créer deux appareils d'appuis (un appareil simple et l'autre double) comme montrer dans la figure ci-dessus.

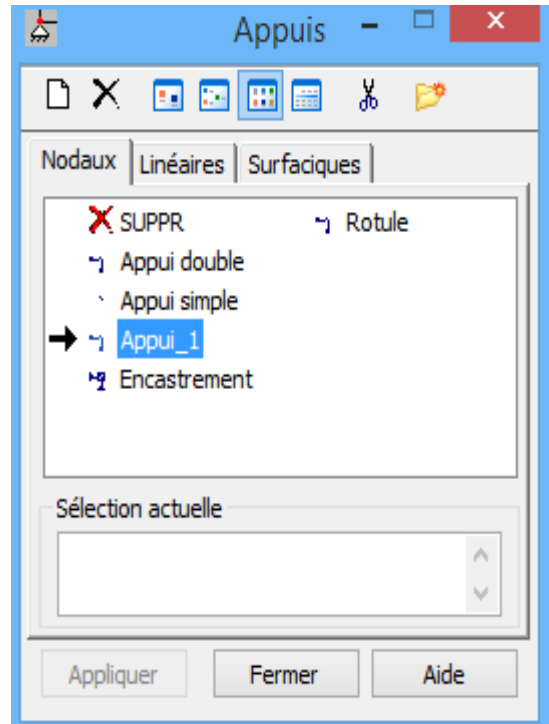
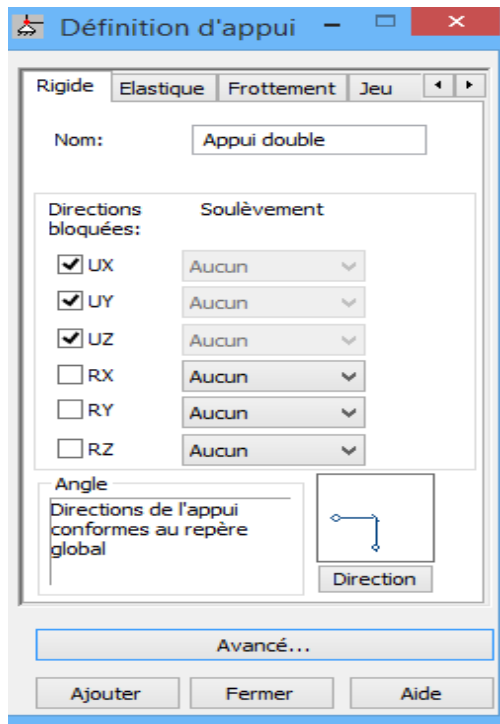


FIGURE IV. 9 : INTRODUIRE DES APPUIS

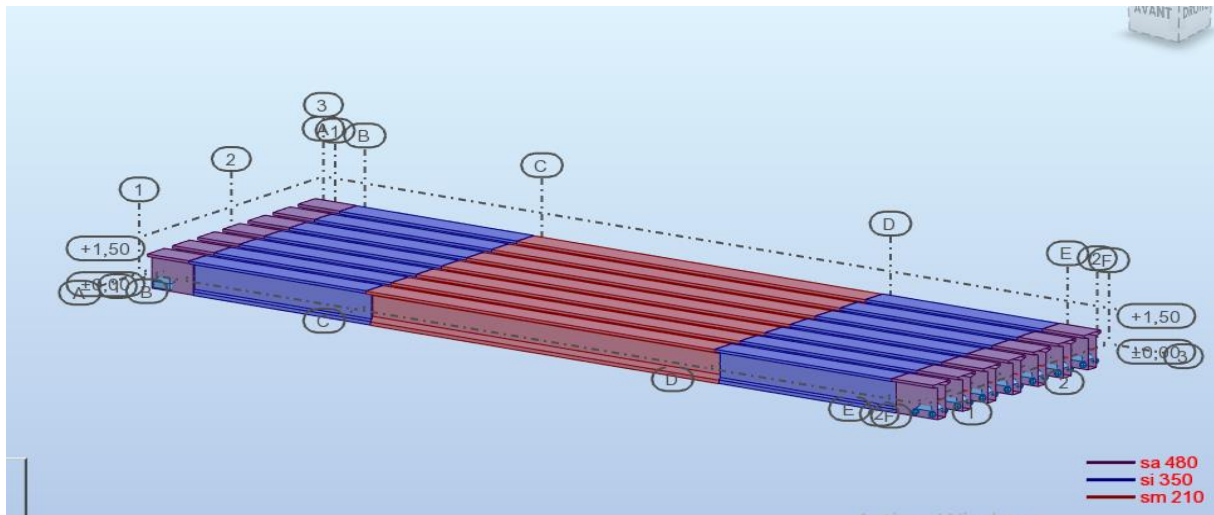


FIGURE IV. 10 : MODELISATION DES POUTRES ET LES APPUIS

➤ **Choix de matériaux**

Sélectionner la poutre, bouton droit puis propriété de l'objet, sélectionner les sections afin d'utiliser le Béton 35.

➤ **Modélisation de la dalle**

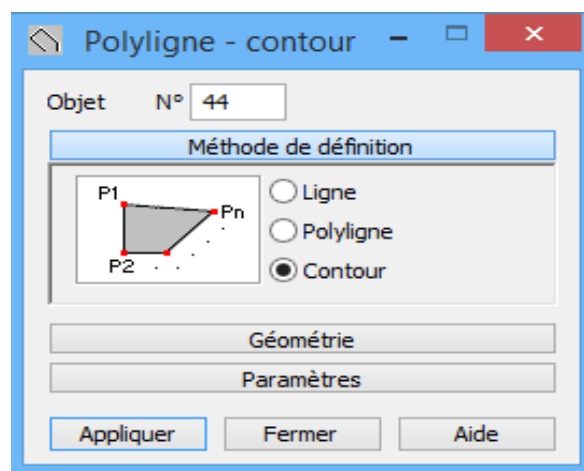
La modélisation de la dalle se fait comme suit :

Poly ligne → contour

Panneaux → Liste d'objet → choisir le contour de la dalle

Déclarer l'épaisseur de la dalle, ainsi que le béton à utiliser → Béton 35

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une dalle avec une épaisseur de 0.20 m. La boîte suivante affiche :



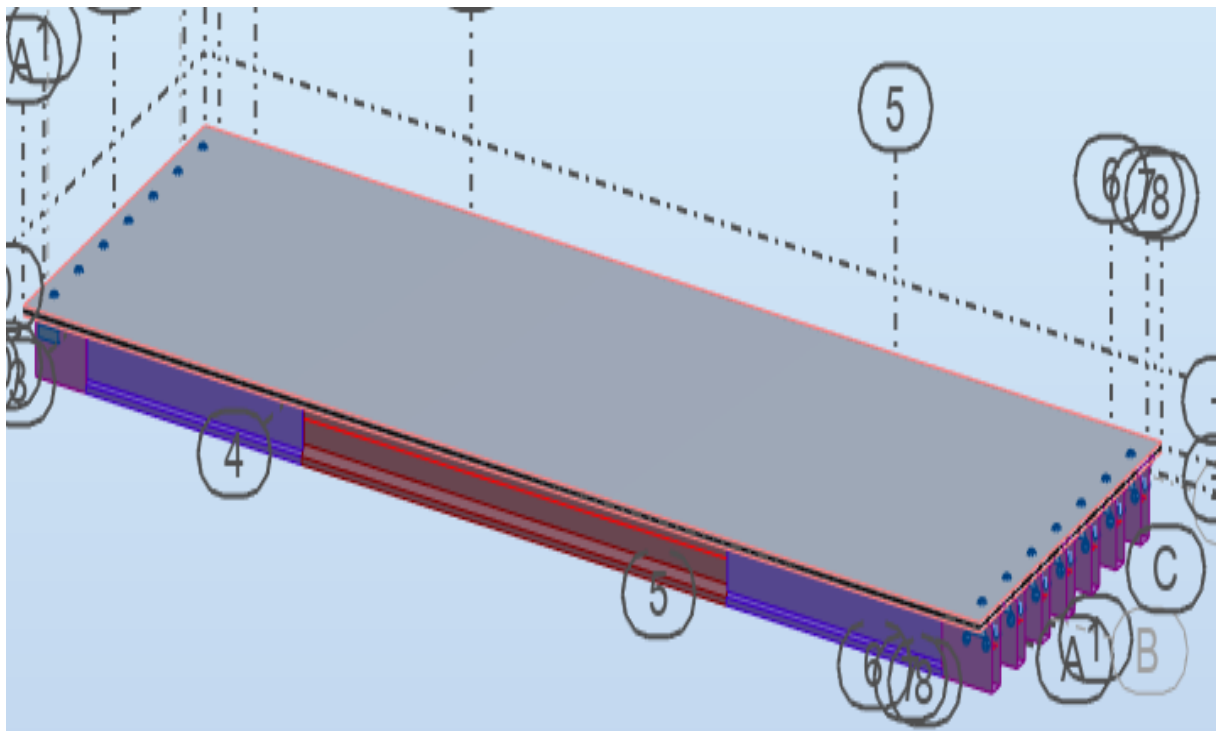
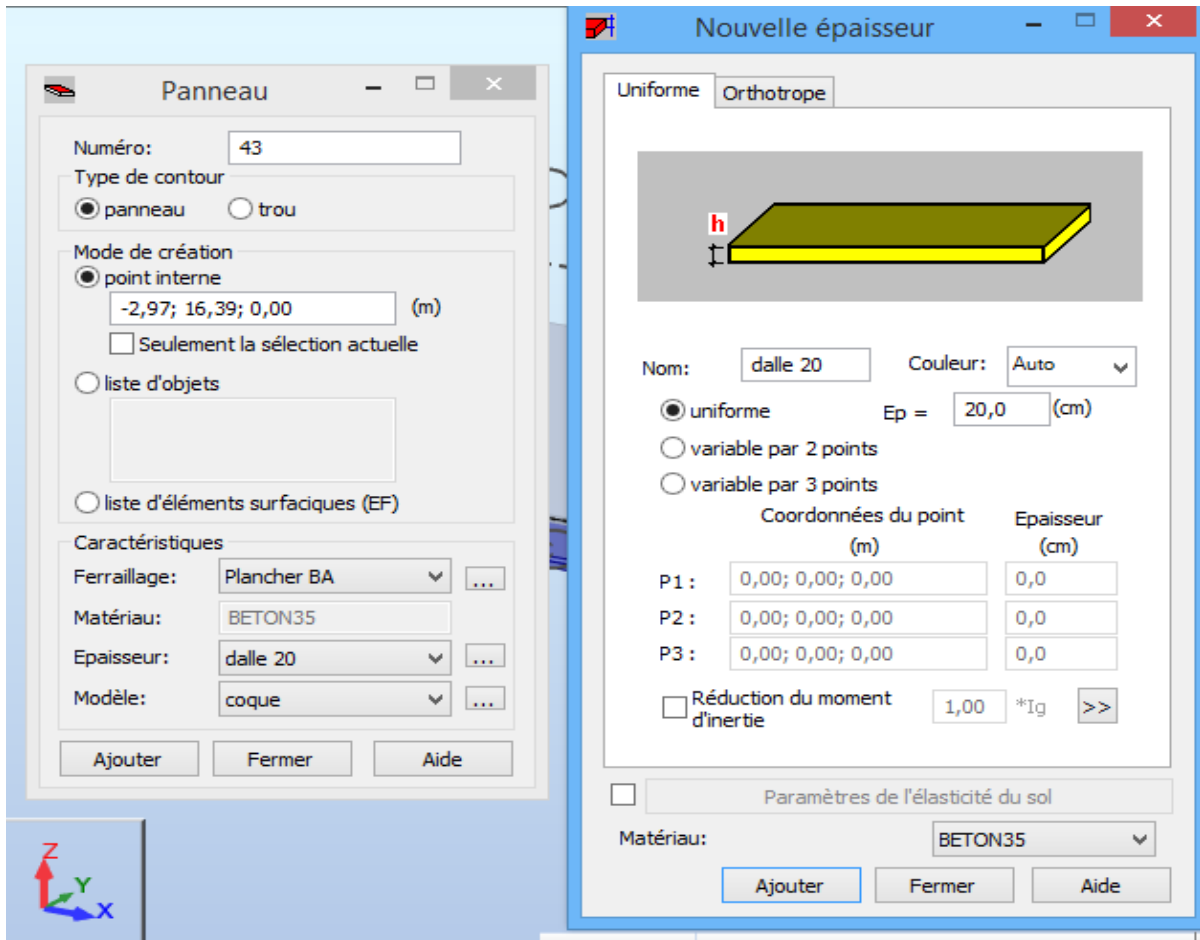


FIGURE IV. 11 : MODELISATION DE LA DALLE

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

IV.4.1 Charges permanentes :

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

G : calculer par le logiciel.

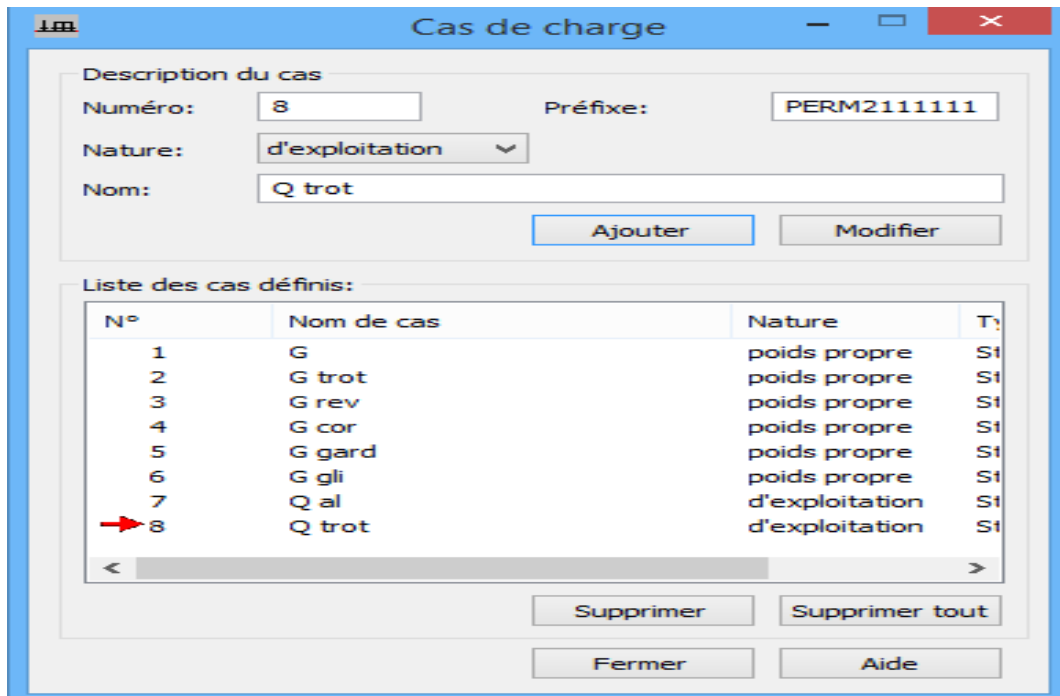


FIGURE IV. 12 : INTRODUIRE LES CHARGES PERMANENTE

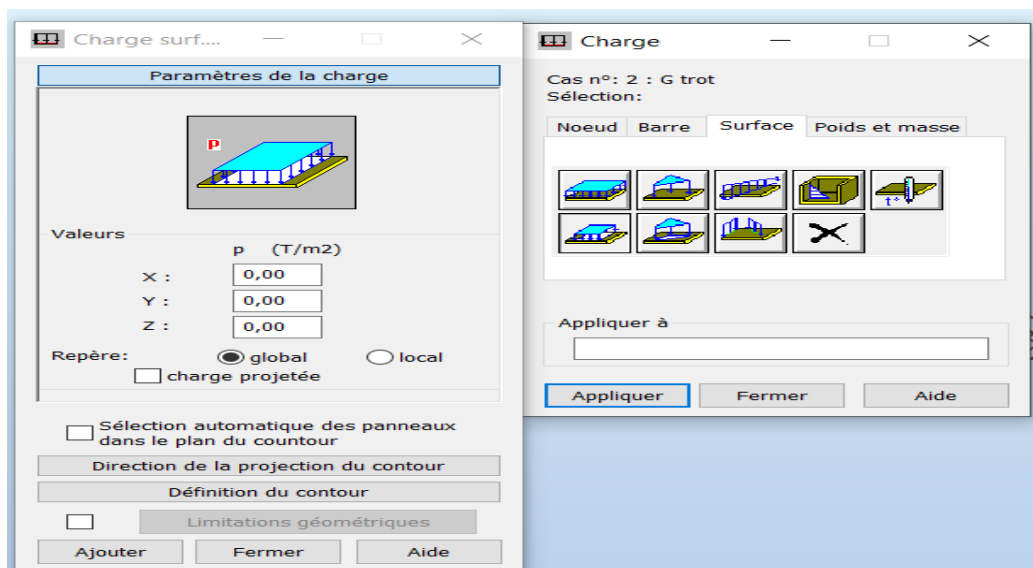


FIGURE IV. 13 : DEFINIR LES CHARGES PERMANENT

➤ **G trottoir :**

$0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m}^2$ (Charge surfacique uniformément).

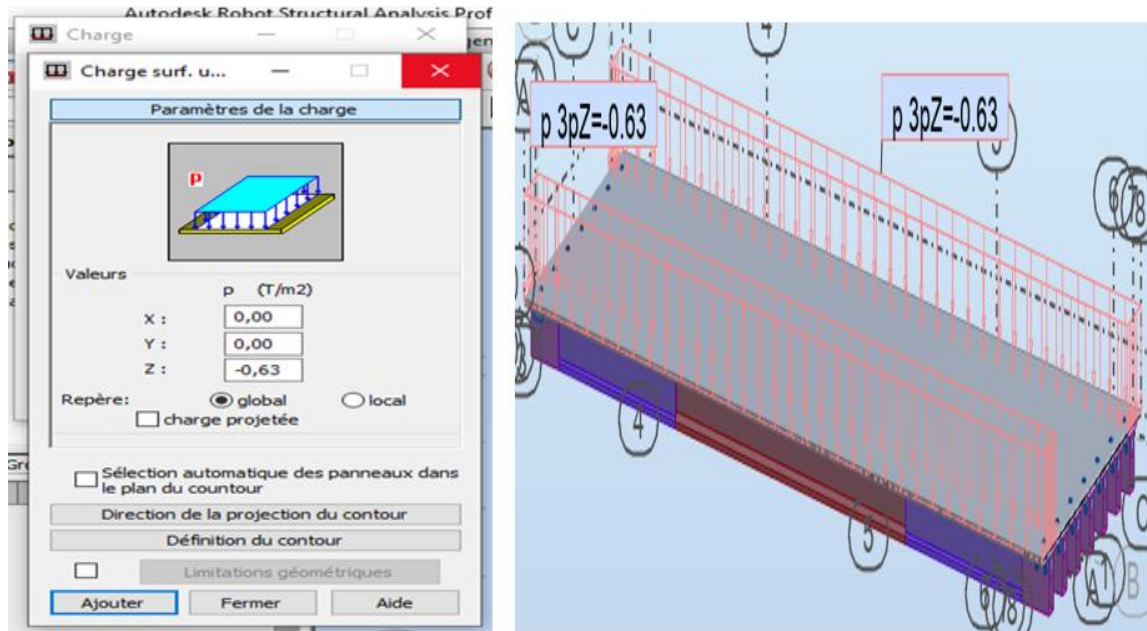


FIGURE IV. 14 : DEFINIR LA CHARGE DE TROTTOIR

➤ **G revêtement :**

$0.07 \times 2.2 = 0.154\text{T/m}^2$ (Charge surfacique uniformément).

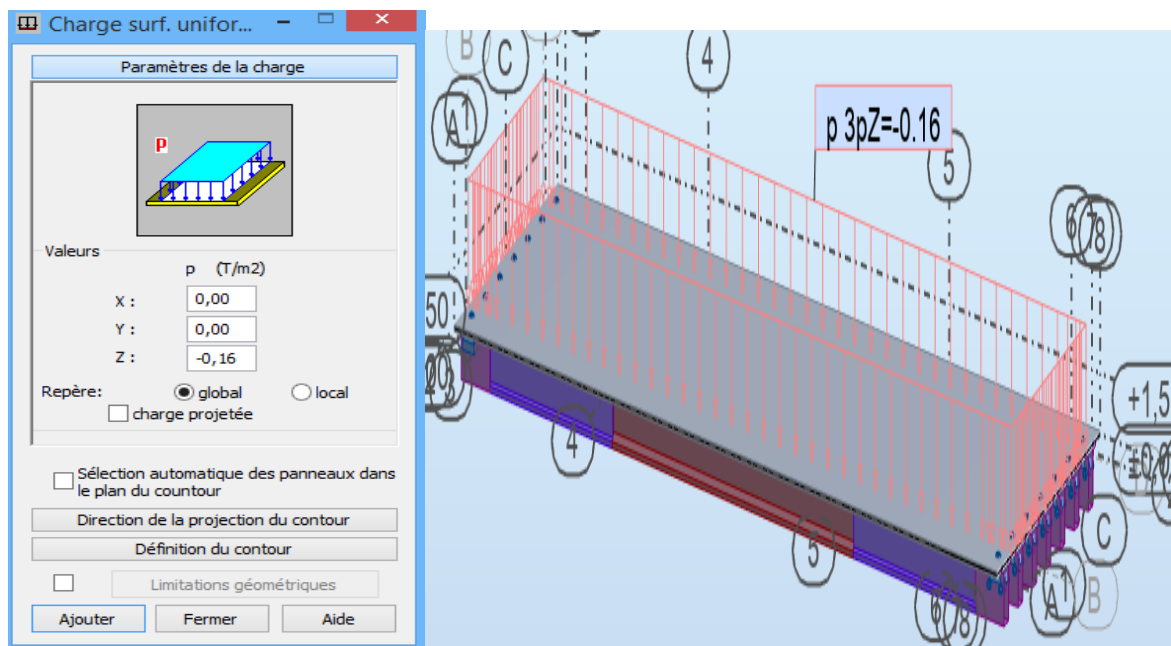


FIGURE IV. 15 : DEFINIR LA CHARGE DU REVETEMENT

➤ **G corniche :**

$P_{cor} = 0.23625 \text{ T/ml}$ (charge linéaire uniforme).

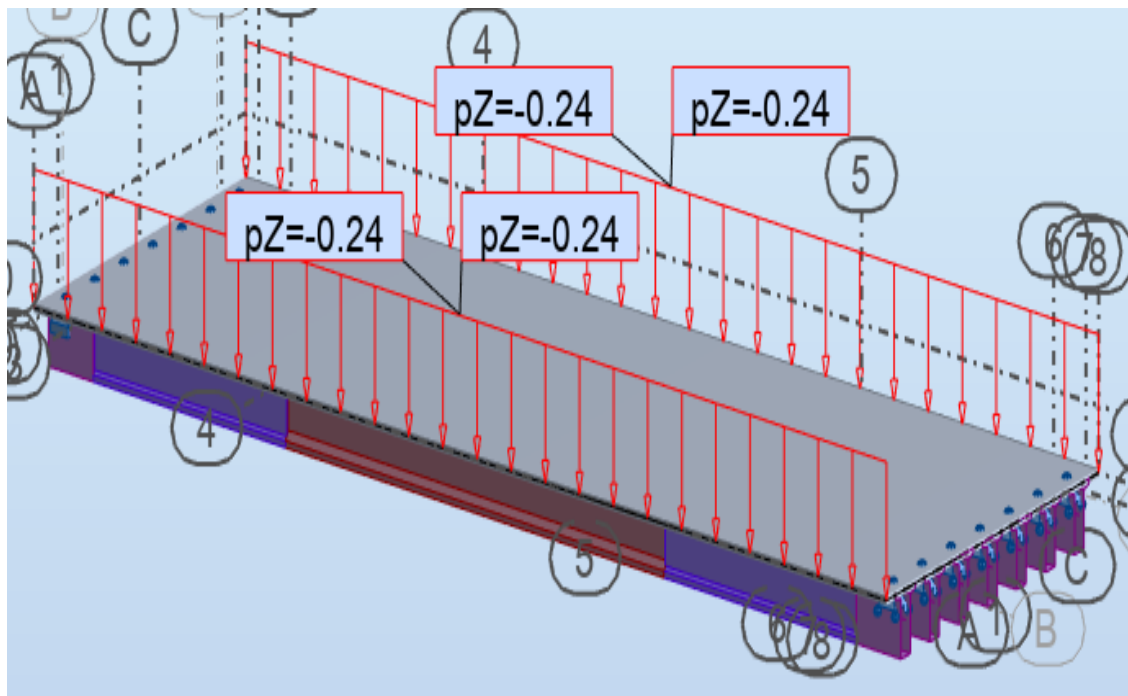
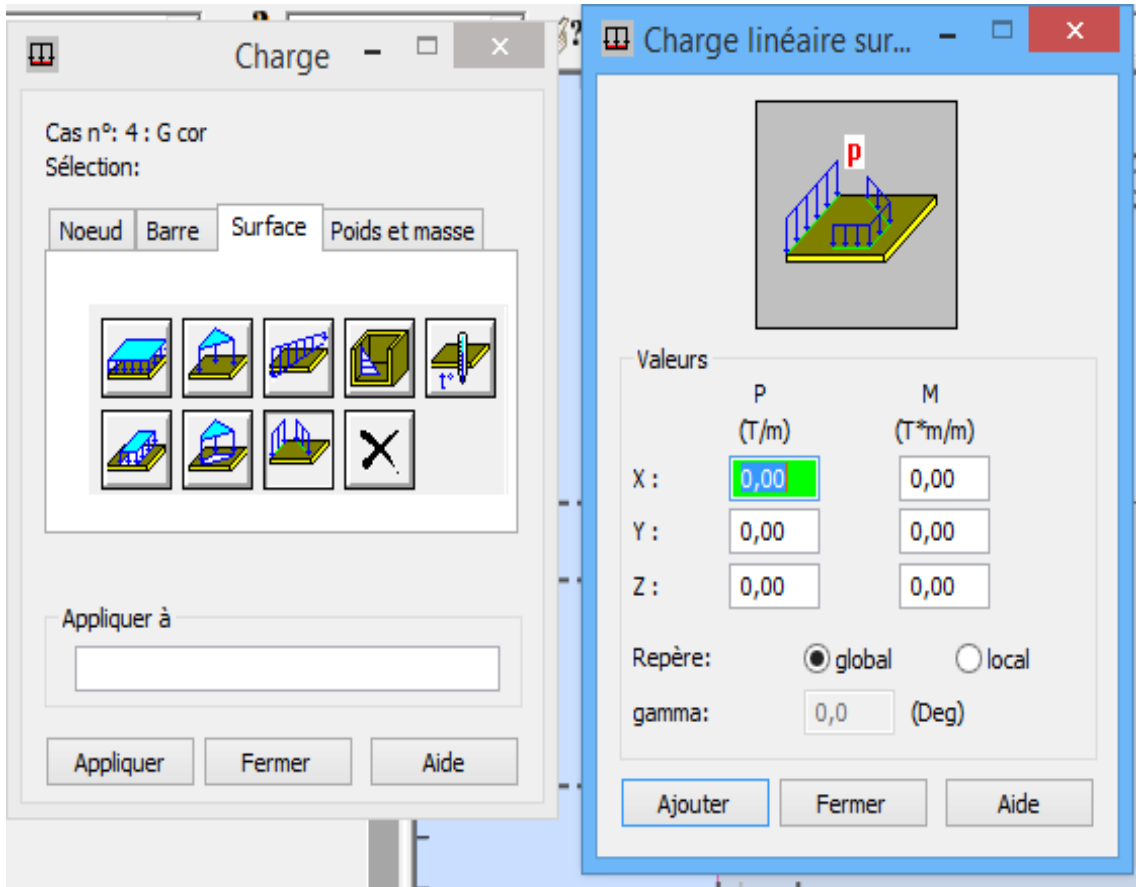


FIGURE IV. 16 : DEFINIR LA CHARGE DU LA CORNICHE

➤ **G garde-corps :**

$P_{G.gar} = 0.10 \text{ T/m}$ (charge linéaire uniforme).

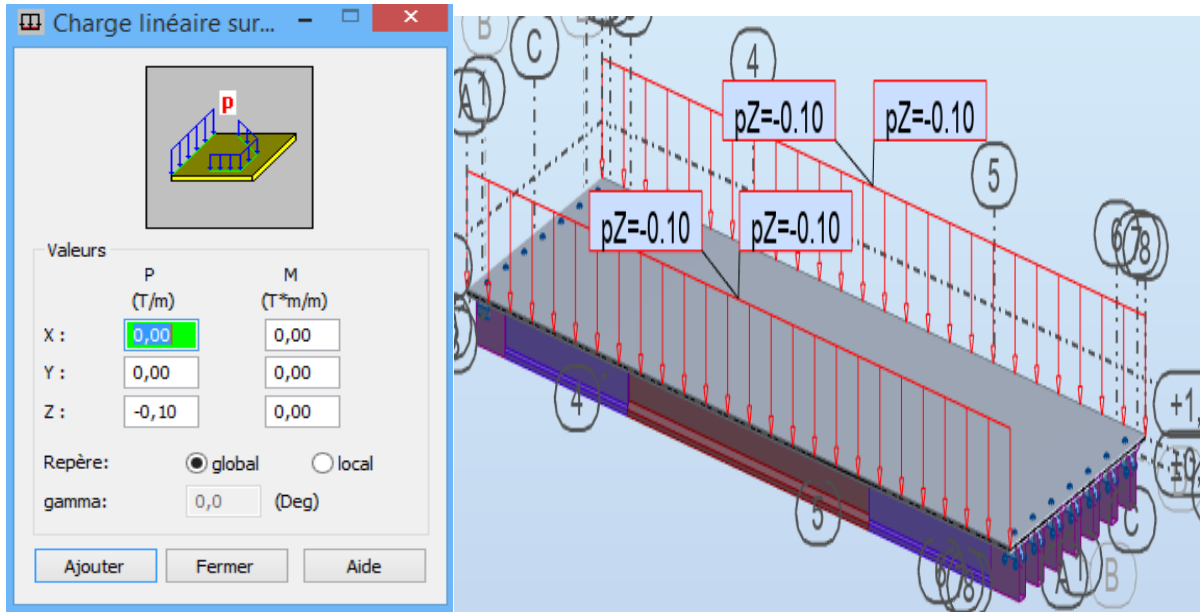


FIGURE IV. 17 : DEFINIR LA CHARGE DU GARDE-CORPS

➤ **G glissière :**

$P_{gli} = 0.06 \text{ T/m}$ (Charge linéaire 2p).

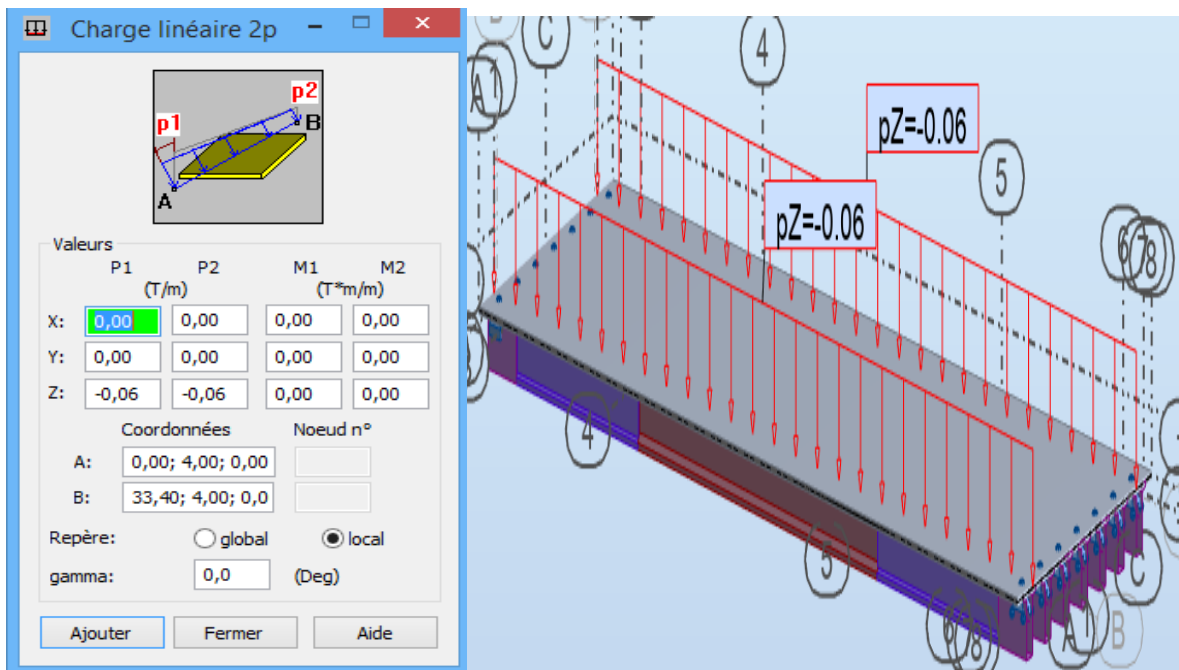


FIGURE IV. 18 : DEFINIR LA CHARGE DE LA GLISSIERE

IV.4.2 Charge d'exploitations.

➤ La surcharge Q_{trottoir}

D'après le FASCICULE N° 61 TITRE II : $Q_{\text{trottoir}} = 0.15 \text{ T/m}^2$ (charge surfacique uniforme).

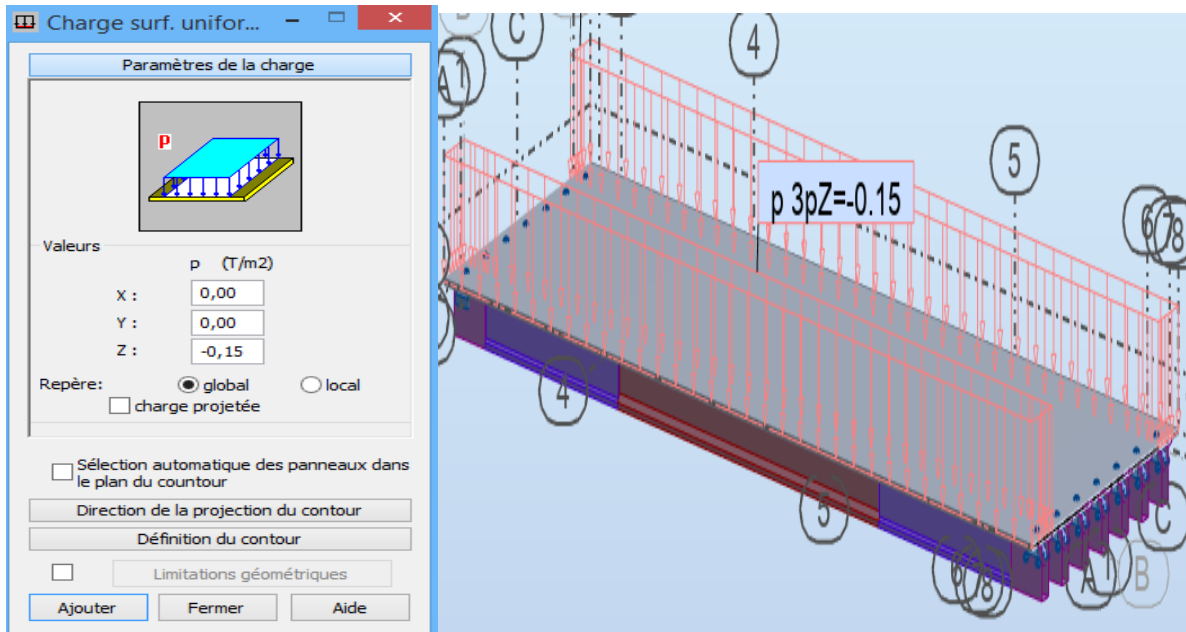


FIGURE IV. 19 : DEFINIR LA CHARGE D'EXPLOITATION DE TROTTOIR

➤ La surcharge AL

D'après le calcul effectué dans le chapitre 4 : $A(L) : 0.89\text{T/m}^2$

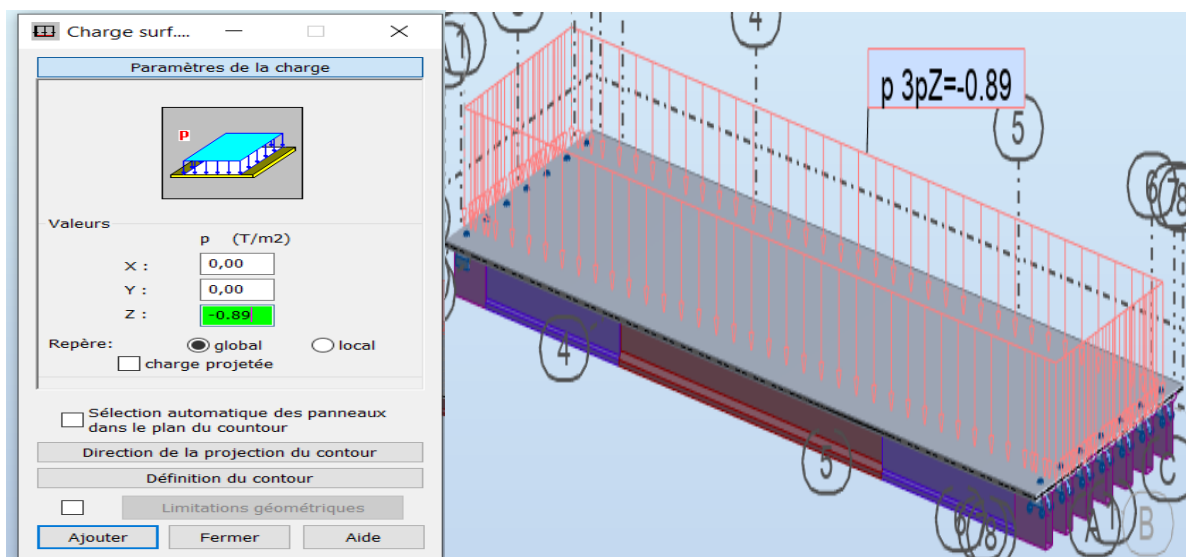


FIGURE IV. 20 : DEFINIR LA CHARGE AL

IV.4.3 Les charges roulantes

Les charges roulantes sont définies comme suit :

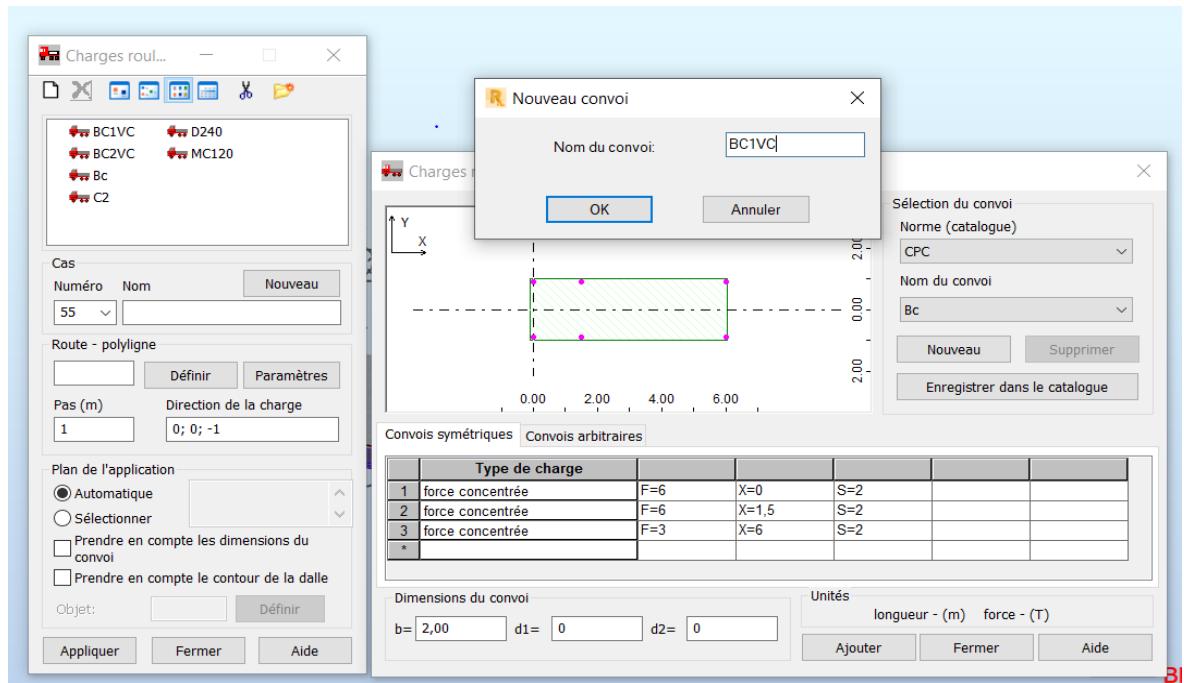


FIGURE IV. 21 : INTRODUIRE LES CHARGES ROULANTES

➤ Système de charge BC :

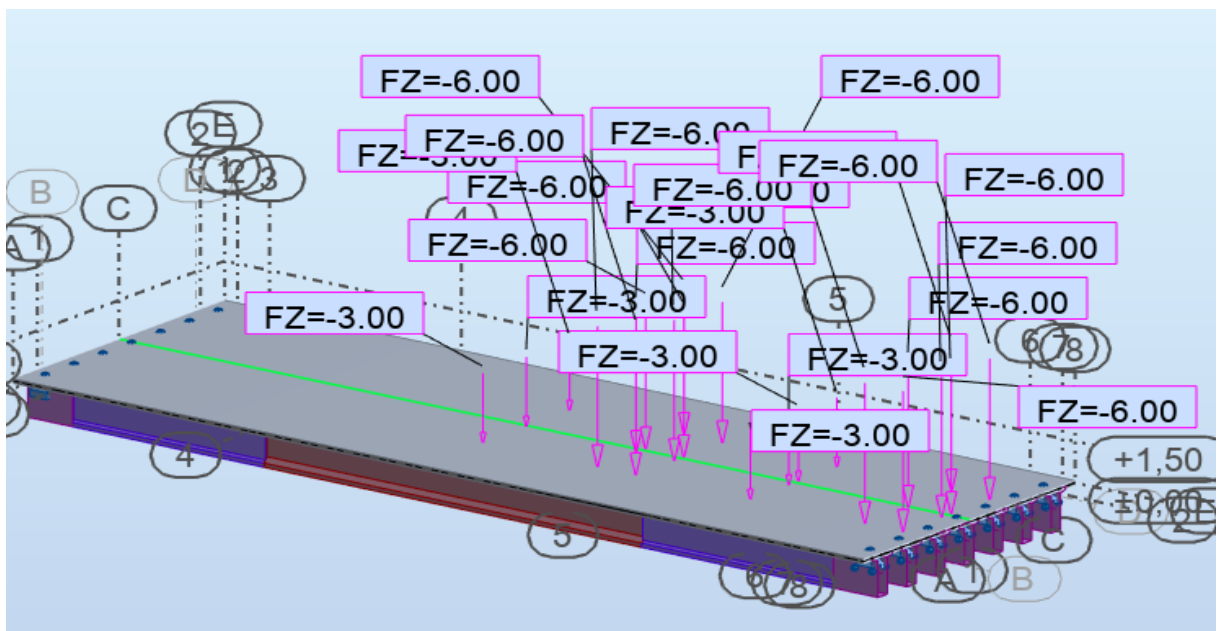


FIGURE IV. 22 : DEFINIR LA CHARGE BC

➤ **Système de charge D₂₄₀ :**

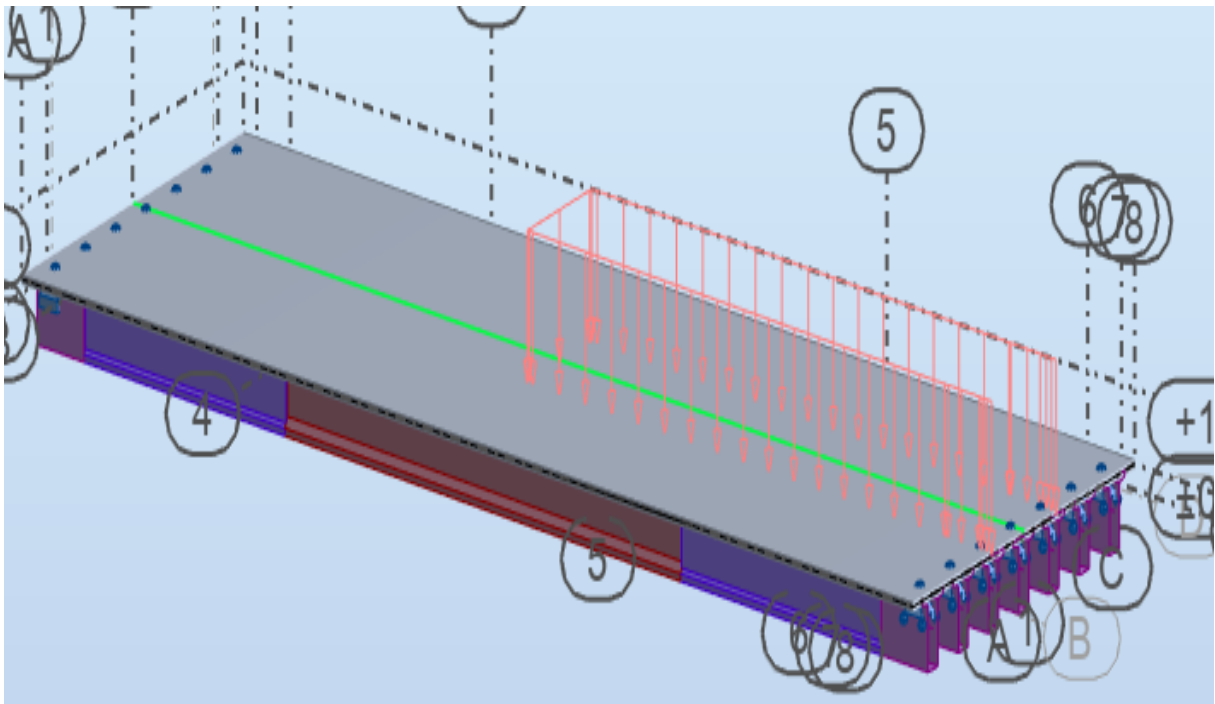


FIGURE IV. 23 : DEFINIR LA CHARGE D240

➤ **Système de charge Mc₁₂₀ :**

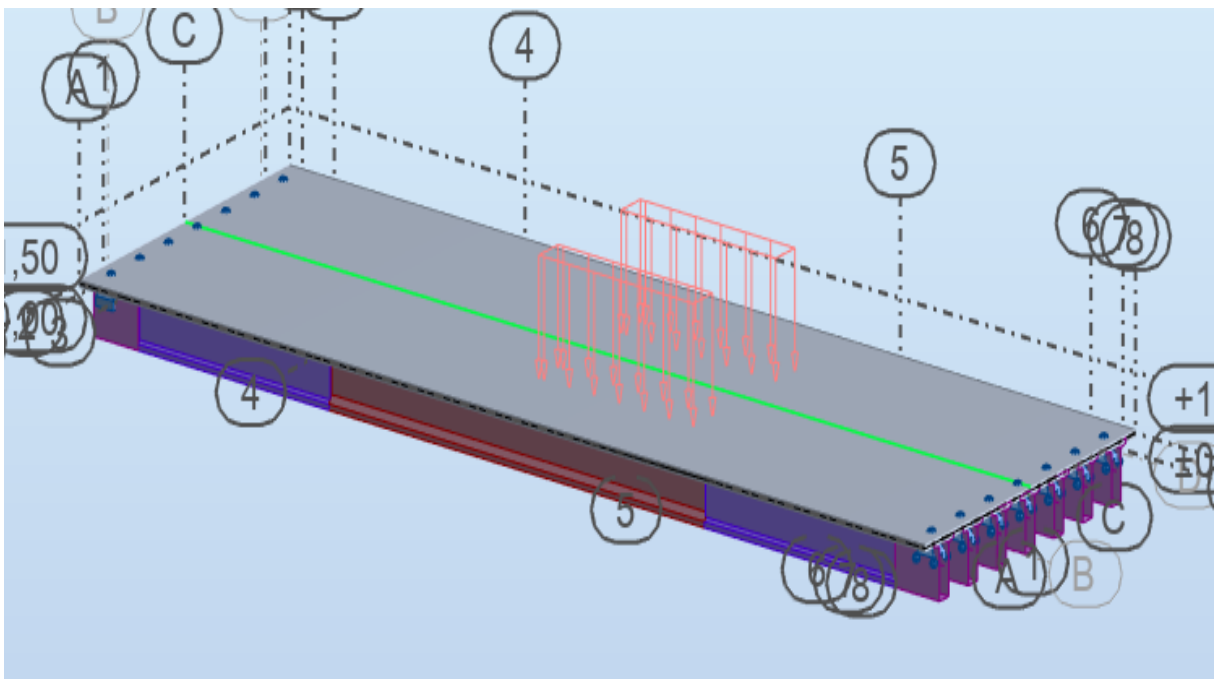


FIGURE IV. 24 : DEFINIR LA CHARGE MC 120

IV.5 Définir des combinaisons d'action et lancement du calcul

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

TABLEAU IV. 1 : LES DIFFERENTES COMBINAISONS SELON LE FASCICULE 61

| Action preponderant | Combinaisons |
|---------------------|-----------------------|
| ELU | $1,35G + 1,6(Q_t+AL)$ |
| | $1,35G+1,6(Q_t+ B_c)$ |
| | $1,35(G+M_c120)$ |
| | $1,35(G+D240)$ |
| ELS | $G+1,2(Q_t+AL)$ |
| | $G+ 1,2(Q_t+ B_c)$ |
| | $G+D240$ |
| | $G+M_c120$ |

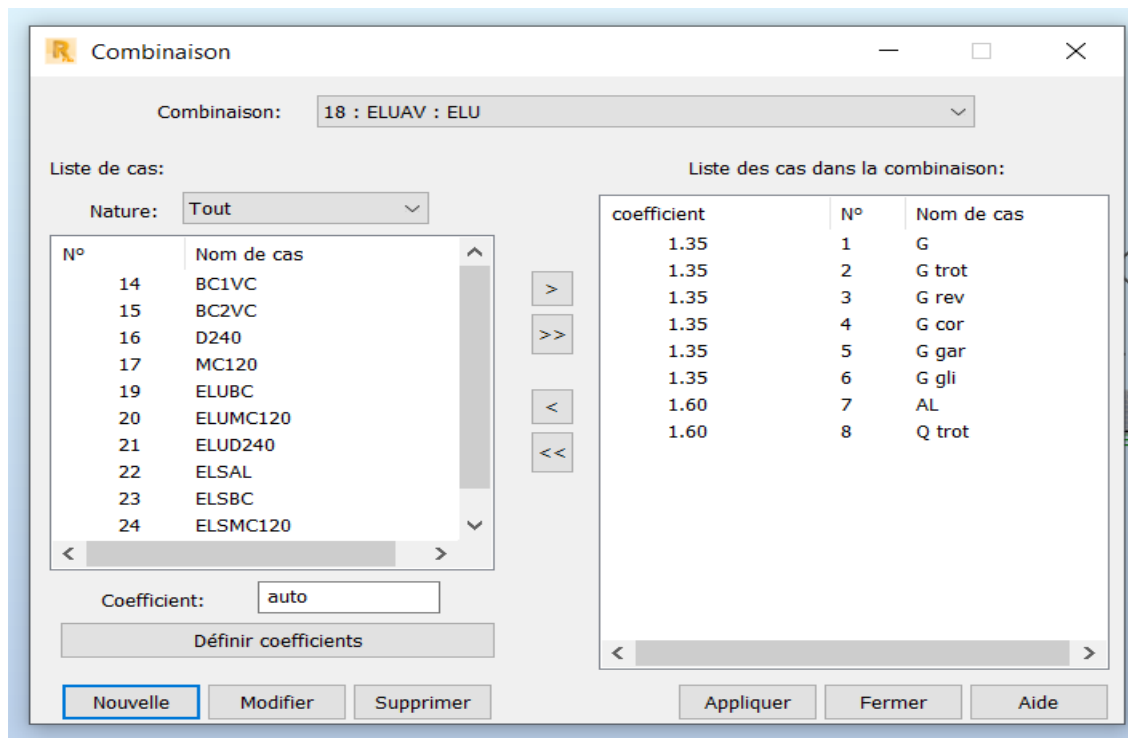


FIGURE IV. 25 : COMBINAISONS DE CHARGES

IV.5.1 Lancement du calcul

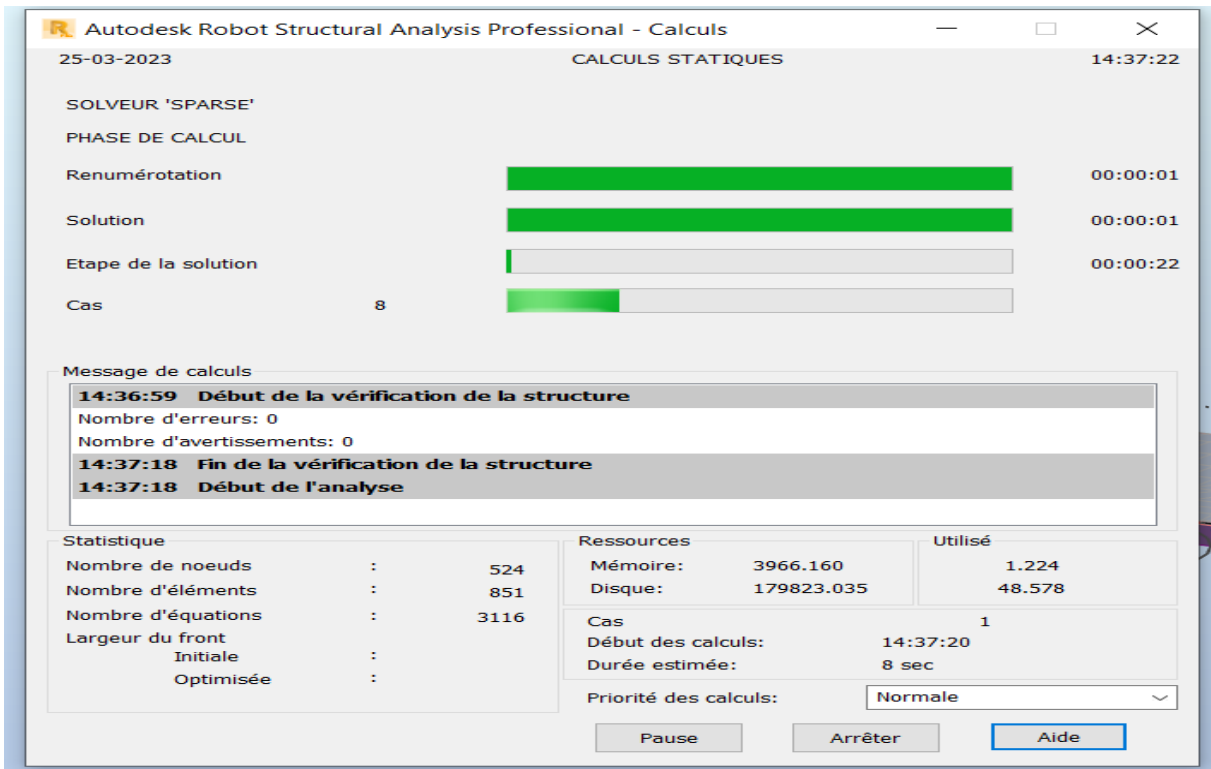


FIGURE IV. 26 : LANCEMENT DU CALCUL

IV.6 Les efforts internes dans les poutres.

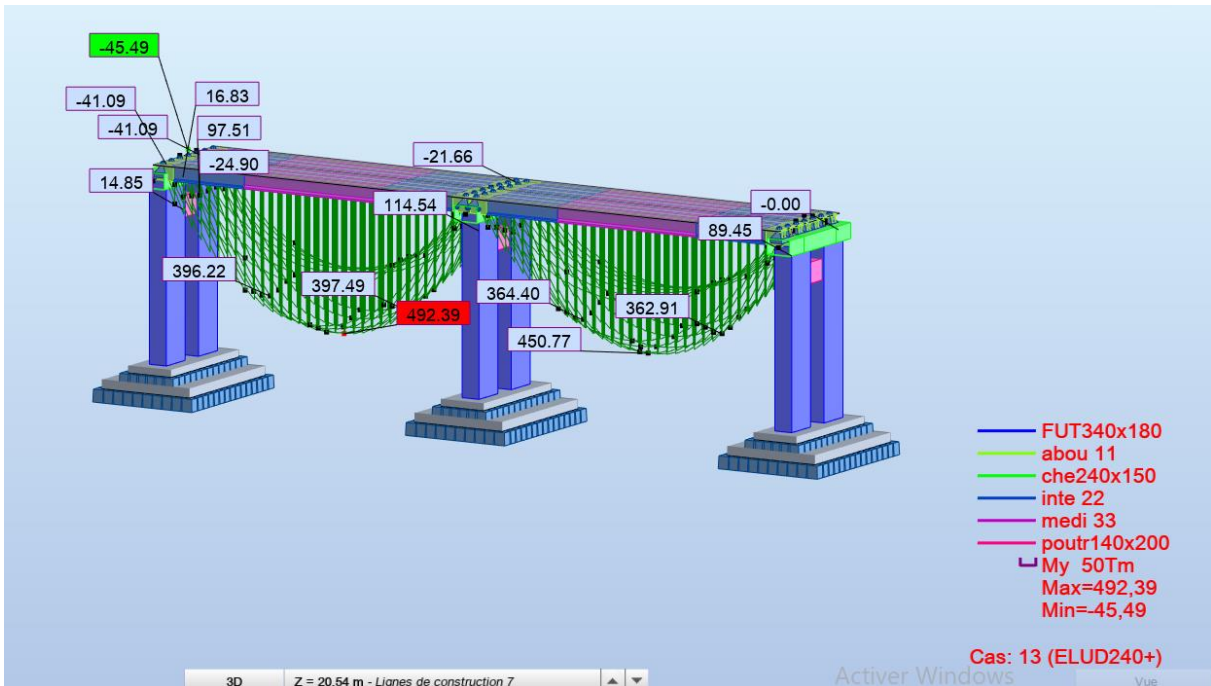


FIGURE IV. 27 : LES EFFORTS INTERNES DANS LES POUTRES

➤ **Moment fléchissant**

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable à L'ELU1,35(G + D₂₄₀) et a L'ELS (G + D₂₄₀).

$M_{max} = 492.38 \text{ T.m}$ à L'ELU.

$M_{max} = 364.73 \text{ T.m}$ à L'ELS.

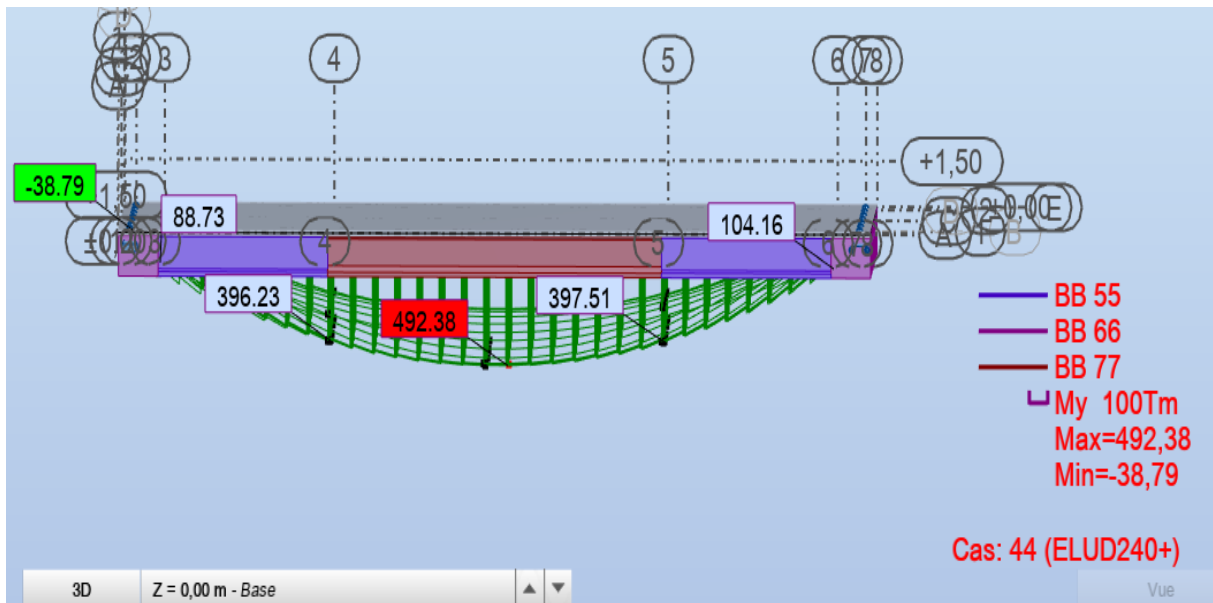


FIGURE IV. 28 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELU

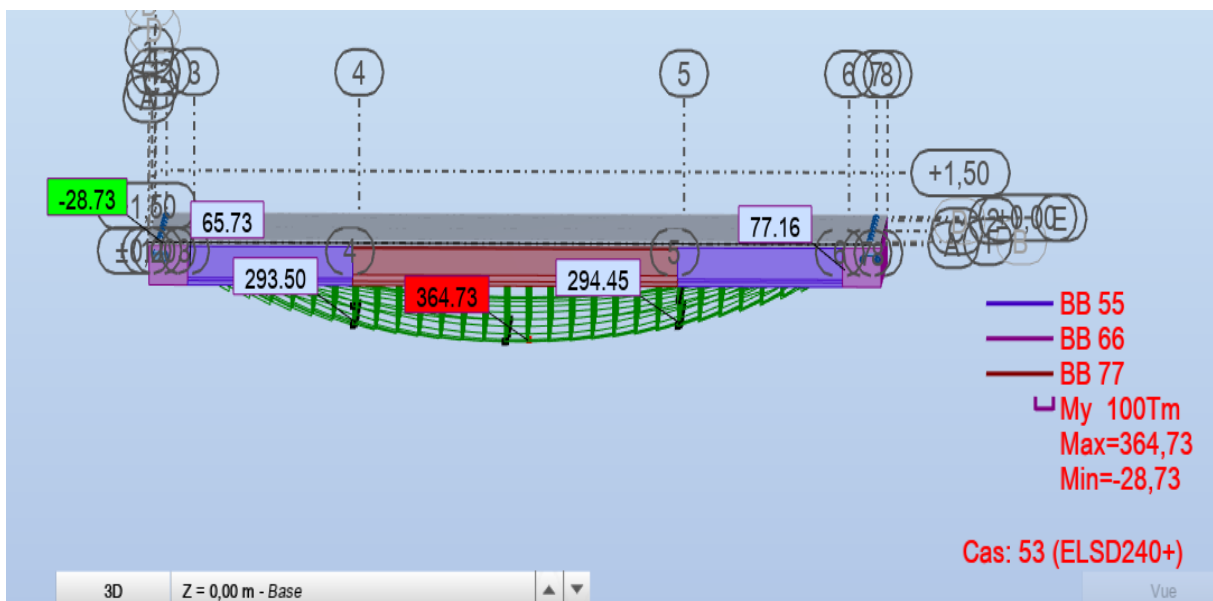


FIGURE IV. 29 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELS

➤ Effort tranchant

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable à L'ELU1,35(G + D₂₄₀) et à L'ELS (G + D₂₄₀).

$T_{max} = 117.64 \text{ t}$ à l'ELU.

$T_{max} = 83.63 \text{ t}$ à l'ELS.

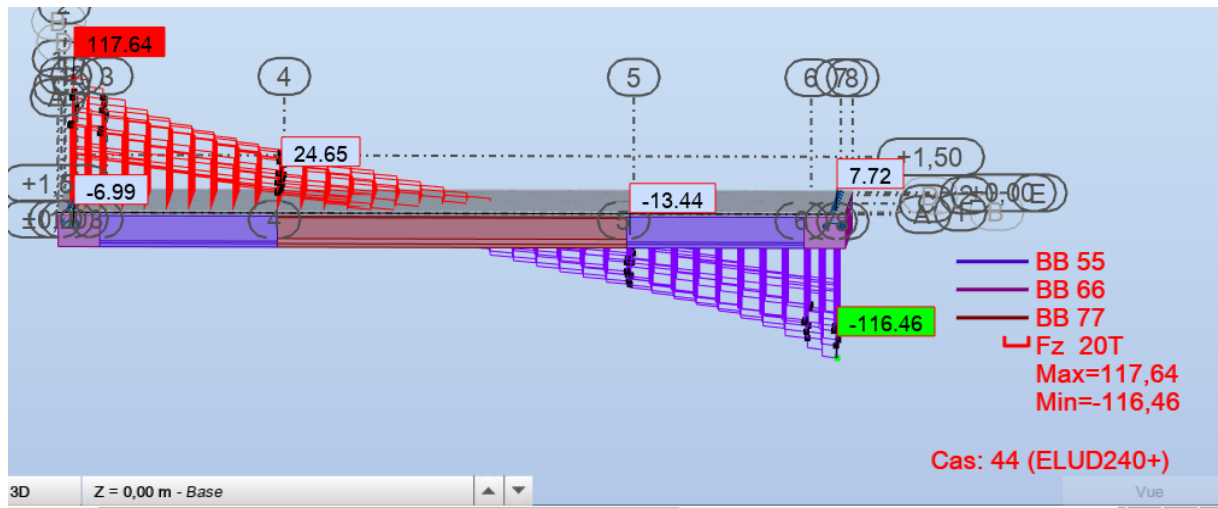


FIGURE IV. 30 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELU

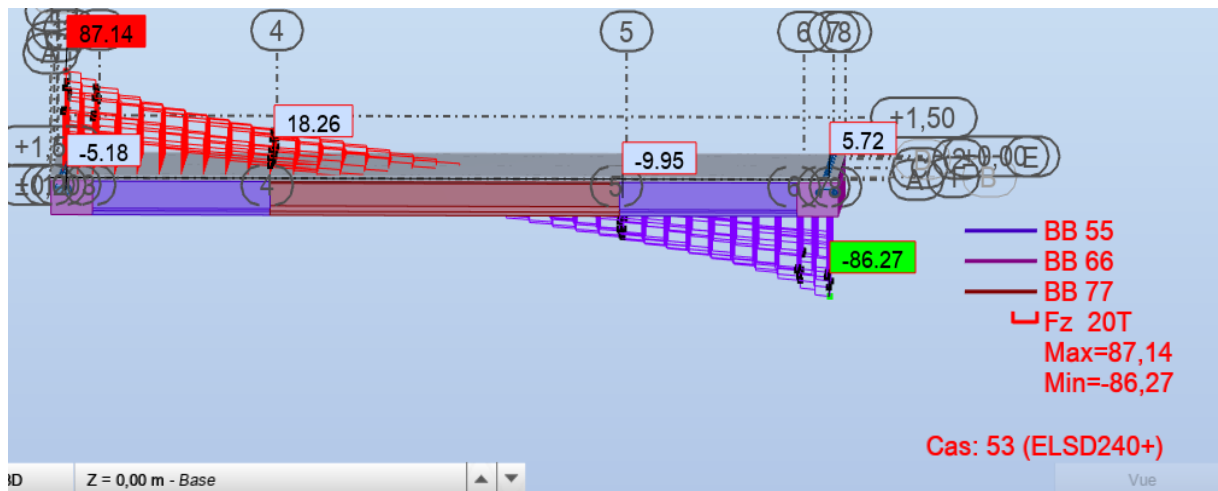


FIGURE IV. 31 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELS

CHAPITRE V : ETUDE DE PLATELAGE

V.1 Introduction

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

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

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

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale.

V.2 Résultats cartographiques

➤ A L'ELU :

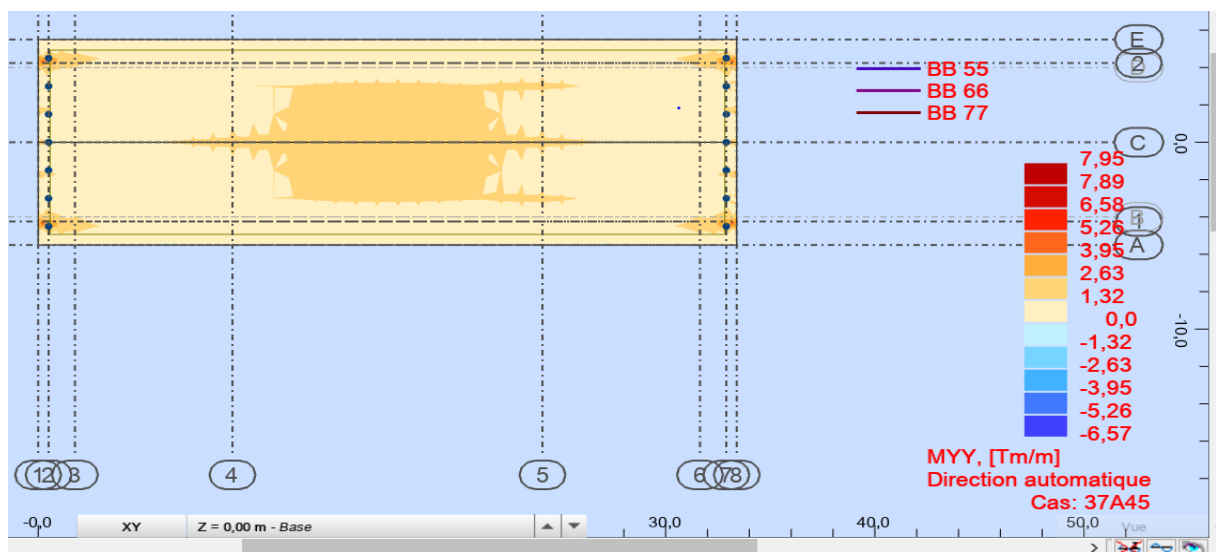


FIGURE V. 1 : MOMENT MAXIMUM TRANSVERSAL L'ELU

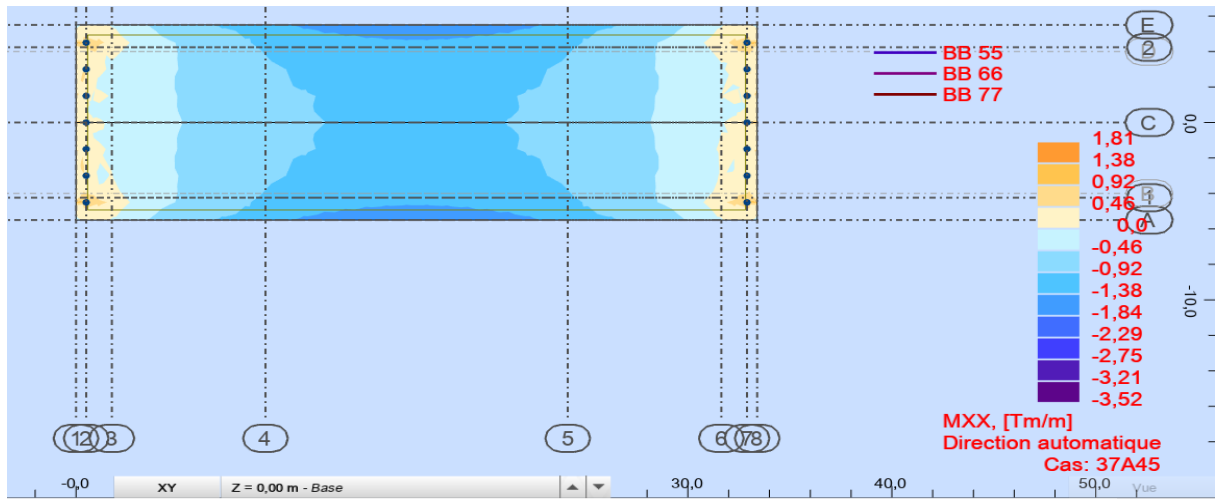


FIGURE V. 2 : MOMENT MAXIMUM LONGITUDINAL A L'ELU

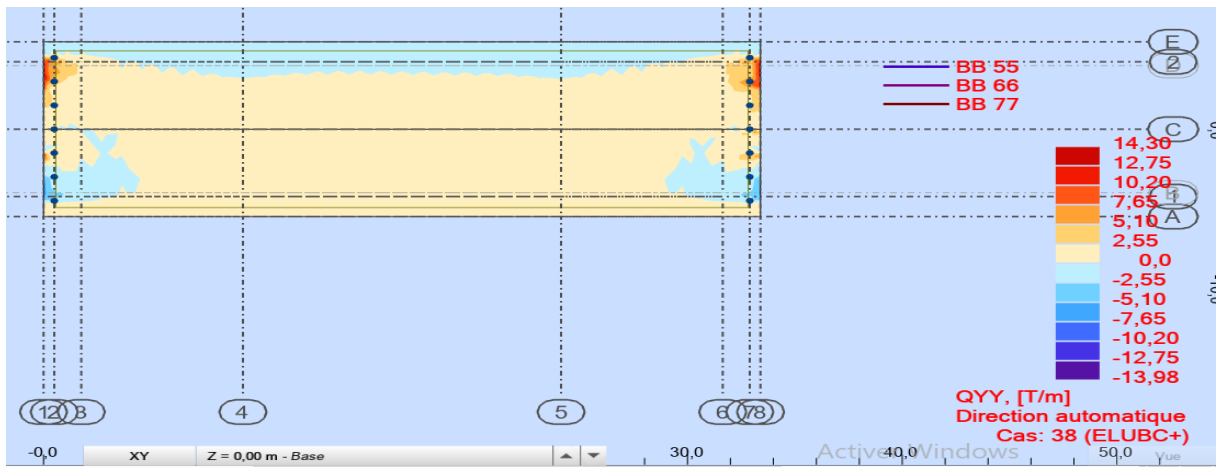


FIGURE V. 3 : EFFORT TRANCHANT TRANSVERSAL A L'ELU

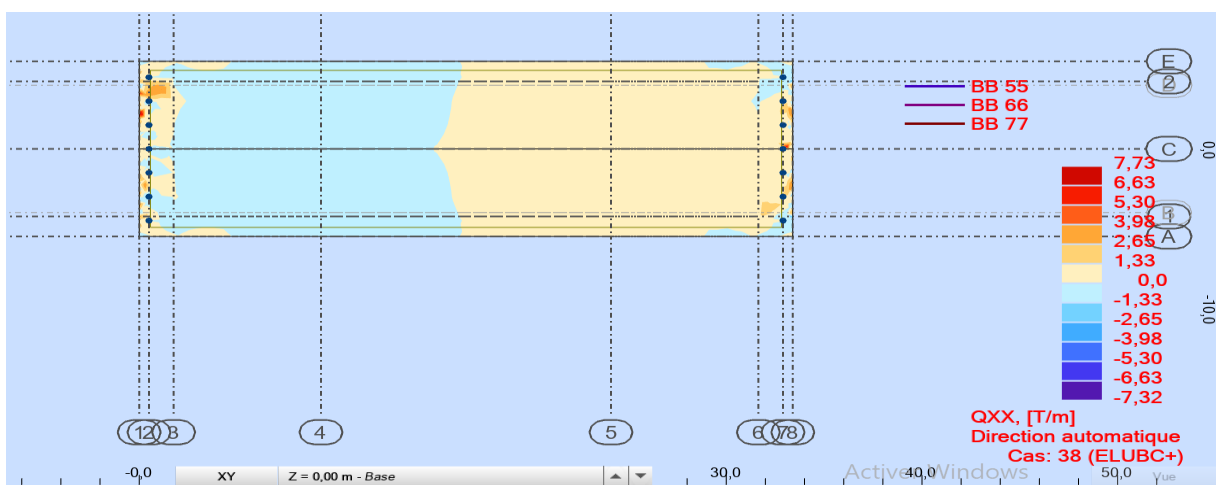


FIGURE V. 4 : EFFORT TRANCHANT LONGITUDINAL A L'ELU

➤ A L'ELS :

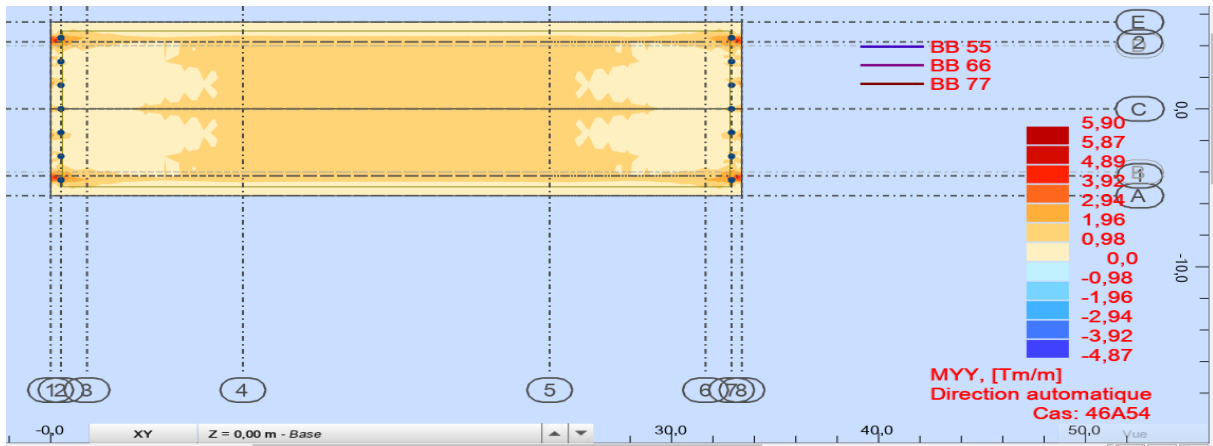


FIGURE V. 5 : MOMENT MAXIMUM TRANSVERSAL A L'ELS

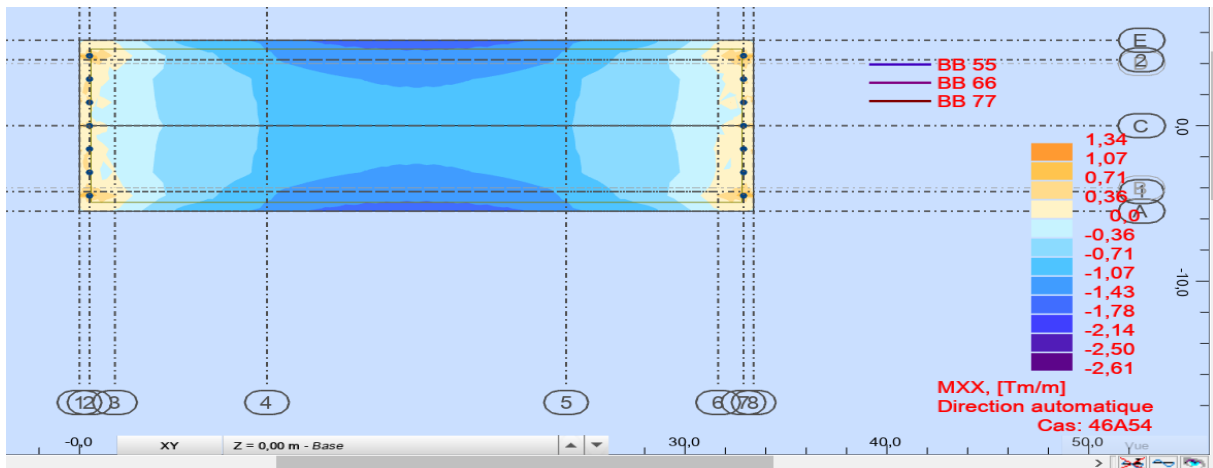


FIGURE V. 6 : MOMENT MAXIMUM LONGITUDINAL A L'ELS

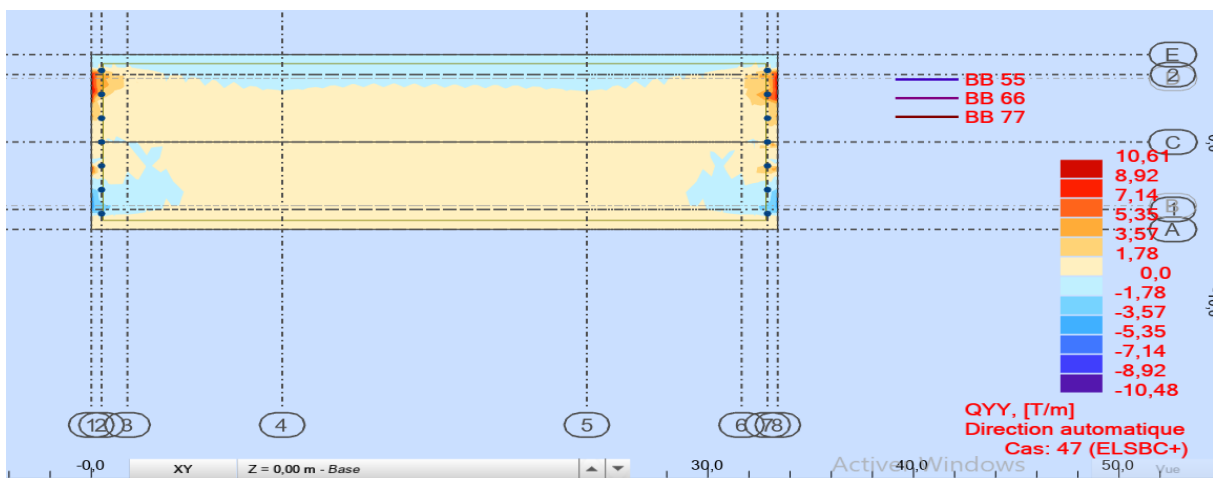


FIGURE V. 7 : EFFORT TRANCHANT TRANSVERSAL A L'ELS

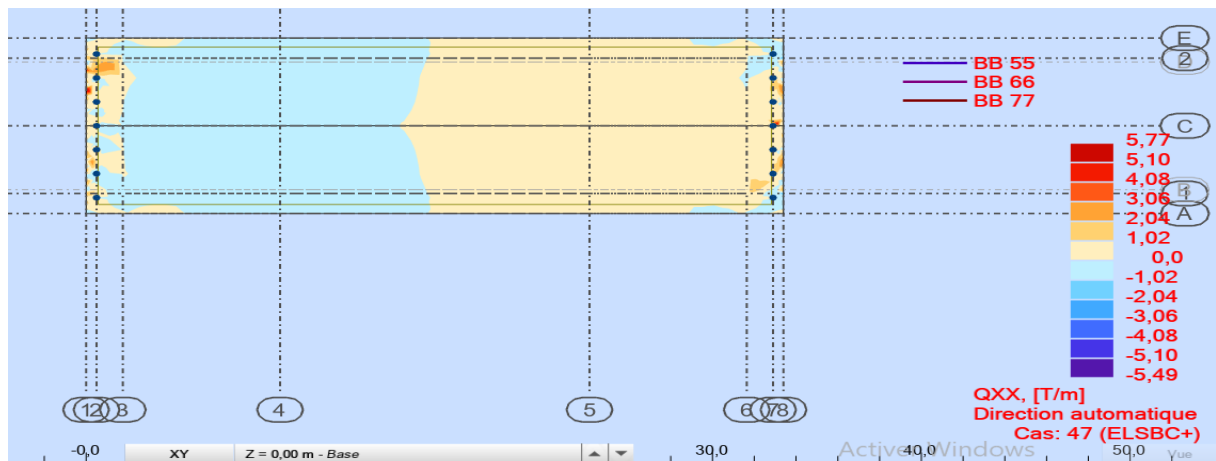


FIGURE V. 8 : EFFORT TRANCHANT LONGITUDINAL A L'ELS

V.3 Ferrailage du platelage

La dalle sera calculée à la flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

V.3.1 Dans le sens transversal

a) **En travée** : armature inférieurs

ELU:

$$M_u = 7.95 \text{ t.m}$$

$$C = 3 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20 \rightarrow d = 18 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\mu = \frac{7.95 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 19.83} = 0.124$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.124}) \rightarrow \alpha = 0.166$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.166) = 0.934$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.95 \times 10^4}{0.934 \times 18 \times 434.78} = 10.88 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_s = 5.90 \text{ t.m}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

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

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{5.90 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 228.63} = 0.0079$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0079}) \rightarrow \alpha = 0.0099$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0099) = 0.996$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.996 = 17.928$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{5.90 \times 10^4}{17.928 \times 228.63} = 14.39 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(10.87 \text{ cm}^2 ; 14.39 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 14.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}20 = 15.71 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de non fragilité du béton**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 18 \times 100 = 2.2356 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{min}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{14.30 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.794 < \min \left\{ 0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{MPa} \right\} = 3.5 \text{MPa condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B.A.E.L(A6.1,3)}.$$

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.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 20 = 314$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{14.30 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 314} = 2.81 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Eux appui : armatures supérieures

ELU :

$$M_u = 6.57 \text{ t.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{6.57 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 19.83} = 0.102$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.102}) \rightarrow \alpha = 0.135$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.135) = 0.906$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.57 \times 10^4}{0.906 \times 18 \times 434.78} = 9.26 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_S = 4.87 \text{ t.m}$$

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

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

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

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{4.87 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 228.63} = 0.0066$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0066}) \rightarrow \alpha = 0.0083$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0083) = 0.997$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.997 = 17.946$$

$$A_s = \frac{M_S}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.87 \times 10^4}{17.946 \times 228.63} = 11.87 \text{ cm}^2$$

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

Donc : $A = \text{Max}(9.26 \text{ cm}^2 ; 11.87 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 11.87 \text{ cm}^2$

Soit 6HA16 = 12.06 cm²

➤ **Béton vérification de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 18 \times 100 = 2.2356 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{13.98 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.776 < \min \left\{ 0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B.A.E.L(A6.1,3).}$$

ψ_s = Coefficient descellement 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.

$$\sum u = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 16 = 301.44$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.98 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 301.44} = 2.86 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{condition vérifier}$$

V.3.2 Ferrailage longitudinal

a) En travée : armatures inférieures

ELU :

$$M_u = 1.81 \text{ t.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{1.81 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 19.83} = 0.028$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) \rightarrow \alpha = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.036) = 0.986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.81 \times 10^4}{0.986 \times 18 \times 434.78} = 2.35 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_s = 1.34 \text{ t.m}$$

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

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

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

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{1.34 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 228.63} = 0.0018$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0018}) \rightarrow \alpha = 0.0022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0022) = 0.999$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.999 = 17.982$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{1.34 \times 10^4}{17.982 \times 228.63} = 3.26 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(2.35 \text{ cm}^2 ; 3.26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ **Béton vérification de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 18 \times 100 = 2.2356 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{7.73 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.43 < \min\left\{0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3.5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B.A.E.L (A6.1,3).}$$

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

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

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

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

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.73 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 2.53 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) En appui

ELU :

$$M_u = 3.52 \text{ t.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{3.52 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 19.83} = 0.055$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) \rightarrow \alpha = 0.071$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.071) = 0.972$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.52 \times 10^4}{0.972 \times 18 \times 434.78} = 4.63 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_s = 2.61 \text{ t.m}$$

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

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

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

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7\text{Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{2.61 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 228.63} = 0.0035$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0035}) \rightarrow \alpha = 0.0044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0044) = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.998 = 17.964$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{2.61 \times 10^4}{17.964 \times 228.63} = 6.35 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(4.63 \text{ cm}^2 ; 6.35 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{max}(A_s, A_{min}) = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Béton vérification de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 18 \times 100 = 2.2356 \text{ cm}^2.$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7\text{Mpa}$$

$$A \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{7.32 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.406 < \min\left\{0.15 \frac{35}{1.5}; 4\text{MPa}\right\} = 3.5\text{MPa} \text{ condition vérifiée .}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B.A.E.L(A6.1,3)}.$$

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.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.32 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 1.99 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

TABLEAU V. 1 : RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE

| Sens transversal | | Sens longitudinal | |
|------------------|------------------|-------------------|------------------|
| Nappe inférieure | Nappe supérieure | Nappe inférieure | Nappe supérieure |
| 5HA20 | 6HA16 | 5HA12 | 6HA12 |

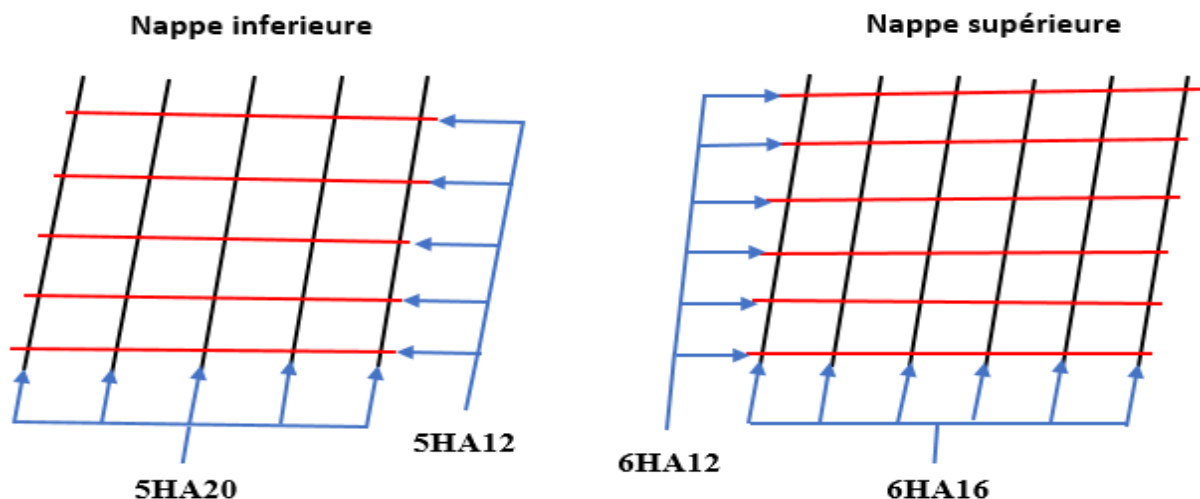


FIGURE V. 9 : VUE EN PLAN DU FERRAILLAGE DE LA DALLE

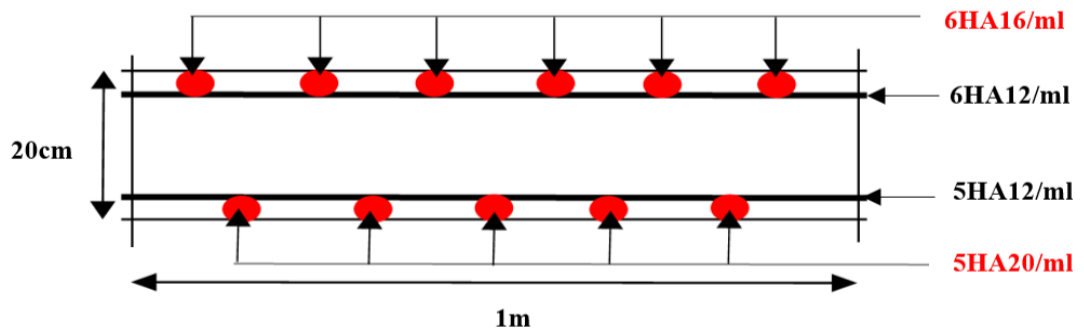


FIGURE V. 10 : FERRAILLAGE DANS LE SENS TRANSVERSAL

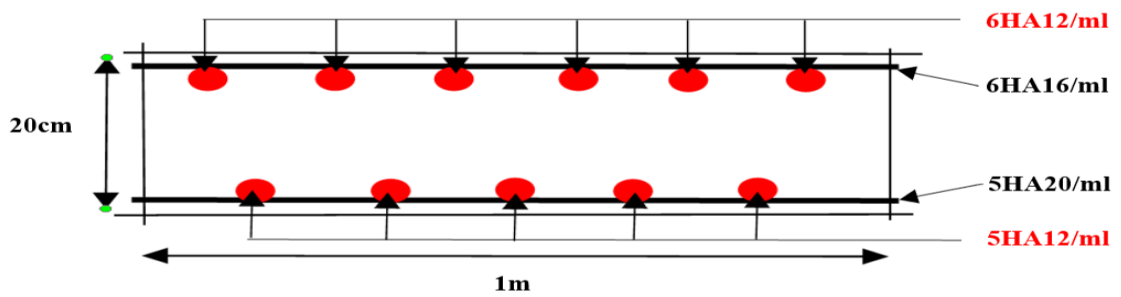


FIGURE V. 11 : FERRAILLAGE DANS LE SENS LONGITUDINAL

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

VI.1 Introduction

D'après l'inventeur de la précontrainte, Eugène Freyssinet 1928, « Pré contraindre une section c'est soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composantes avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération ». Cette technique, consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- **Précontrainte par post-tension.**
- **Précontrainte par pré-tension.**

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

a) Précontrainte par post-tension

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

VI.2 Etude de la précontrainte

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

VI.2.1 Précontrainte minimale

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

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

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

Avec :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

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

M_{\max} : Moment maximale sous l'effet de D_{240} (en charge)

$$M_{\max} = 492.38 \text{ t.m}$$

M_{\min} : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{\min} = 180.08 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 492.38 - 180.08 = 312.3 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 312.3 \text{ t.m.}$$

TABLEAU VI. 1 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION NETTE (MEDIANE)

| | B(cm²) | I_G(cm⁴) | V(cm) | V'(cm) | ρ(%) | H(cm) |
|---------------------------|--------------------------|--------------------------------------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Poutre seule | 5161 | 10750918.5 | 65.9816218 | 84.0183782 | 37.57 | 150 |
| Poutre avec hourdi | 8161 | 21803811.72 | 58.050625 | 111.9493751 | 41.11 | 170 |

➤ **Les contraintes limite**

La contrainte de traction du béton est :

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = -2.7 \text{ Mpa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times (2.7) = -4,05 \text{ Mpa (hors de la section d'enrobage)}$$

➤ **En sections sous critique**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \overline{\sigma}_{ti} + V' \cdot \overline{\sigma}_{ts}).$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{p}.$$

➤ **En sections sous critique**

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

d : enrobage des armatures

$$d' = h - 0.9h = 15 \text{ cm avec } (h = 150 \text{ cm}).$$

• **Application**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \overline{\sigma}_{ti} + V' \cdot \overline{\sigma}_{ts})$$

$$\overline{\sigma}_{ti} = \overline{\sigma}_{ts} \text{ et } (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{312.3 \times 10^3}{0.37 \times 150} + \frac{5161}{150} \times [65.98 \times (-2.7 \times 10^{-1}) + 84.02 \times (-4.05 \times 10^{-1})]$$

$$P_1 = \mathbf{3843.29 \text{ KN}}$$

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$P_2 = \frac{492.38 \times 10^3 + 0.37 \times 5161 \times 65.98 \times (-2.7 \times 10^{-1})}{0.37 \times 65.98 + 84.02 - 15}$$

$$P_2 = \mathbf{4905.8 \text{ KN}}$$

$$P_1 = \mathbf{3843.29 \text{ KN}} < P_2 = \mathbf{4905.8 \text{ KN}}$$

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

Donc :

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

$$P_{\min} = \mathbf{\text{Max}(P_1 = 3843.29 \text{ KN} ; P_2 = 4905.8 \text{ KN}).}$$

Alors l'excentricité e_0

$$e_0 = -(V' - d') = -(84.02 - 15) = -69.02 \text{ cm}$$

VI.2.2 Calcul du nombre de câble

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

On a estimé les pertes de précontrainte à 32 % :

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

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{4905.8}{0.68} = 7214.41 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

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

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **7T15** de type FREYSSINET (classe 1770) :

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

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

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

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{7214.41}{1486.485} = 4.85 \text{ soit } n = 5 \text{ cables de 7T15}$$

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

VI.2.3 Vérification des sections

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{ts}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{Cl}} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{cs}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{tl}} \end{cases}$$

$\overline{\sigma}_{\text{Cl}}$ et $\overline{\sigma}_{\text{cs}}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\overline{\sigma}_{\text{ts}}$ Et $\overline{\sigma}_{\text{tl}}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

a) Vérification des contraintes à la mise en tension

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

➤ Contrainte limite**• En compression**

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 17.94 \text{ Mpa}$$

• En traction

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.394 = -3.592 \text{ Mpa} & \text{(hors de la section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.394 \text{ Mpa} & \text{(dans la section d'enrobage)} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.394 \text{ Mpa}$$

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

b) Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(84.02 - 15) = -69.02 \text{ cm}$$

À la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $G = 1.5125 \text{ t/ml}$.

(Dans le chapitre 03).

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.5125 \times 33.4^2}{8} = 210.9 \text{ t.m} \Rightarrow 2109 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{6986.48}{5161} + 6986.48 \times \frac{(-69.02) \times 65.98}{10750918.5} + 2109 \times \frac{65.98 \times 10^2}{10750918.5} = -0.311 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = -3.11 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.94 \Rightarrow \text{À la fibre inférieure.}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6986.48}{5161} - 6986.48 \times \frac{(-69.02) \times 84.02}{10750918.5} - 2109 \times \frac{84.02 \times 10^2}{10750918.5} = 3.47 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 34.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 34.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.94 \text{ MPa}$$

⇒ **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.2.4 Détermination du nombre de câble à l'about

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.94$$

$$P = 0.94 P_{\min} = 0.94 \times 1486.485 \times n \quad (n = \text{nombre des câbles})$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.94 \times 1486.485 \times n}{5161} + (0.94 \times 1486.485 \times n) \times \frac{(-69.02) \times 65.98}{10750918.5} + 2109 \times \frac{65.98 \times 10^2}{10750918.5} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ts} = (0.27n - 0.59n + 1.29) \times 10 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ Mpa} \Rightarrow n \leq 5.15 \quad \dots (1)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0.94 \times 1486.485 \times n}{5161} - (0.94 \times 1486.485 \times n) \times \frac{(-69.02) \times 84.02}{10750918.5} - 2109 \times \frac{84.02 \times 10^2}{10750918.5} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = (0.27n + 0.75n - 1.65) \times 10 \leq 17.94 \text{ MPa} \Rightarrow n \leq 3.38 \quad \dots (2)$$

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

Conclusion

La mise en tension en deux familles des câbles, trois câbles à l'about, deux câbles à l'extrados.

VI.3 Trace des câbles

VI.3.1 Positionnement

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

VI.3.2 Principe

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les

appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

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

➤ **Câble about :**

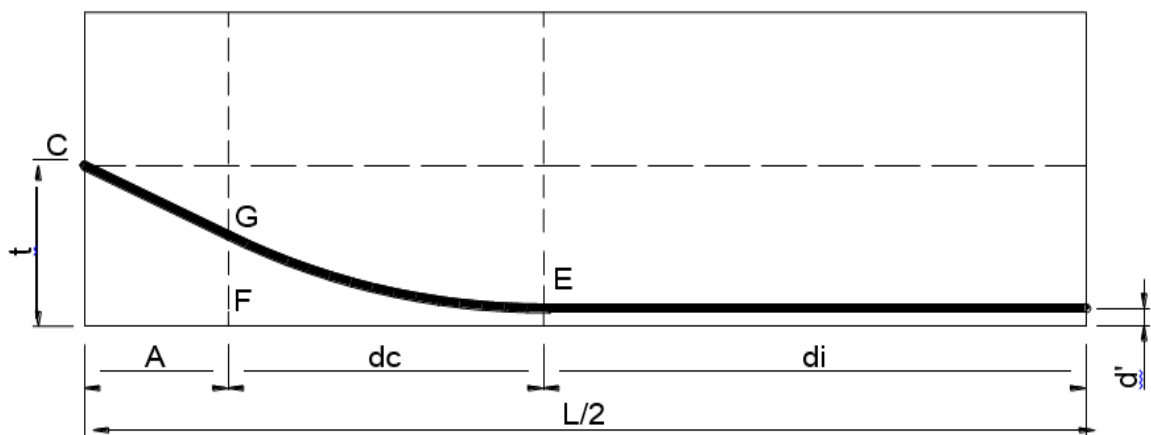


FIGURE VI. 1 : TRACE D'UN CÂBLE

E : point du début de relevage.

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

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

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

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

Donc :

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

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

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

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

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

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

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

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

➤ **Câble émergeant (extrados) :**

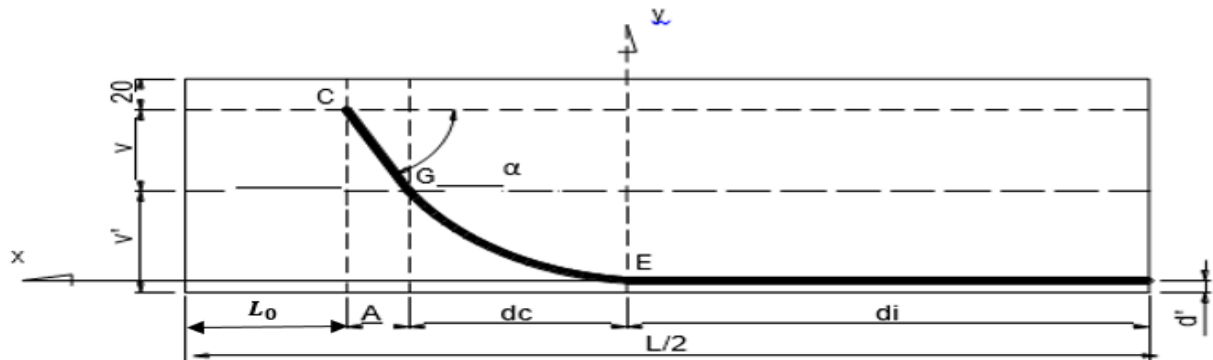


FIGURE VI. 2 : TRACE DE CABLE EMERGEANT

$$L_0 \leq \frac{L}{4} = \frac{33.4}{4} = 8.35m$$

On prend $L_0 = 3m$ pour le câble n°4 et $L_0 = 5m$ pour le câble n°5

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

$$\text{Pour : } x = dc \rightarrow Y = a \cdot c^2 \quad \text{----- (1)}$$

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

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

On remplace (3) dans (1) :

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

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

VI.3.3 Application au projet

➤ Câbles d'about (aux appuis)

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

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

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

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = R$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inf} = R \times v' = P_1 \times d + P_2 \times (a' + d) + P_3 \times (2a' + d).$$

$$v' = a' - d$$

$$a' = v' - d = 84.02 - 35 = 49.02 \text{ cm.}$$

$$v - a' = 65.98 - 49.02 = 16.96 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm.}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

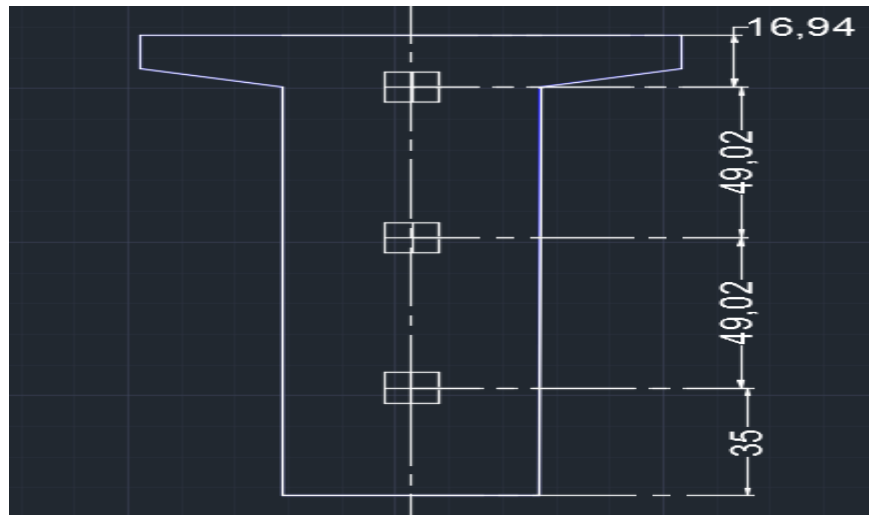


FIGURE VI. 3 : DISPOSITION DES CABLES SE PRECONTRAINTE

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 5^\circ, \alpha_2 = 13^\circ, \alpha_3 = 18^\circ.$$

Exemple de calcul :

Câble d'about

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 5} (0.35 - \tan 5 - 0.15) = 2.57\text{m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 5}{2 \times 2.57} = 0.017$$

Câble émergeant (extrados) :

$$dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\tan \alpha} = dc = \frac{2 \cdot (84.02 - 21)}{\tan 25} = 270.29\text{cm} = 2.7\text{m}$$

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

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

TABLEAU VI. 2 : PARAMETRES DE CALCUL DE LA 1ERE ET 2EME FAMILLE DE CABLES

| | N°câble | a(°) | tan α | t(m) | d'(m) | dc(m) | a |
|--------------|---------|------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 1ère famille | 1 | 5 | 0.0875 | 0.3500 | 0.15 | 2.57 | 0.017 |
| | 2 | 13 | 0.2309 | 0.8402 | 0.15 | 3.98 | 0.029 |
| | 3 | 18 | 0.2867 | 1.3304 | 0.15 | 5.27 | 0.031 |
| 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 |

Pour la 2^{ème} famille $b = \frac{v}{\tan \alpha} = \frac{65.98}{\tan 25} = 1.4\text{m}$

VI.3.4 Tracé des câbles

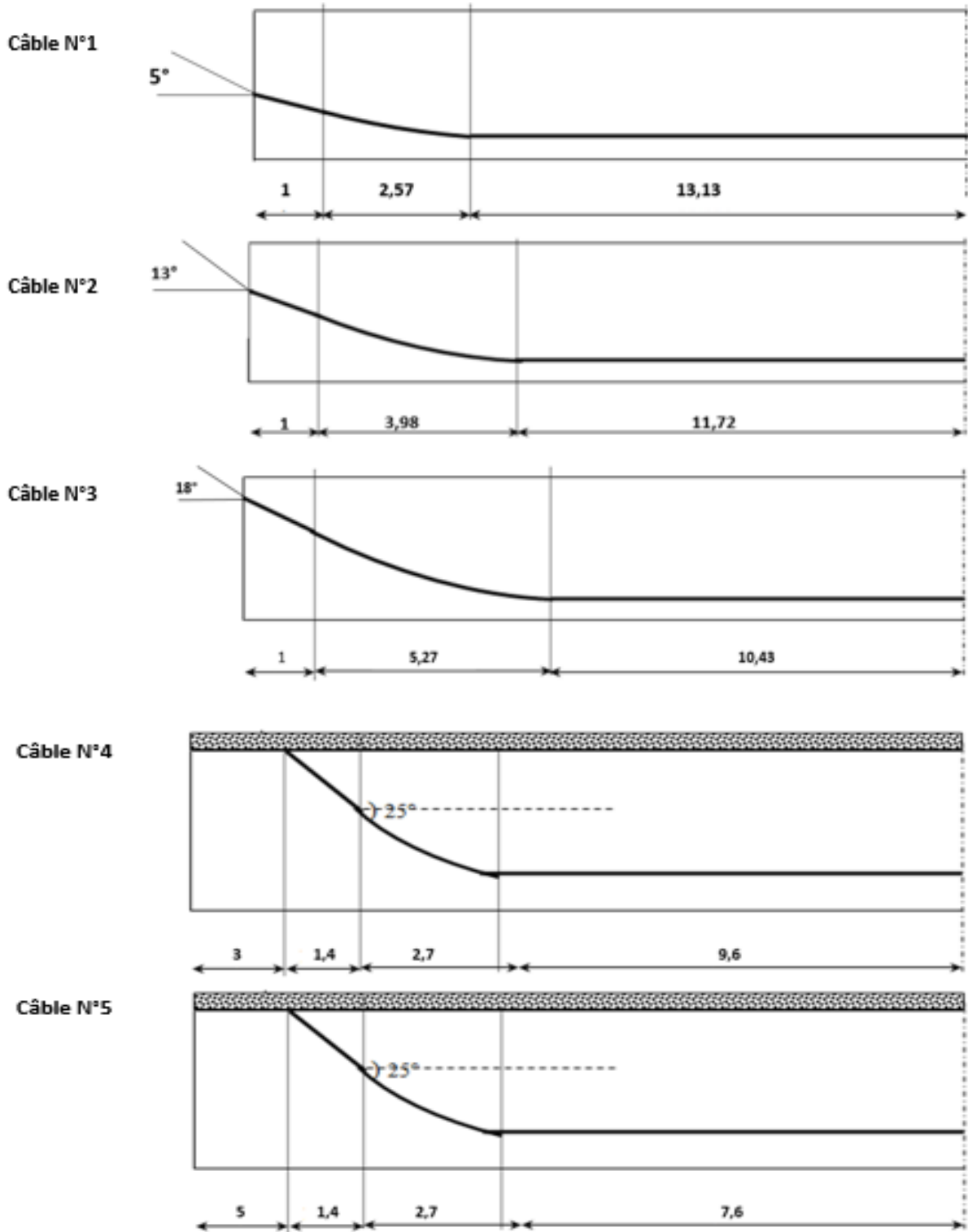


FIGURE VI. 4 : TRACE DES CABLE

➤ **Longueur totale du câble**

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

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

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 1ere famille}$$

$$L_r = \frac{A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 2ème famille}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 5} = 1.50 \text{ pour les câbles de 1ere famille} \right.$$

$$L_r = \left\{ \frac{A}{\cos \alpha} = \frac{1.4}{\cos 25} = 1.54 \text{ pour les câbles de 2ème famille} \right.$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.017} \left[\ln \left(2 \times 0.017 \times 2.57 + \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 2.57)^2} \right) + 2 \times 0.017 \times 2.57 \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 2.57)^2} \right] = 2.57 \text{m}$$

TABLEAU VI. 3 : RECAPITULATIF DES LONGUEURS DES CABLES

| N°Cables | Lr(m) | Lc(m) | Ld(m) | Lt | Lt x 2 |
|----------|-------|-------|-------|-------|--------|
| 1 | 1.50 | 2.57 | 13.13 | 17.20 | 34.4 |
| 2 | 1.54 | 4.01 | 11.72 | 17.27 | 34.54 |
| 3 | 1.58 | 5.36 | 10.43 | 17.37 | 34.74 |
| 4 | 1.54 | 2.79 | 9.6 | 13.93 | 27.86 |
| 5 | 1.54 | 2.79 | 7.6 | 11.93 | 23.86 |

VI.3.5 Câble moyen fictif

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

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

Remarque :

À la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul

➤ **Section d'appui : 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) : $t_1 = 0.262$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.609$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 1.011$ m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.262 + 0.609 + 1.011}{3} = 0.627 \text{ m}$$

TABLEAU VI. 4 : CABLE 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 | 0.262 | 0.627 | Câble | ti | t _{moy} | Câble | ti | T _{moy} |
| 2 | 0.8402 | | 2 | 0.609 | | 1 | 0.155 | 0.3 | 1 | 0.155 | 0.575 |
| 3 | 1.3304 | | 3 | 1.011 | | 2 | 0.264 | | 2 | 0.264 | |
| | | | | | 3 | 0.481 | 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 | 0.185 | 0.178 | 1 | 0.185 | 0.479 | 1 | 0.15 | 0.15 | 1 | 0.15 | 0.174 |
| 2 | 0.15 | | 2 | 0.15 | | 2 | 0.15 | | | | |
| 3 | 0.2 | | 3 | 0.2 | | 3 | 0.15 | | | | |
| | | | 4 | 0.36 | | | | | 4 | 0.21 | |
| | | | 5 | 1.5 | | | | | 5 | 0.21 | |

VI.4 Caractéristiques géométriques des sections nettes

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

➤ Composante de la précontrainte à la section d'appui

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

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



FIGURE VI. 5 : COMPOSANTES DE LA FORCE DE PRECONTRAINTE

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 PRECONTRAINTE A L'ABOUT (POUTRE SEULE)

| N° du câble | α (°) | $\sin \alpha$ | $\cos \alpha$ | Z_i (m) | $Z_i \times \cos \alpha$ | Z_i^2 (m ²) |
|-------------|--------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|---------------------------|
| 1 | 5 | 0.0871 | 0.9962 | 0.35 | 0.3487 | 0.1225 |
| 2 | 13 | 0.2249 | 0.9744 | 0.8402 | 0.8187 | 0.7059 |
| 3 | 18 | 0.3090 | 0.9510 | 1.3304 | 1.2652 | 1.7699 |
| Σ | / | / | 2.9216 | 2.5206 | 2.4326 | 2.5983 |

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.4326}{2.9216} = 0.8326 \text{ m}$$

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

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

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

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

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

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 6^2}{4} = 28.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 28.26 = 3 \times 28.26 = 84.78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 83.26 \times 84.78 = 7058.7828 \text{ cm}^3$$

TABLEAU VI. 6 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION D'ABOUT SANS HOURDIS

| Désignation | B (cm ²) | Z (cm) | S _Δ (cm ³) | I _Δ (cm ⁴) |
|---------------|----------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Section brute | 7942 | 83.26 | 646026.5 | 69163653.33 |
| Gainés | 84.78 | | 7058.7828 | 734470.335 |
| Section nette | 7857.22 | | 638967.7172 | 68429183 |

| V' (cm) | V (cm) | I _G (cm ⁴) | ρ (%) | e _p (cm) |
|---------|--------|-----------------------------------|-------|---------------------|
| 81.32 | 68.68 | 16466816.71 | 37.52 | 1.94 |

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{638967.7172}{7857.22} = 81.32 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 81.32 = 68.68 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 68429183 - \frac{(638967.7172)^2}{7857.22} = 16466816.71 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{16466816.71}{7857.22 \times 68.68 \times 81.32} \times 100 = 37.52 \%$$

$$e_p = Z - V' = 83.26 - 81.32 = 1.94 \text{ cm}$$

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

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

TABLEAU VI. 7 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION D'ABOUT + HOURDIS

| Désignation | B (cm ²) | Z (cm) | S _Δ (cm ³) | I _Δ (cm ⁴) |
|---------------|----------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Section brute | 10942 | 83.26 | 1126026.5 | 146080320 |
| Gaines | 84.78 | | 7058.7828 | 734470.335 |
| Section nette | 10857.22 | | 1118967.717 | 145345849.7 |

| V' (cm) | V (cm) | I _G (cm ⁴) | ρ (%) | e _p (cm) |
|---------|--------|-----------------------------------|-------|---------------------|
| 103.06 | 66.94 | 30022705.13 | 40.08 | -19.8 |

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1118967.717}{10857.22} = 103.06 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 170 - 103.06 = 66.94 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 145345849.7 - \frac{(1118967.717)^2}{10857.22} = 30022705.13 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{30022705.13}{10857.22 \times 66.94 \times 103.06} \times 100 = 40.08 \%$$

$e_p = Z - V' = 83.26 - 103.06 = -19.8 \text{ cm}$ Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

TABLEAU VI. 8 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES DIFFERENTES SECTIONS

| Section | Section d'about | | Section à 1m de l'about | |
|-----------------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|-----------------|
| | Poutre seule | Poutre+ hourdis | Poutre seule | Poutre+ hourdis |
| B (cm ²) | 7857.22 | 10857.22 | 7857.22 | 10857.22 |
| V' (cm) | 81.32 | 103.06 | 81.55 | 103.23 |
| V (cm) | 68.68 | 66.94 | 68.45 | 66.77 |
| I _G (cm ⁴) | 16466816.71 | 30022705.13 | 16506945.47 | 29974739.84 |
| ρ (%) | 37.52 | 40.08 | 37.63 | 40.05 |
| e _p (cm) | 1.94 | -19.8 | -19.4 | -41.08 |

TABLEAU VI. 9 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES DIFFERENTES SECTIONS

| Section | Section à 0.25L de l'about | | Section à 0.5L de l'about. | |
|-----------------------------------|----------------------------|-----------------|----------------------------|-----------------|
| | Poutre seule | Poutre+ hourdis | Poutre seule | Poutre+ hourdis |
| B (cm ²) | 6344.7 | 9344.7 | 5019.7 | 8019.7 |
| V' (cm) | 84.11 | 108.48 | 85.89 | 113.61 |
| V (cm) | 65.89 | 61.52 | 64.11 | 56.39 |
| I _G (cm ⁴) | 14408262.99 | 26254683.39 | 13345532.14 | 23774415.59 |
| ρ (%) | 41.24 | 42.1 | 48.28 | 46.27 |
| e _p (cm) | -69.41 | -93.78 | -71.19 | -98.91 |

VI.5 Calcul des pertes tensions

Introduction

D'une façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

➤ **Les pertes instantanées :**

Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

- Frottements.
- Recul des encrages.
- Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).

➤ **Les pertes différées :**

Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Retrait de béton.
- Relaxation des aciers.
- Fluage du béton.

VI.5.1 Pertes instantanées

VI.5.1.1 Perte par frottement

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

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

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

Avec:

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

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

TABLEAU VI. 10 : PERTE PAR FROTTEMENT

| Section | A | 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 | 5 | 1415.7 | 0.00 | 0.00 | 1 | 24.78 | 8.35 | 45.08 | 16.7 | 67.78 |
| Câble2 | 13 | 1415.7 | 0.00 | 0.00 | 1 | 59.39 | 8.35 | 79.19 | 16.7 | 101.32 |
| Câble3 | 18 | 1415.7 | 0.00 | 0.00 | 1 | 80.47 | 8.35 | 99.95 | 16.7 | 121.74 |
| Câble4 | 25 | 1415.7 | | | | | 5.35 | 120.79 | 13.7 | 142.23 |
| Câble5 | 25 | 1415.7 | | | | | 3.35 | 115.59 | 11.7 | 137.13 |
| Valeur moy de 3 câbles | | | | 0.00 | | 54.88 | | 74.74 | | 96.94 |
| Valeur moy de 5 câbles | | | | | | | | 92.12 | | 114.04 |

VI.5.1.2 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. 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 $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$

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

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

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 3.57) = 1383.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1346.24 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

➤ Calcul des aires

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

$$S_2 = (1412.87 - 1383.42) \times 1 = 29.45 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1412.87 - 1383.42) \times 2.57/2 = 37.84 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1383.42 - 1346.24) \times 3.57 = 132.73 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1383.42 - 1346.24) \times \frac{13.13}{2} = 244.09 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 445.525 = 891.05 \text{ MPa.m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 891.05) / 16.7 = 14.91 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 14.91 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

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

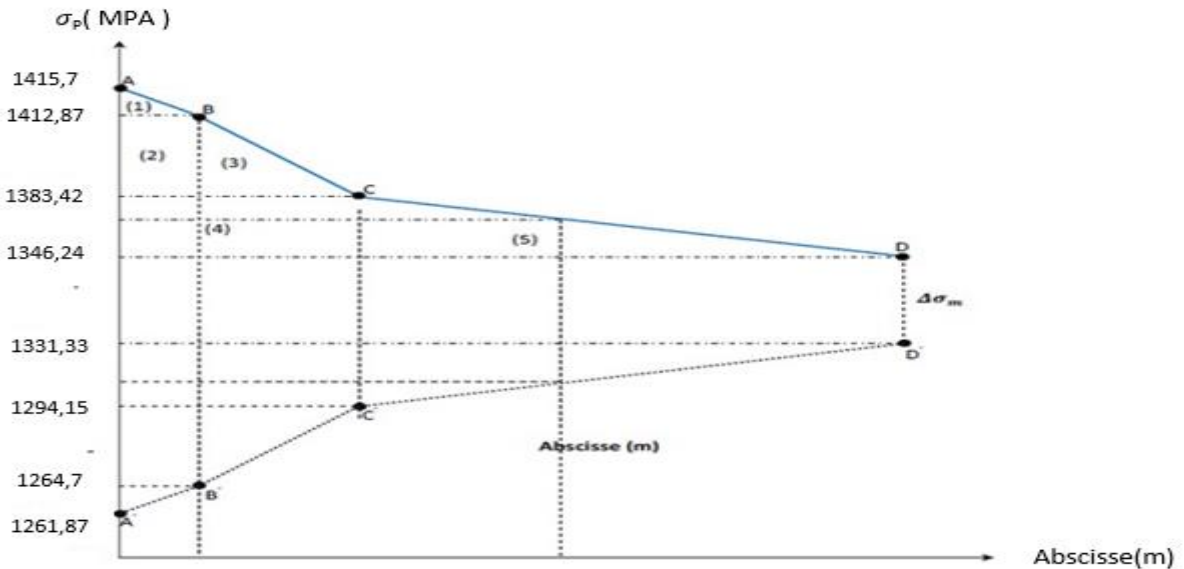


FIGURE VI. 6 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CÂBLE N°1

➤ **Câble No2 :**

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$

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

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

$$\sigma_C = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0.227 - 2 \times 10^{-3} \times 4.98) = 1343.75 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = 1415.7 (1 - 0.18 \times 0.227 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1310.57 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

➤ **Calcul des aires**

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

$$S_2 = (1412.87 - 1343.75) \times 1 = 69.12 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1412.87 - 1343.75) \times 3.98 / 2 = 137.55 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1343.75 - 1310.57) \times 4.98 = 165.24 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

$$S_5 = (1343.75 - 1310.57) \times \frac{11.72}{2} = 194.43 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 567.755 = 1135.51 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 1135.51) / 16.7 = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 0.27 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

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

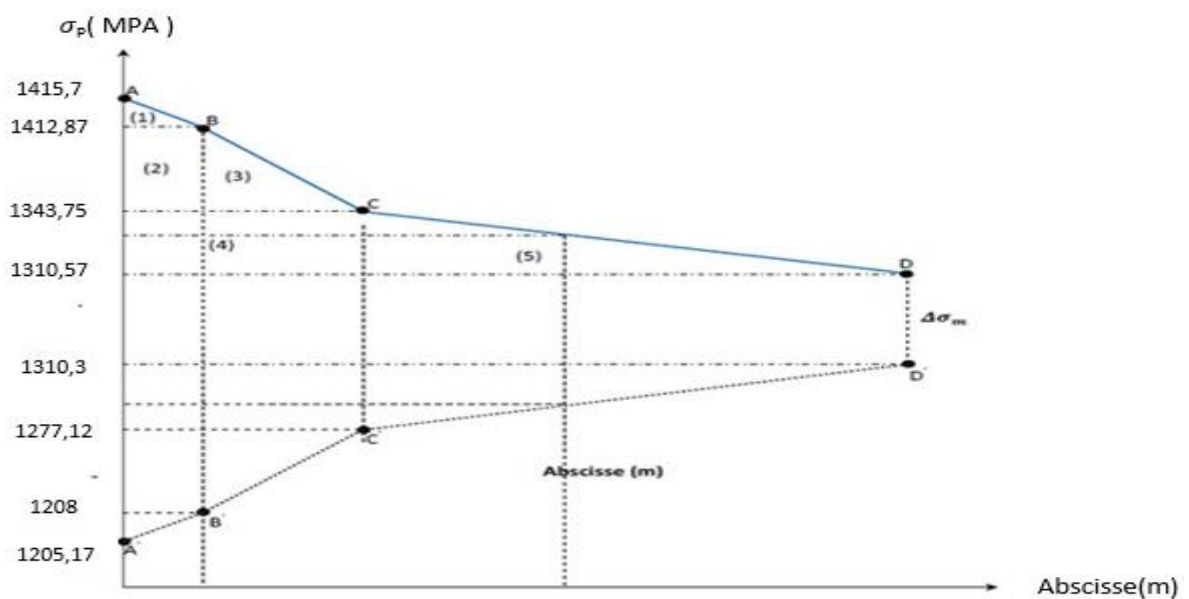


FIGURE VI. 7 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CÂBLE N°2

➤ Câble No3 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$

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

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

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.314 - 2 \times 10^{-3} \times 6.27) = 1317.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.314 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1288.40 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

- Calcul des aires

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

$$S_2 = (1412.87 - 1317.93) \times 1 = 94.94 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1412.87 - 1317.93) \times \frac{5.27}{2} = 250.17 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1317.93 - 1288.40) \times 6.27 = 185.15 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1317.93 - 1288.40) \times \frac{10.43}{2} = 154 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 685.675 = 1371.35 \text{ MPa.m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

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

$$S_2 = 94.94 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 250.17 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1317.93 - \sigma_M) \times 6.27$$

$$S_5 = (1317.93 - \sigma_M) \frac{(x - 6.27)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 346.525 + (1317.93 - \sigma_M) \left(6.27 + \frac{(x-6.27)}{2}\right).$$

$$S = 693.05 + (1317.93 - \sigma_M)(6.27 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1415.7 \times (1 - 0.18 \times 0.314 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.1) = 1292.99 \text{ MPa}$$

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

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1415.7 - 1411.74) \times \frac{1}{2} = 1.98 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1411.74 - 1292.99) \times 1.4 = 166.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1411.74 - 1292.99) \times \frac{2.7}{2} = 160.31 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1292.99 - 1265.80) \times 4.1 = 111.48 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1292.99 - 1265.80) \times \frac{9.6}{2} = 130.512 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 570.532 = 1141.064 \text{ MPa.m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S_1 = 1.98 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 166.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 160.31 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1292.99 - \sigma_M) \times 4.1$$

$$S_5 = (1292.99 - \sigma_M) \frac{(x - 4.1)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 328.54 + (1292.99 - \sigma_M) \left(4.1 + \frac{(x-4.1)}{2}\right).$$

$$S = 657.08 + (1292.99 - \sigma_M)(4.1 + x)$$

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

$$\sigma_M = 1304.59 - 2.831 \cdot x$$

Donc :

$$S = 657.08 + (1292.99 - [1304.59 - 2.831 \cdot x])(4.1 + x)$$

$$S = 657.08 - 47.56 - 11.6 \cdot x + 11.6 \cdot x + 2.831 \cdot x^2$$

$$S = 2.831 \cdot x^2 + 609.52$$

$$2.831 \cdot x^2 - 530.48 = 0$$

$$X = 13.69 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1304.59 - 2.831 \cdot x$$

$$\sigma_M = 1265.83 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° 4 :

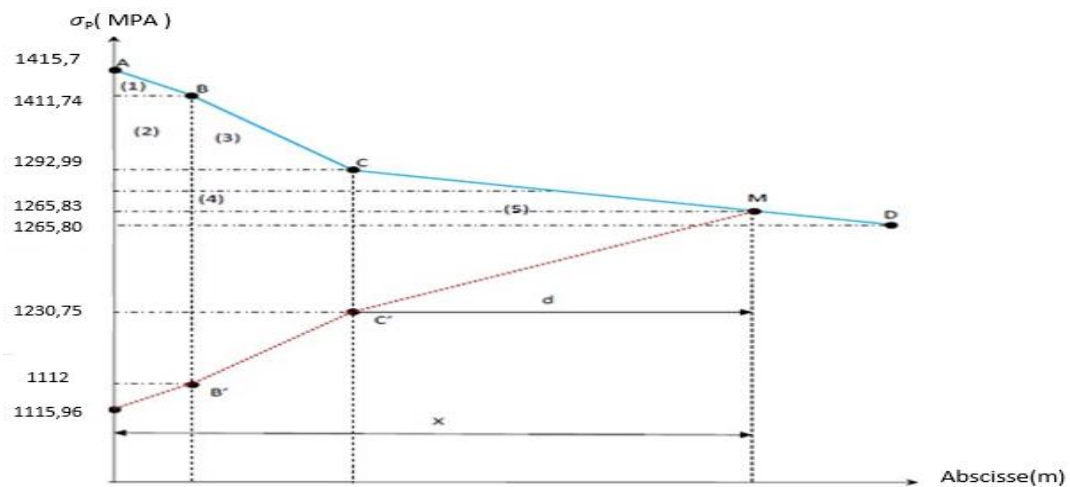


FIGURE VI. 9 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CÂBLE N°4

➤ **Câble No5 :**

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_B = 1415.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.4) = 1411.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.1) = 1292.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 11.7) = 1271.47 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1415.7 - 1411.74) \times \frac{1}{2} = 1.98 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1411.74 - 1292.99) \times 1.4 = 166.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1411.74 - 1292.99) \times \frac{2.7}{2} = 160.31 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1292.99 - 1271.47) \times 4.1 = 88.23 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1292.99 - 1271.47) \times \frac{7.6}{2} = 81.78 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 498.55 = 997.1 \text{ MPa.m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 997.1) / 11.7 = 12.21 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_M = 12.21 \text{ MPA}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :5

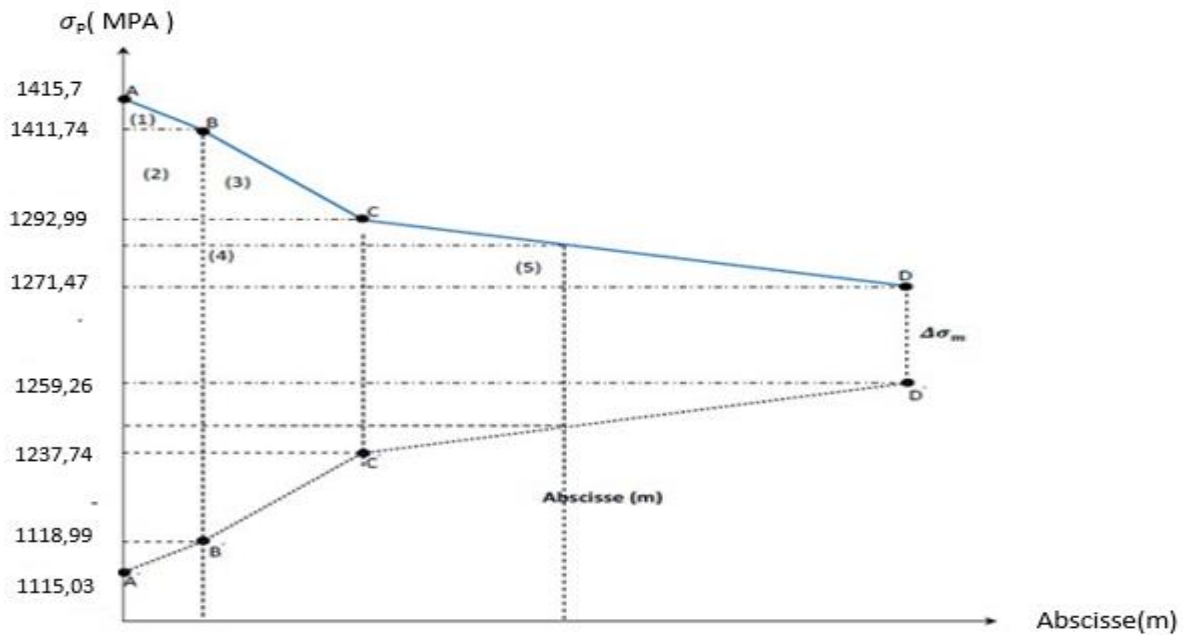


FIGURE VI. 10 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOGAGES DANS LE CABLES N°5

a) Pertes par recul d'ancrage :

➤ Câble 1 :

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 14.91 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1369.89 - 1346.24) \times 2 + 14.91 = 62.21 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1412.87 - 1264.7) = 148.17 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1415.7 - 1261.87) = 153.83 \text{ MPa}$$

➤ Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1334.21 - 1310.57) \times 2 + 0.27 = 47.55 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1412.87 - 1208) = 204.87 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1415.7 - 1205.17) = 210.53 \text{ MPa}$$

➤ Câble 3 :

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1312.04 - 1295.93) \times 2 + 0.00 = 32.22 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1412.87 - 1178.99) = 233.88 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1415.7 - 1176.16) = 239.54 \text{ MPa}$$

➤ **Câble 4 :**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1280.95 - 1265.83) \times 2 + 0.00 = 30.24 \text{ MPa}$$

➤ **Câble 5 :**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 12.21 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1280.95 - 1271.47) \times 2 + 12.21 = 31.17 \text{ MPa}$$

TABLEAU VI. 11 : RECAPITULATIF DES PERTES PAR RECU L D'ANCRAGE

| Section | 0.00L | 0.299L | 0.25L | 0.5L |
|-----------------------------|--------|--------|--------|-------|
| Abscisse (m) | 0.00 | 1 | 8.35 | 16.7 |
| Câble 1 | 153.83 | 148.17 | 62.21 | 14.91 |
| Câble 2 | 210.53 | 204.87 | 47.53 | 0.27 |
| Câble 3 | 239.54 | 233.88 | 32.22 | 0 |
| Câble 4 | / | / | 30.24 | 0 |
| Câble 5 | / | / | 31.17 | 12.21 |
| Valeur moyenne des 3 Câbles | 201.3 | 195.64 | 47.32 | 5.06 |
| Valeur moyenne des 5 Câble | / | / | 40.674 | 5.478 |

VI.5.1.3 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).

a) La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanité de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

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

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

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

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 :**

$$B = 7857.22 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 29.91 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(14)} = 11000^3 \sqrt{29.91} = 34145.34 \text{ MPa}$$

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

$$e_p = 1.94$$

$$I_G = 16466816.71 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.5125 \text{ t/ml}$$

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

$$\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \cdot \frac{3 \cdot 1050 \cdot (1415.7 - 0 - 201.3)}{7857.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{7857.22 \cdot (1.94)^2}{16466816.71}\right) = 9.05 \text{ MPa.}$$

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

TABLEAU VI. 12 : PERTES PAR RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON (1^{ère} FAMILLE)

| Câbles de la 1 ^{ère} famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|---------------------------------------|------------------------------|-------|-------|-------|
| | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa) | 9.05 | 22.74 | 22.92 |

b) 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 1^{ère} 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.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right).$$

$$E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.93 \text{ MPa}$$

$Mg(x)$: 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 $x=0.5L$**

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B = 8019.7 \text{ cm}^2$$

$$F_{c28} = 35 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(28)} = 11000\sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ MPa}$$

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

$$e_p = -98.91$$

$$I_G = 23774415.59 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.5125 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - X) ; \text{ pour } x = 16.7$$

$$M_g = \frac{1.5125 \cdot 16.7}{2} \cdot (33.4 - 16.7) = 210.9 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0.5L) = \frac{1.9 \times 10^5}{35981.73} \cdot \frac{210.9 \cdot (-98.91) \cdot 10^4}{23774415.59} + \frac{1.9 \times 10^5}{35981.73} \cdot \frac{5 \cdot 1050 \cdot (1415.7 - 114.04 - 5.478)}{8019.7} \cdot \left(1 + \frac{8019.7 \cdot (-98.91)^2}{23774415.59}\right) = 146.32$$

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

TABLEAU VI. 13 : PERTES SUBIES PAR LA 1^{ÈRE} FAMILLE LORS DE LA MISE EN TENSION DE LA 2^{ÈME} FAMILLE

| Câbles de la 1 ^{ère} famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|---------------------------------------|------------------------------|-------|--------|--------|
| | $\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa) | 0.00 | 127.35 | 146.32 |

➤ **Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TABLEAU VI. 14 : PERTES INSTANTANÉES TOTALES A DIFFÉRENTES SECTIONS (MPA)

| Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|-----------------------------|--------|---------|---------|
| Abscisse(m) | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| Câble 1 | 162.88 | 130.03 | 105.61 |
| Câble 2 | 219.58 | 149.46 | 124.51 |
| Câble 3 | 248.59 | 154.91 | 144.66 |
| Câble 4 | / | 278.38 | 288.55 |
| Câble 5 | / | 274.11 | 295.66 |
| Valeur moyenne de 03 câbles | 210.35 | 144.8 | 124.93 |
| Valeur moyenne de 05 câbles | / | 197.378 | 191.798 |

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

TABLEAU VI. 15 : TENSIONS INITIALES PROBABLES « σ_{pi} (MPA) ».

| Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|-----------------------------|---------|----------|----------|
| Abscisse(m) | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| Câble 1 | 1252.82 | 1285.67 | 1310.09 |
| Câble 2 | 1196.12 | 1266.24 | 1291.19 |
| Câble 3 | 1167.11 | 1260.79 | 1271.04 |
| Câble 4 | / | 1137.32 | 1127.15 |
| Câble 5 | / | 1141.59 | 1120.04 |
| Valeur moyenne de 03 câbles | 1205.35 | 1270.9 | 1290.773 |
| Valeur moyenne de 05 câbles | / | 1218.332 | 1223.902 |

VI.5.2 Pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VI.5.2.1 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 qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

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

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). « B.P.E.L 91Art2.1.51 »

Section d'about :

$$r_m = \frac{7857.22}{491.34} = 15.99 \text{ cm}$$

Section intermédiaire

$$r_m = \frac{6344.7}{503.86} = 12.59 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{5019.7}{513.2} = 9.78 \text{ cm}$$

a) Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille.

Section d'about :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{14}{14 + 9 \times 15.99} = 0.089$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.089] \times 1.9 \times 10^5 = 51.927$$

Section intermédiaire

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{14}{14 + 9 \times 12.59} = 0.109$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.066] \times 1.9 \times 10^5 = 50.787$$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 9.78} = 0.137$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.137] \times 1.9 \times 10^5 = 49.191$$

b) Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille.

Section intermédiaire

$$r(J_{28}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 12.59} = 0.198 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.198] \times 1.9 \times 10^5 = 45.714$$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 9.78} = 0.24$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.137] \times 1.9 \times 10^5 = 43.32$$

TABLEAU VI. 16 : VALEURS DES PERTES DUES AU RETRAIT DE BETON

| | $\Delta\sigma_r$ (Mpa) | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|----------------------------|------------------------|--------|--------|--------|
| la1 ^{ère} famille | 14 ^{ème} jour | 51.927 | 50.787 | 49.191 |
| la2 ^{ème} famille | 28 ^{ème} jour | / | 45.714 | 43.32 |

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0.5L) est égale à :

$$\Delta_{\sigma_r}^{moy} = \frac{3 \times 49.191 + 2 \times 43.32}{5} = 46.843 \text{ MPA.}$$

VI.5.2.2 Perte due à la relaxation des aciers « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite 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 la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

u_0 : 0.43 pour les armatures de très basse relation

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout perte instantanée

$f_{prg} = 1770$ MPA.

$\sigma_{p0} = 1415.7$ MPA.

a) Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :

➤ **Exemple de calcul :**

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1205.35}{1770} - 0.43 \right) \times 1205.35 = 45.38 \text{ MPa.}$$

TABLEAU VI. 17 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 1^{ÈRE} FAMILLE

| Câbles de la 1 ^{ère} famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|--|------------------------------|---------|--------|----------|
| | Abscisse | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| | $\sigma_{pi}(x)$ (Mpa) | 1205.35 | 1270.9 | 1290.773 |
| | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa) | 45.38 | 54.91 | 57.94 |

TABLEAU VI. 18 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 2^{ÈME} FAMILLE

| Câbles de la 2 ^{ème} famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|--|------------------------------|-------|----------|----------|
| | Abscisse | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| | $\sigma_{pi}(x)$ (Mpa) | / | 1218.332 | 1223.902 |
| | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa) | / | 47.21 | 48 |

VI.5.2.3 Perte dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu'il est soumis à une contrainte décompression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

a) Perte dans les câbles :

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right).$$

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

$G = 1.5125$ t/ml (poutre seule)

$$M_g = \frac{GL^2}{8} = \frac{1.5125 \times 33.4^2}{8} = 210.9 \text{ t.m}$$

$B = 5019.7$

$I_G = 13345532.14$

$e_p = -71.19$

$E_p = 1.9 \times 10^5$

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

$\sigma_{pi} = 1290.773 \text{ MPa}$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{210.9 \times (-71.19) 10^4}{13345532.14} + 3 \times 1050 \frac{1290.773}{5019.7 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5019.7 \cdot (-71.19)^2}{13345532.14}\right).$$

$$\sigma_M(0.5L) = 12.29 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_d = 49.191 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 57.94$$

$$\Delta\sigma_d = 97.47 + \Delta\sigma_{fl}$$

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

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot ep}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right).$$

$\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule (1) devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times 12.29 - 3 \times 1050 \times \frac{(97.47 + \Delta\sigma_{fl})}{5019.7 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5019.7 \cdot (-71.19^2)}{13345532.14}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{34145.34}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 116.11 \text{ MPA}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

➤ **Remarque : pour (x=0.25L)**

$$M_g = \frac{3Gl^2}{32} = \frac{3 \times 1.5125 \times 33.4^2}{32} = 158.18 \text{ t.m.}$$

TABLEAU VI. 19 : PERTES PAR FLUAGE " $\Delta\sigma_{fl}$ " DANS LES CABLES DE LA 1^{ÈME} FAMILLE

| Câbles de la 1ère Famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|---------------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | Abscisse | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| | $\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa) | 89.74+ $\Delta\sigma_{fl}$ | 96.54+ $\Delta\sigma_{fl}$ | 97.47+ $\Delta\sigma_{fl}$ |
| | Mg (t.m) | 0.00 | 158.18 | 210.9 |
| | $\sigma_{pi}(x)$ (Mpa) | 1205.35 | 1270.9 | 1290.773 |
| | $\sigma_M(x)$ (Mpa) | 4.84 | 12.07 | 12.29 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa) | 50.71 | 115.94 | 116.11 |

b) Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille

De la même façon on calculera les pertes dans le câble la 2^{ème} famille, Seulement que le nombre de câbles change et la section résistante sera dans ce cas la poutre avec hourdis.

$$G = 1,5125 + 0,75 = 2,2625 \text{ t}$$

TABLEAU VI. 20 : PERTES PAR FLUAGE " $\Delta\sigma_{fl}$ " DANS LES CABLES DE LA 2^{ème} FAMILLE

| Câbles de la 2 ^{ème} Famille | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|---|------------------------------|-------|----------------------------|----------------------------|
| | Abscisse | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| | $\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa) | / | 85.05+ $\Delta\sigma_{fl}$ | 83.32+ $\Delta\sigma_{fl}$ |
| | Mg (t.m) | 0.00 | 236.62 | 315.49 |
| | $\sigma_{pi}(x)$ (Mpa) | / | 1218.332 | 1223.902 |
| | $\sigma_M(x)$ (Mpa) | / | 19.82 | 21.33 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa) | / | 177.57 | 185.66 |

• Pertes différés totales

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl}$

➤ Remarque :

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x).$$

TABLEAU VI. 21 : PERTES DIFFEREES TOTALES " $\Delta\sigma_d$ " DANS LES DIFFERENTES SECTIONS

| | Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|---|------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | Abscisse | 0.00L | 8.35 | 16.7 |
| Câbles de la 1 ^{ère} Famille | $\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa) | 51.927 | 50.787 | 49.191 |
| | $\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa) | 45.38 | 54.91 | 57.94 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa) | 50.71 | 115.94 | 116.11 |
| | $\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa) | 140.45 | 212.48 | 213.58 |
| Câbles de la 2 ^{ème} famille | $\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa) | / | 45.714 | 43.32 |
| | $\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa) | / | 47.21 | 48 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa) | / | 261.6 | 287.55 |
| | $\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa) | / | 177.57 | 185.66 |

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n1 \times \Delta\sigma_{diff} + n2 \times \Delta\sigma_{diff}}{n1 + n2}$$

Avec :

$n1$: nombre de câble de la première famille.

$n2$: nombre de câble de la deuxième famille.

σ_{diff} : moyenne de pertes différés dans les différentes sections.

TABLEAU VI. 22 : MOYENNE DE PERTES DIFFEREES DANS LES DIFFERENTES SECTIONS

| Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|-----------------------------|--------|--------|--------|
| $\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa) | 140.45 | 198.52 | 202.41 |

VI.6 Tension finale probable

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

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

TABLEAU VI. 23 : POURCENTAGE DES PERTES

| Section | 0.00L | 0.25L | 0.5L |
|-----------------------------|----------|----------|----------|
| Abscisse | 0.00 | 8.35 | 16.7 |
| $\sigma_{pi_{moy}}$ (MPA) | 1205.35 | 1244.616 | 1257.337 |
| $\Delta\sigma_{diff}$ (MPA) | 140.45 | 198.52 | 202.41 |
| $\sigma_{p\infty}$ (MPA) | 1064.9 | 1046.096 | 1054.927 |
| % de perte | 24.78 | 26.11 | 25.48 |
| Vérification | Vérifier | Vérifier | Vérifier |

Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 24.78 et % 26.11 % de σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 32 % de σ_{p0} .

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA CULÉE

VII.1 Introduction

Les culées sont les appuis extrêmes du pont. On peut réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur du tablier. Les murs latéraux associés sont, soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Elles ont double rôle :

- Assurer l'appui du tablier.
- Le soutènement des terres.

On distingue différents types des culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées) ou pile culée.
- Culées enterrées.
- Culées creuses.

Notre choix s'est porté pour les culées remblayées

a) La fonction mécanique.

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

Vu les données géotechniques du site, l'entreprise à opter pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

- **Mur garde-grève** : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussé

➤ **Dalle de transition**

Elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.

➤ **Un sommet d'appuis** : sur lequel repose l'about de tablier.

Dans le cas de coulée remblayée, il est intégré au mur de front. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre :

L'implantation des appareils d'appui.

- La mise en place de vérins pour changer ces derniers, s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui.

- Assurer l'évacuation des eaux au moins en phase de construction du tablier avec une pente minimale de 2%.

➤ **Un mur en retour** : Qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève.

Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.

➤ **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition.

➤ **Corbeau avant** : sert de support pour le tablier.

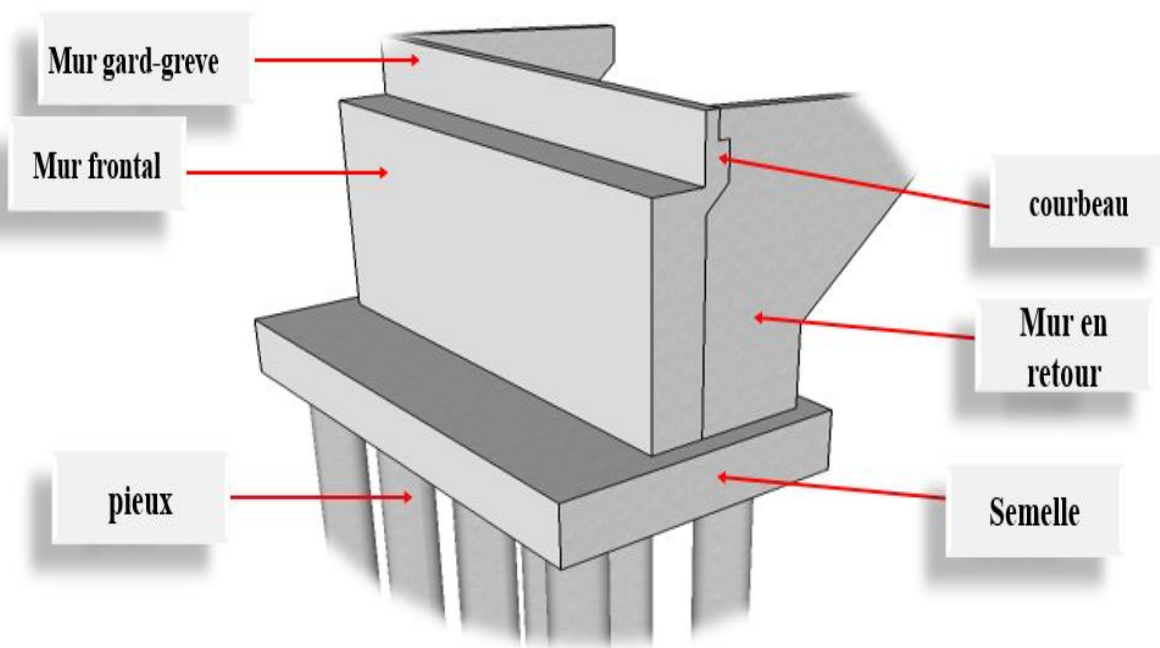


FIGURE VII. 1 : PRESENTATION DES ELEMENT DE LA CULEE

VII.2 Pré dimensionnement de la culée.

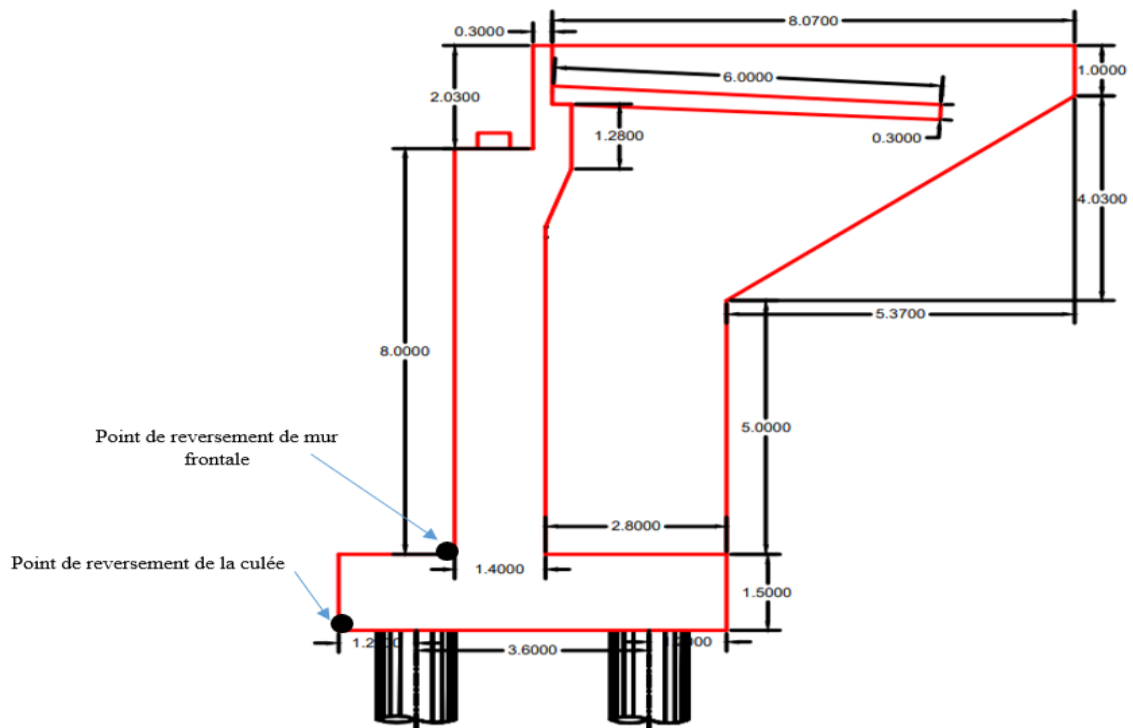


FIGURE VII. 2 : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

➤ **Mur de garde-grève**

La hauteur du mur garde-grève $h=2,03$ m

L'épaisseur du mur $e=0,30$ m

La longueur du mur garde grève $L= 11$ m

➤ **Dalle de transition**

La longueur de la dalle $L=\min(6\text{m};\max(3\text{m};0.6H))=\min(6\text{m};\max(3\text{m};0.6\times 11.0.3))$

$L=6$ m

L'épaisseur de la dalle de transition $e= 0,30$ m

La largeur de la dalle $L_r=10$ m

➤ **Semelle**

L'épaisseur de la semelle $e= 1.50$ m

Longueur de la semelle $L= 12$ m

La largeur de la semelle $L_r= 6$ m

➤ **Mur en retour**• **Rectangle 1.**

L'épaisseur de Rectangle $e=0,50$ m

La longueur de Rectangle $L=2.8$ m

La hauteur de Rectangle $h= 5$ m

• **Rectangle 2.**

L'épaisseur de Rectangle $e=0,50$ m

La longueur de Rectangle $L= 8.07$ m

La hauteur de Rectangle $h= 1$ m

• **Triangle.**

L'épaisseur de Triangle $e=0,50$ m

La hauteur de Triangle $h = 5.37$ m

La base de Triangle $b = 4.03$ m

➤ **Mur de front**

L'épaisseur de mur frontale $e = 1,4$ m

La longueur de mur frontal $L = 11$ m

La hauteur de mur frontal $h= 8$ m

➤ **Corbeau**

La largeur de corbeau =longueur du mur garde grève- 2(épaisseurs du mur en retour)

$L=11- (2\times 0,50) = 10$ m

Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 2,43m, une petite base de 1,26 m et une hauteur de 0,60 m

VII.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du remblai

$\alpha = 0$: Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$: Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$: angle entre la direction du séisme et la verticale.

Solen le règlement parasismique Algérien (RPOA) on a :

$$\theta = \arctan \frac{\varepsilon_h}{(1 \pm \varepsilon_v)}$$

$$k = \sqrt{\varepsilon_h^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

TABLEAU VII. 1 : CATEGORIES D'IMPORTANCE DES PONTS

| Groupe d'usage | Importance |
|----------------|---------------------------|
| Groupe 1 | Pont stratégique |
| Groupe 2 | Pont important |
| Groupe 3 | Pont d'importance moyenne |

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

TABLEAU VII. 2 : COEFFICIENTS D'ACCELERATION SELON LA ZONE

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

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Tizi-Ouzou (zone II.a) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

$\varepsilon_h = 0.30$ Coefficient sismique horizontale ; $\varepsilon_v = 0.09$ Coefficient sismique verticale

TABLEAU VII. 3 : VALEURS DES PARAMETRES λ_{ah}, K, θ .

| Action de séisme | ε_h | ε_v | k | θ | λ_{ah} |
|------------------|-----------------|-----------------|-------|----------|----------------|
| C.N | 0 | 0 | 1 | 0 | 0.333 |
| C.S | 0.30 | 0.09 | 1.048 | 10.684 | 0.455 |
| C.S | 0.30 | 0.09 | 0.989 | 12.011 | 0.491 |

VII.4 Calcul des moments dus aux charges appliquées

Les moments dus aux différentes charges sollicitant le pont sont données par le tableau suivant.

TABLEAU VII. 4 : VALEURS DES MOMENTS DUS A LA CHARGE PERMANENTE ET A LA POUSSEE DES TERRES

| Désignation | N(t) | H(t) | z_v | z_H | Mr | Ms |
|-----------------------|---------|--------|-------|-------|--------|---------|
| poids du tablier | 373.35 | / | 2.5 | / | / | 933.37 |
| Mur garde grève | 16.75 | / | 3.15 | / | / | 52.76 |
| Mur de front | 308 | / | 2.5 | / | / | 770 |
| Mur en retour 1 | 20.17 | / | 7.335 | / | / | 147.94 |
| Mur en retour 2 | 63.2 | / | 4.6 | / | / | 289.9 |
| Mur en retour 3 | 27.04 | / | 7.79 | / | / | 210.64 |
| Corbeau | 27.68 | / | 3.77 | / | / | 104.35 |
| Poids des trottoirs | 16.32 | / | 7.18 | / | / | 117.17 |
| Poids de DT | 45 | / | 6.3 | / | / | 283.5 |
| Semelle | 270 | / | 3 | / | / | 810 |
| Poids des terres | 617.84 | / | 4.6 | / | / | 2842.1 |
| la poussée des terres | / | 296.49 | / | 4.84 | 1435.1 | / |
| Freinage du tablier | / | 30 | / | 9.8 | 294 | / |
| Totale | 1785.35 | 296.84 | / | / | 1729.1 | 6561.73 |

➤ Poids des Poussée des terres

$$P_S = \frac{1}{2}(k_a \times v \times \gamma)$$

γ : densité du remblais. $\gamma = 2 \text{ t}$

K_a : coefficient des poussées. $K_a = 0.333$

V : le volume des poussées.

VII.5 Vérification de la stabilité de la culée

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)

➤ Vérification au glissement

$$\frac{H}{N} = \frac{296.84}{1785.35} = 0.17 < 0.4 \Rightarrow C.V$$

➤ Vérification au renversement

$$\frac{\Sigma Ms}{\Sigma Mr} = \frac{6561.73}{1729.1} = 3.79 > 1.5 \Rightarrow C.V$$

➤ Vérification au poinçonnement

$$\frac{M}{N} = \left| \frac{\Sigma Ms - \Sigma Mr}{N} \right| = \frac{6561.73 - 1729.1}{1785.35} = 2.7 > \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \Rightarrow C.V.$$

Conclusion : la stabilité de la culée est vérifiée au glissement, au renversement et au poinçonnement.

VII.6 Etude des éléments de la culée

VII.6.1 Dalle de transition

La dalle de transition a deux rôles : elle limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers

VII.6.1.1 Evaluation des efforts

a) Charge permanentes

Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,30 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml} \Rightarrow$ avec 2.5 : *densité du béton*

Poids du remblai sur la dalle : $g_2 = 2 \times 1 \times 0,80 = 1,6 \text{ t/ml} \Rightarrow$ avec 2 : *densité du remblais*

Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,2 \times 1 \times 0,07 = 0,154 \text{ t/ml}$

Poids total: $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,75 + 1,6 + 0,154 = 2,504 \text{ t/ml}$

Surcharges : 1 t/m.

On utilise la combinaison d'action à l'ELU sachant que $M = 1.35M_G + 1.6M_Q$.

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2.504 \times 6^2}{8} = 11.268 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1 \times 6^2}{8} = 4.5 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 11.268 + 1.6 \times 4.5 = 22.41 \text{ t.m} \\ M_{SER} = M_G + 1.2M_Q = 11.268 + 1.2 \times 4.5 = 16.67 \text{ t.m} \end{cases}$$

VII.6.1.2 Ferrailage de la dalle de transition

a) Ferrailage verticale

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles de BAEL99.

$$M_u = 22.41 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 16.67 \text{ t.m}$$

$$F_{c28} = 27 \text{ MPa} ; F_e = 500 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.41}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.41 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.2 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{0.15} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2}}{0.8} = 0.225$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.225) = 0.246 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{22.41 \times 10^6}{24.6 \times 434 \times 10^2} = 20.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20.91 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de transition, nous prenons :

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$A_s \Rightarrow [7\text{HA}20]$ pour une section $[21.99 \text{ cm}^2]$, pour un espacement de 14 cm

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{500} = 2.76 \text{ cm}^2 < 21.99 \text{ cm}^2 ; \text{Condition}$$

vérifier.

b) Les armatures de répartition

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{21.99}{3} = 7.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend : } 7.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7\text{HA}12, \text{ avec un espacement de 14 cm.}$$

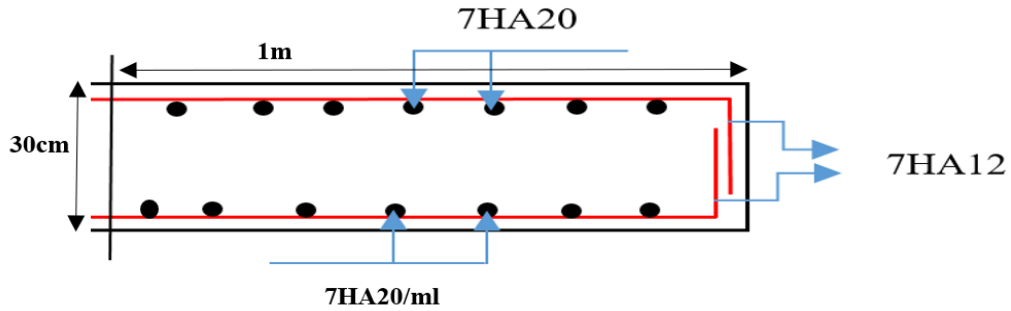


FIGURE VII. 3 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION

VII.6.2 Mure garde-grève

VII.6.2.1 Evaluation des efforts

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.

a) **Poussée des terres :**

Elle est donnée par la formule suivante : $P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2 \times l$ (Théorie de COULOMB)

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule : $M_t = p \frac{h}{3} = \frac{1}{6} k_a \cdot \gamma \cdot h^3$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 2.03 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0.3333 \times 1.8 \times 2.03^3 \times 1 = 0.84 t.ml$$

$$D'o\grave{u} : M_t = 0.84 t.ml$$

$$M_{tu} = 1.35 \times 0.84 = 1.134 t.ml$$

$$M_{ts} = 1 \times 0.84 = 0.84 t.ml$$

b) Poussée des charges locales

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (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 :

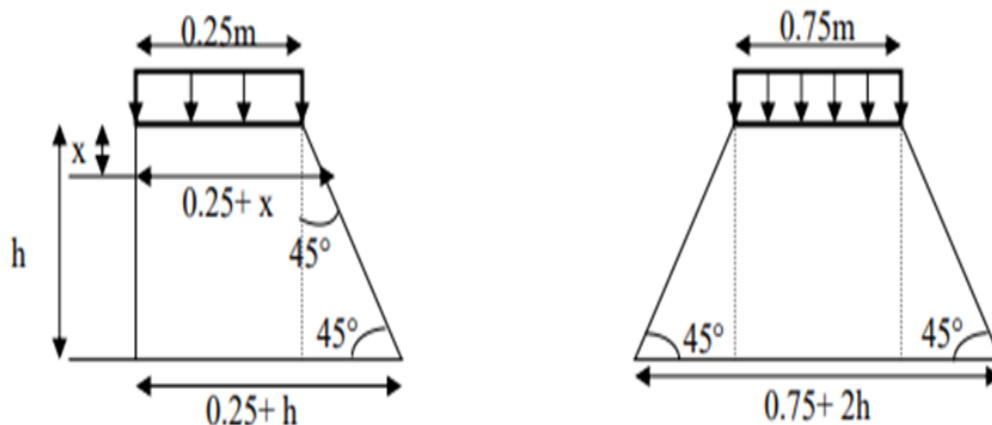


FIGURE VII. 4 : POUSSEE DE LA CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU MUR

Avec :

$b_c = 1.1$ (Coefficient de pondération du système Bc.

$\Delta = 1.077$ (Coefficient de majoration dynamique)

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1,6$ à L'E.L.U, $\gamma = 1,2$ à L'E.L.S)

$$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c \begin{cases} 0.333 \times 1.6 \times 1.077 \times 1.1 = 0.631 & \text{L'E. L. U} \\ 0.333 \times 1.2 \times 1.077 \times 1.1 = 0.473 & \text{L'E. L. S} \end{cases}$$

D'après l'équation (I):

$$M_P = \frac{12.k}{0.75+2H} [-x + (h+0.25). \ln (0.25+x)]_0^{2.03}$$

$$M_P = \begin{cases} 4.74 \text{ t.m L'E. L. U} \\ 3.55 \text{ t.m L'E. L. S} \end{cases}$$

c) Force de freinage :

On concéder un essieu lourd on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière. Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \times \gamma = 2.82 \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.512 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \\ 3.38 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_P + M_f) = 1.35(1.134) + 1.6(4.73 + 4.512) = 16.31 \text{ t.m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1.2 (M_P + M_f) = 0.84 + 1.2 (3.55 + 3.38) = 9.15 \text{ t.m /m} \end{cases}$$

VII.6.2.2 Ferrailage

a) Ferrailage vertical

Le moment maximal : $M_{ELU} = 16.31 \text{ t.m.}$

En robage = 5 cm.

$h = 30 \text{ cm.}$

$b = 100 \text{ cm.}$

Dimension (0.30 x 1m²).

$f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$

$d = 0.9h = 0.9 \times 0,30 = 0,270 \text{ m.}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{16.31}{100 \times 27^2.f_{bu}} = \frac{16.31 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.14 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}}{0.8} = 0.189.$$

$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,189) = 0,249 \text{ m}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_{sup} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{16.31 \times 10^6}{24.9 \times 434 \times 10^2} = 15.09 \text{ cm}^2$$

Soit : [5 HA 20] pour [15,71 cm²] avec un espacement de 20 cm.

➤ **Condition de non fragilité**

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{500} = 2.75 \text{ cm}^2 < A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Ferrailage horizontal

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{15.71}{3} = 5.23 \text{ cm}^2.$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend [5HA14] pour une section [7.70 cm² /ml], avec un espacement de 20 cm.

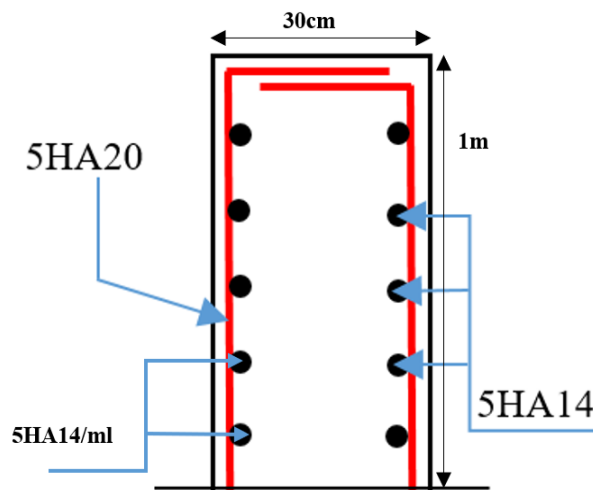


FIGURE VII. 5 : FERRAILLAGE DU MUR GARDE GRAVE

VII.6.3 Mur en retour

VII.6.3.1 Evaluation des charges

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.

a) Efforts horizontaux :

$$\text{Poussée des terres : } p_t = \frac{1}{2}[0,333 \times 1,8 \times (10,03)^2] = 30,15 \text{ t}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } p_{sr} = 1 \cdot k \cdot L \cdot h = (1 \times 8,07 \times 0,333 \times 10,03) = 27 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (2t) : } p_s = 2 \times 1 = 2 \text{ t.}$$

➤ Moments :

$$\text{Poussée des terres : } M_T = 30,15 \times \frac{1}{3}(10,03) = 100,8 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{SR} = 27 \times \frac{1}{3}(10,03) = 90,27 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_S = 2 \times 10,03 = 20,06 \text{ t.m.}$$

➤ Combinaisons**à l'ELU**

$$M_{ELU} = 1,35M_t + 1,6(M_{sr} + M_{sc}) = 1,35(100,8) + 1,6(90,27 + 20,06) = 312,61 \text{ t.m}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = M_t + 1,2(M_{sr} + P_{sr}) = 100,8 + 1,2(90,27 + 20,06) = 233,2 \text{ t.m}$$

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (10.03 m).

$$M_{ELU} = \frac{312,61}{10,03} = \mathbf{31,18 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = \frac{233,2}{10,03} = \mathbf{23,25 \text{ t.m/ml}}$$

b) Efforts verticaux

$$\text{Poids propre du mur : } P_G = 55,2 \text{ t} \Rightarrow \text{dans le tableau 3}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } P_{sc} = 4 \times 1 = 4 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure : } P_{su} = 0,3333 \text{ t/ml}$$

➤ Moments

$$\text{Poids propre du mur : } M_G = 55,2 \times \frac{1}{2}(10,03) = 276,83 \text{ t.m}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure : } M_{su} = 0,3333 \times 0,5 = 0,1665 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = 4 \times 8,07 = 32,28 \text{ t.m}$$

➤ **Combinaisons**

à l'ELU

$$M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 1.35 (276.83 + 0.1665) + 1.6 \times 32.28 = 425.6 \text{ t. m}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = (276.83 + 0.1665) + 1.2 \times 32.28 = 315.73 \text{ t. m}$$

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de longueur on va diviser par la longueur de mur égale à (8.07 m).

$$M_{ELU} = \frac{425.6}{8.07} = 52.73 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ELS} = \frac{315.73}{8.07} = 39.12 \text{ t. m/ml}$$

VII.6.3.2 Ferrailage du mur en retour**a) Ferrailage horizontal**

La section est soumise à la flexion simple

➤ **A l'ELU**

$$M_u = 31.18 \text{ t. m/ml}$$

$$L' \text{enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$$

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

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Acier : Fe} = 500 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.18}{100 \times 45^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.18 \times 10^6}{100 \times 45^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.1 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}}{0.8} = 0.13$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.13) = 0.426 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{31.18 \times 10^6}{42.6 \times 434 \times 10^2} = 16.86 \text{ cm}^2$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_{ELS} = 23.25 \text{ t.m/ml}$$

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 0.45}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.0022 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0.45 \times \left(1 - \frac{0.0022}{3}\right) = 0.45 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 0.45 = 3.645 \text{ MN.m} = 364.5 \text{ t.m}$$

$$M_u = 23.25 \text{ t.m/ml} < M_1 = 36.45 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{23.25}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{23.25 \times 10^6}{45 \times 207.31 \times 10^2} = 24.29 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage vertical

La section est soumise à la flexion simple

➤ **A l'ELU**

$$M_u = 52.73 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$$

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

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Acier : Fe} = 500 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{52.73}{100 \times 45^2 \cdot f_{bu}} = \frac{52.73 \times 10^6}{100 \times 45^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.17 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.17}}{0.8} = 0.23$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,23) = 0,408 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{52,73 \times 10^6}{40,8 \times 434 \times 10^2} = 29,78 \text{ cm}^2$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_{ELS} = 39,12 \text{ t.m/ml}$$

$$X = \frac{1,5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1,5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1,5 \times 16,2 \times 0,45}{1,5 \times 16,2 + 207,31} = 0,0022 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0,45 \times \left(1 - \frac{0,0022}{3}\right) = 0,45 \text{ m}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0,5 \times 1 \times 16,2 \times 0,45 = 3,645 \text{ MN.m} = 364,5 \text{ t.m}$$

$$M_u = 39,12 \text{ t.m/ml} < M_1 = 45,16 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{39,12}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{39,12 \times 10^6}{45 \times 207,31 \times 10^2} = 41,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,22}{500} = 4,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Les armatures horizontales a l'ELS

On opte pour des **6HA25/ml**, [29,45 cm²] avec un espacement de 15cm

Les armatures verticales a l'ELS

On opte pour des **6HA32/ml**, [29,45 cm²] avec un espacement de 15cm

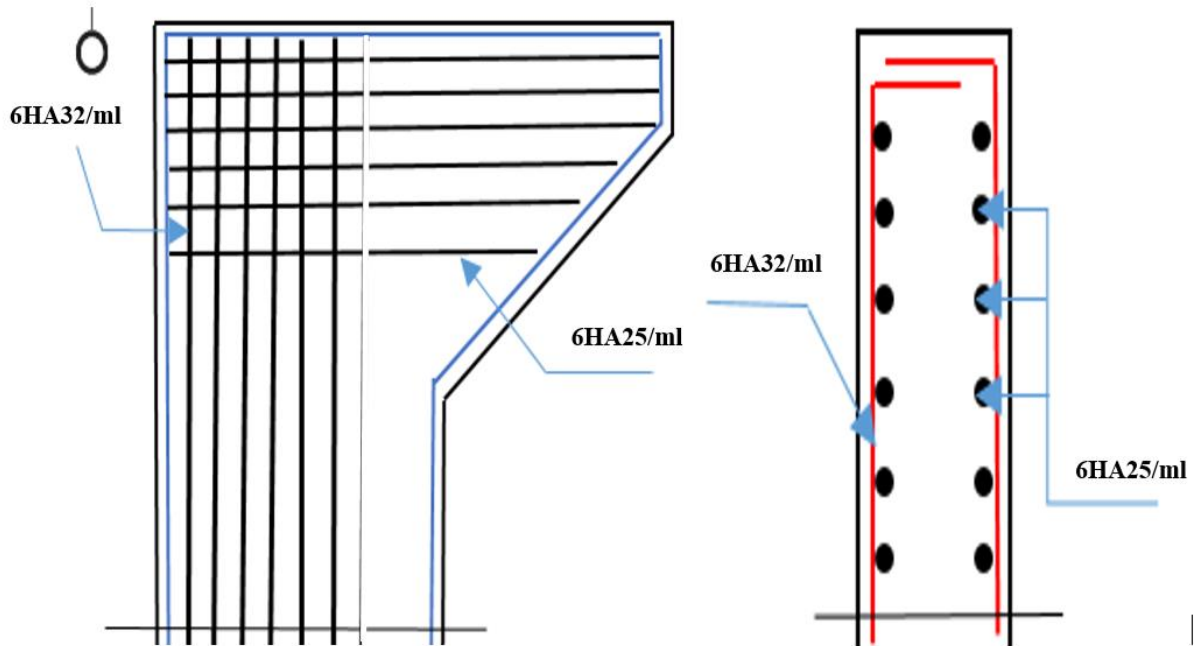


FIGURE VII. 6 : FERRAILAGE DU MUR EN RETOUR

VII.6.4 Corbeau

VII.6.4.1 Evaluation des charges et des surcharges

Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = q \cdot L/2 = (0,3 \times 6 \times 2,5 \times 1) / 2 = 2.25 \text{ t/ml}$.

Réaction des poids des terres sur la dalle de transition : $R_2 = q \cdot L / 2 = (1.26 \times 6 \times 1.8 \times 1) / 2 = 6.8 \text{ t/ml}$.

Réaction due au revêtement : $R_3 = q \cdot L / 2 = (0,07 \times 6 \times 2,2 \times 1) / 2 = 0.462 \text{ t/ml}$.

Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = q \cdot L = \left(\frac{2.43+1.26}{2} \times 0.6 \right) \times 2.5 \times 1 = 2.77 \text{ t/ml}$.

Réaction due aux surcharges sur remblai $Q=1\text{t/m}^2$: $R_5 = q \cdot L/2 = (6 \times 1) / 2 = 3 \text{ t/ml}$.

Combinaison d'action :

➤ Réactions :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) \\ R_{ELU} = 1.35(2.25 + 6.8 + 0.462 + 2.77) + 1.6(3) = 21.38 \\ R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) \\ R_{ELS} = 1(2.25 + 6.8 + 0.462 + 2.77) + 1.2(3) = 15.882 \end{array} \right.$$

➤ **Moments :**

$$M_{ELU} = [1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5)] \times 0.2 = 4,276t.m$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times 0.2 = 3.17 t.m$$

VII.6.4.2 Ferrailage du corbeau**a) Ferrailage vertical**

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$Mu = 4,276t.m$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

Dimension

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.60 = 0.54 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,276}{100 \times 54^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,276 \times 10^6}{100 \times 54^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.0096 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0096}}{0.8} = 0.012$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.53 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4.276 \times 10^6}{53 \times 434 \times 10^2} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit **[5HA8]** pour $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.22}{500} = 5.51 \text{ cm}^2 > 2.51 \text{ cm}^2$$

La condition **n'est pas vérifiée** donc on prend :

$A_s = 5.51 \text{ cm}^2$, soit **7HA14** pour $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 14 cm

b) Ferrailage horizontal

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{5.51}{3} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Soit **[5HA10]** ($3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm .

D'après le document **SETRA** le ferrailage de corbeau d'appui est réalisé aussi par des barres de fixation de **[HA25]** tous les 1 m .

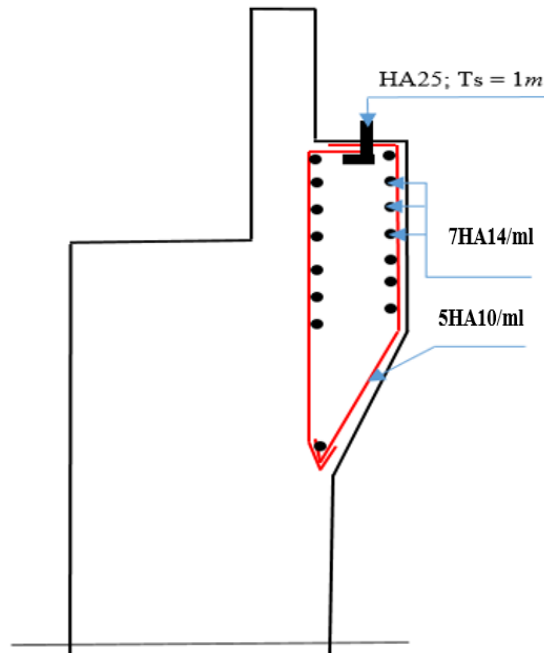


FIGURE VII. 7 : FERRAILLAGE DU CORBEAU

VII.6.5 Mur frontale

VII.6.5.1 Évaluation des efforts

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

a) 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.

b) Forces horizontales

Poussée des terres.

Force sismique dont la valeur est égale à 0,3 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 des sollicitations****TABLEAU VII. 5 : VALEURS DES EFFORTS ET DES MOMENTS SUR LE MUR FRONT**

| Désignation | ε_h | Calcul e de $p(t)$ | Effort horizont aux $\varepsilon_h \cdot$ p | Effort verticales $(1 \pm \varepsilon_v)p$ | Bras de levier $v(m)$ | Bras de levier $h(m)$ | Moment de renversem ent $M_R(t \cdot$ $m)$ | Moment stabilisate ur $M_S(t \cdot$ $m)$ |
|--------------------|--------------------|--------------------------|--|--|--------------------------------|-----------------------------|--|---|
| Mur garde grève | CN | | 0 | 16,75 | | | 0 | 22.61 |
| | H + V ⁺ | 16.75 | 5.025 | 18.25 | 9.015 | 1.35 | 45.3 | 24.64 |
| Corbeau | CN | 27.68 | 0 | 27.68 | | | 0 | 46.23 |
| | H + V ⁺ | | 8.3 | 30.17 | 8.11 | 1.67 | 67.31 | 50.4 |
| Mur frontal | CN | 308 | 0 | 308 | 4 | 0.7 | 0 | 215.6 |
| | H + V ⁺ | | 92.4 | 335.72 | | | 369.6 | 235 |
| Mur en retour1 | CN | 20.17 | 0 | 20.16 | 9.53 | 5.54 | 0 | 111.68 |
| | H + V ⁺ | | 6.05 | 21.98 | | | 57.65 | 121.78 |
| Mur en retour2 | CN | 63.2 | 0 | 63.2 | 4.51 | 2.8 | 0 | 176.96 |
| | H + V ⁺ | | 18.96 | 68.88 | | | 85.51 | 192.9 |
| Mur en retour3 | CN | 27.04 | 0 | 27.04 | 7.68 | 5.99 | 0 | 161.97 |
| | H + V ⁺ | | 8.11 | 29.47 | | | 62.3 | 176.53 |

| | | | | | | | | |
|--|--------------------|--------|--------|--------|------|------|---------|---------|
| Freinage du à Bc | CN | | 30 | / | | | 249 | / |
| | H + V ⁺ | 30 | 0 | / | 8.30 | / | 0 | / |
| Dalle de transition | CN | 45 | 0 | 45 | | | 0 | 202.95 |
| | H + V ⁺ | | 13.5 | 49.05 | 8.72 | 4.51 | 117.72 | 221.22 |
| Tablier | CN | | 0 | 373.35 | | | 0 | 261.34 |
| | H + V ⁺ | 373.35 | 112 | 406.95 | / | 0.7 | 0 | 284.9 |
| Poussée des terres Mur GG+ mur frontale | CN | / | 252.75 | / | | | 844.2 | / |
| | H + V ⁺ | / | 264,88 | / | / | 3.34 | 884.7 | / |
| Total | / | / | 282.75 | 881.2 | / | / | 1093.2 | 1199.34 |
| | / | / | 529.22 | 960.47 | / | / | 1690.09 | 1307.73 |

➤ **Vérification au flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \text{ avec } l_f = 0.707 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.707 \times 8$$

$$\Rightarrow l_f = 5.65$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \text{ avec } B = 1.4 \times 8 = 11.2 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.4 \times 8^3}{12} = 59.73 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = i = \sqrt{\frac{59.73}{11.2}} = 2.31 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{5.65}{2.31} = 2.45 < \bar{\lambda} = 50$$

$$\bar{\lambda} = \max[50; \min\left(\left(\frac{67e_0}{D}\right); 100\right)] = 50$$

$$e_0 = M/N$$

Pas de risque au flambement.

VII.6.5.2 Récapitulatif des efforts

a) Condition normale

$$\text{Effort normal : } \Sigma (1 + \nu) P = 881.2t$$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma (1 + \nu) P}{b} = \frac{881.2}{11} = 80.11 t$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 80.11 = 108.15 t$$

$$\text{Moment: } M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 1199.34 - 1093.2 = 106.14 t.m.$$

$$\text{ELS: } M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{106.14}{11} = 9.65 t.m$$

$$\text{ELU: } M = 1.35 \times 9.65 = 13.03 t.m$$

b) Condition sismique

$$\text{Effort normal : } \Sigma (1 + \nu) P = 960.47 t$$

$$\text{ELS : } N = 87.31 t$$

$$\text{ELU : } N = 117.87 t/ml.$$

$$\text{Moment: } M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 1307.73 - 1690.09 = -382.36 t.m$$

$$\text{ELS : } M = 34.76 t.m$$

$$\text{ELU : } M = 46.92 t.m$$

TABLEAU VII. 6 : SOLLICITATION A LA BASE DE VOILE

| | à l' ELU | | à l' ELS | |
|----------------|------------------|--------------------|------------------|--------------------|
| | Condition normal | Condition sismique | Condition normal | Condition sismique |
| M (t.m) | 13.03 | 46.92 | 9.65 | 34.76 |
| N(t) | 108.15 | 117.87 | 80.11 | 87.31 |

VII.6.5.3 Ferrailage du mur frontal

a) Ferrailages verticaux

La section est soumise à la flexion composée.

D'après le B.A.E.L le ferrailage en flexion composée se fait comme suit :

$$N_u = 117.87 \text{ t}$$

$$M_u = 46.92 \text{ t.m}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimension (1x 1.4 m}^2) \text{ et } d = 0.9 h = 1.26 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{46.92}{100 \times 126^2 \cdot f_{bu}} = \frac{46.92 \times 10^6}{100 \times 126^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.019 < \mu_{bc} = 0.493$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \times \frac{140}{126} \left(1 - 0.4 \frac{140}{126} \right) = 0.493 b_0$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 1.26 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = 1.25 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{46.92 \times 10^6}{1.25 \times 434 \times 10^2} = 8.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

➤ Armatures en flexion composée

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} ; \text{avec } (N_u < 0, \text{traction}) \Rightarrow N_u = -117.87 \text{ t}$$

$$A = 8.64 + \frac{117.87 \times 10^4}{434 \times 10^2} = 35.79 \text{ cm}^2$$

On prend [8HA25] pour une section d'armatures (39.27 cm²) avec un espacement de 12 cm.

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0.23 \times \frac{2.22}{500} 100 \times 126 = 12.9 \text{ cm}^2 < 35.79 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

b) Armatures de répartition

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{39.27}{3} = 13.09 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [7HA16] pour une section $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15 cm.

c) Ferrailage horizontal

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{39.27}{4} = 9.82 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [5HA16] pour une section $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

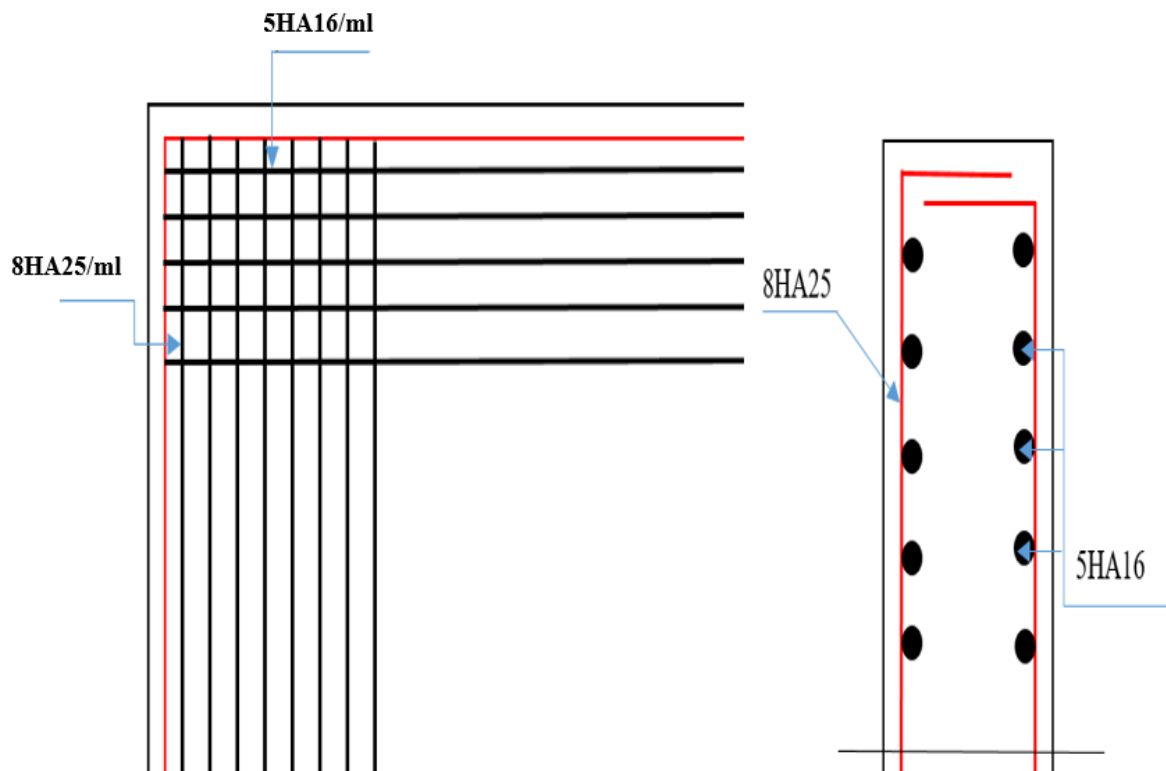


FIGURE VII. 8 : FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL

VII.7 Etude et ferrailage de la semelle**VII.7.1 Caractéristiques de la semelle**

Longueur : $L = 12 \text{ m}$

Largeur : $B = 6 \text{ m}$

Epaisseur : $E = 1.5 \text{ m}$

VII.7.1.1 Le moment max et l'effort max

a) Condition normale

$$N_{\max} = 1785.35 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 6561.73 - 1729.1 = 4860.34 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique

$$N_{\max} = 1785.35 \times (1 + \nu) = 1785.35 \times 1.09 = 1946.03 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 4860.34 \times (1 + \nu) = 4860.34 \times 1.09 = 5297.77 \text{ t.m}$$

c) Détermination nombre des pieux

$$\text{Effort normal maximal : } N_{\max} = 1785.35 \text{ t}$$

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 300 t. Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{1785.35}{300} = 5.95$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 6. Mais d'après le plant de projet qu'on a et les dimensions importantes de la semelle nous avons 8 pieux donc :

On prend 8 pieux.

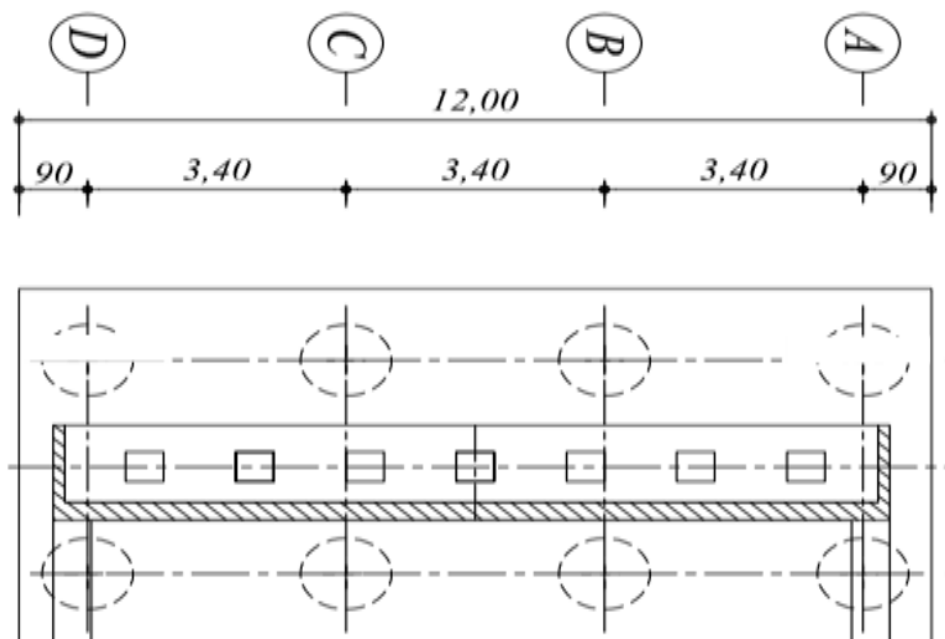


FIGURE VII. 9 : NOMBRE DE PIEU SOUS SEMELLE

➤ **Efforts revenant à chaque pieu.**

$$N_I = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \sum y_i^2}$$

Avec :

n : Nombre total des pieux sous semelle n = 8.

y_i : Distance entre le centre de gravité et les files des pieux.

Avec les hypothèses suivantes :

Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Semelle infiniment rigide

Pieux identiques.

a) Condition normale

$$N_1 = \frac{1785.35}{8} + \frac{4860.34 \times 1.8}{8 \cdot (1.8)^2} = 560 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{1785.35}{8} - \frac{4860.34 \times 1.8}{8 \cdot (1.8)^2} = 114.35 \text{ t}$$

b) Condition sismique

$$N_2 = \frac{1946.03}{8} + \frac{5297.77 \times 1.8}{8 \cdot (1.8)^2} = 611.15 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1946.03}{8} - \frac{5297.77 \times 1.8}{8 \cdot (1.8)^2} = 124.64 \text{ t}$$

VII.7.2 Ferrailage de la semelle

VII.7.2.1 Nappe inférieure

a) Nappe inférieure transversal

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \left[\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

La condition de la méthode : $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$ et $H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.4}{4}} = 1.035 \Rightarrow \alpha = 46^\circ \Rightarrow 45^\circ \leq 46^\circ \leq 55^\circ \text{ condition vérifier.}$$

Avec :

$$R_{MAX} = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \cdot \sum y_i^2}$$

➤ **Condition normal**

$$L = 3.6 \text{ m.}$$

$$b = 1.4 \text{ m.}$$

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

$$R_{max} = 533t$$

Fe500

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot \frac{Fe}{3} \Rightarrow 333.33 \text{ MPa} = 333.33 \times 10^2 \text{ t/m}^2$$

D'où on aura :

$$As = \frac{560}{33333.33} \left[\frac{3.6 \cdot 1.4}{2 - \frac{1.4}{4}} \right] \Rightarrow As = 0.0168 \text{ m}^2 = 168 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_s = Fe500 \Rightarrow 500 \text{ MPa} = 50000 \times 10^2 \text{ t/m}^2$$

$$R_{max} = 459.6 \text{ t}$$

D'où on aura :

$$As = \frac{611.15}{50000} \left[\frac{3.6 \cdot 1.4}{2 - \frac{1.4}{4}} \right] \Rightarrow As = 0.0122 \text{ m}^2 = 122 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable est la Condition normale, alors la section adoptée est

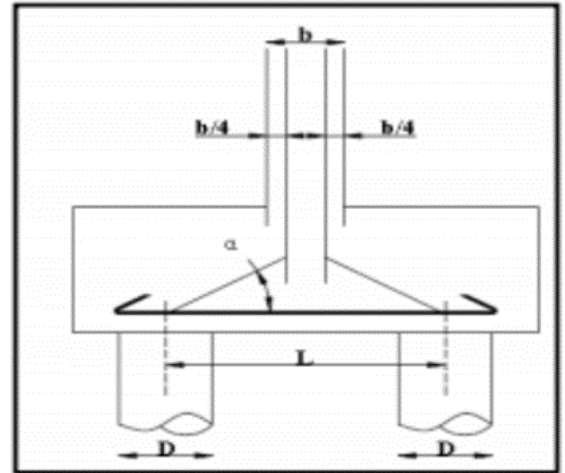
$As = 168 \text{ cm}^2$, on prendra des armatures [20HA32] avec $As = (160.8 \text{ cm}^2)$ et [1HA32] avec

$As = (8.04 \text{ cm}^2)$ en tous on va prendre [21HA32]

➤ **Espacement :**

n : Nombre de barre = 20 barres.

d : Enrobage = 5 cm.



Φ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.05}{21 - 1} = 0.132 \text{ m}$$

Avec un espacement **St = 15 cm.**

b) Nappe inférieur longitudinal.

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section est :

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{168}{3} = 56 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans le sens longitudinal seront prises en [12HA25] avec **As = 58.91 cm²** avec un espacement de :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.05}{12 - 1} = 0.22 \text{ m}$$

D'où **St = 22cm.**

VII.7.2.2 Nappe supérieure

a) Armatures transversales

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_s = \frac{A_s}{10} = \frac{168}{10} = 16.8 \text{ cm}^2$$

On prendra des armatures en [6HA20/ml] avec **As = 18.85 cm²** et avec un espacement de **20cm.**

b) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_s = \frac{A_s}{10} = \frac{56}{10} = 5.6 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans l'autre sens seront prises en [5HA16/ml] avec **As = 10.05cm²** avec un espacement de **20 cm.**

a) Armatures latérales

$$A_{slat} = A_s = \frac{A_s}{10} = \frac{160.8}{10} = 16.8 \text{ cm}^2$$

On prendra des armatures en [6HA20/ml] avec $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ et avec un espacement de 20cm. Pour chaque côté.

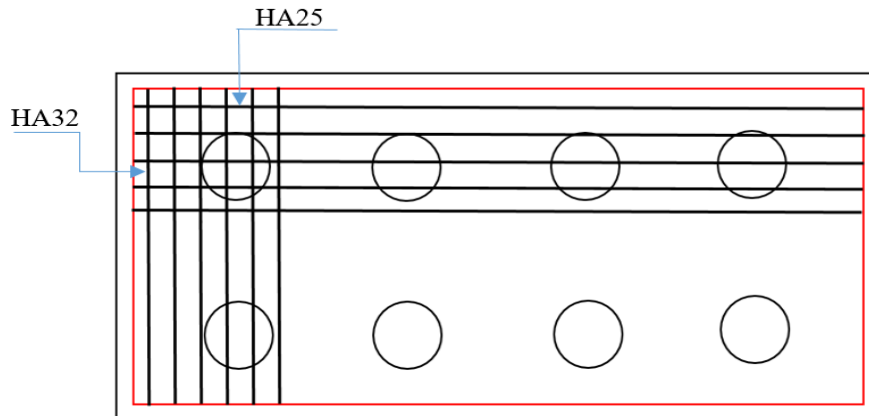


FIGURE VII. 10 : FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFERIEUR DE LA SEMELLE

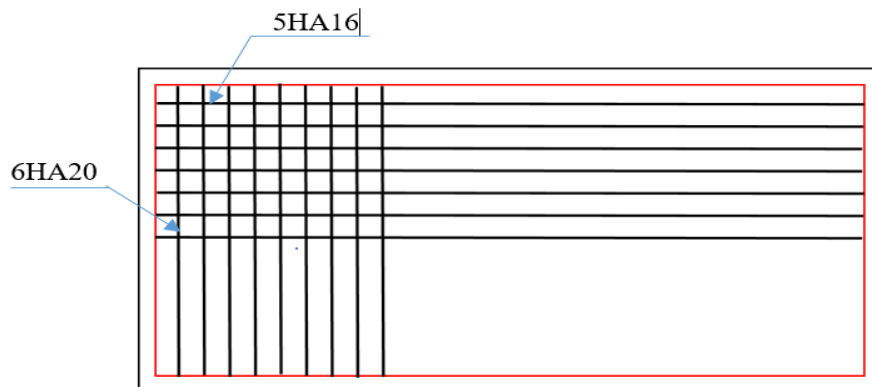


FIGURE VII. 11 : FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEUR DE LA SEMELLE

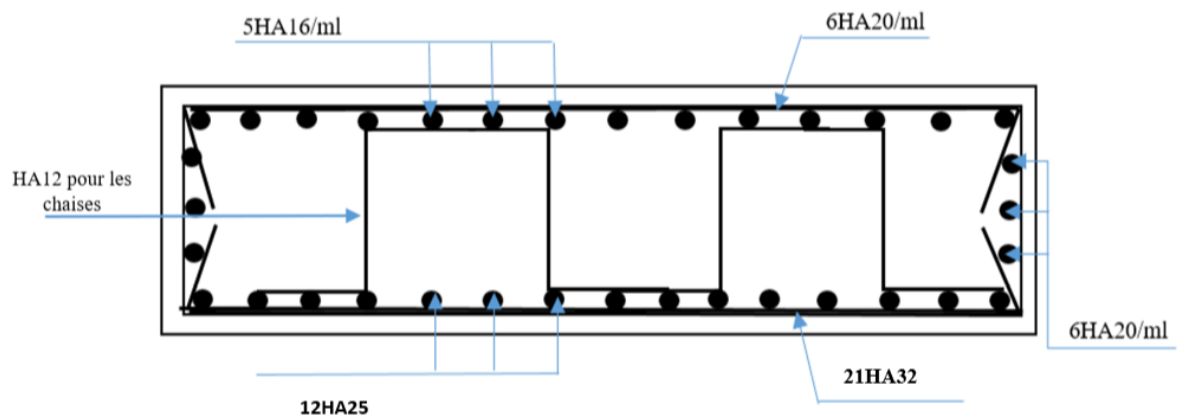


FIGURE VII. 12 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

VII.8 Etude des pieux

Introduction

Les fondations sur pieux sont utilisées lorsque le sol de surface n'a pas une bonne capacité portante, ce qui nécessite une pénétration profonde dans un bon sol (substrat). La disposition des pieux dépend des exigences suivantes : disposition symétrique pour éviter un tassement irrégulier, centré sous l'effort pour assurer une répartition directe de la charge.

VII.8.1.1 Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $a = \sqrt{\frac{4EI}{c_u b}}$

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul

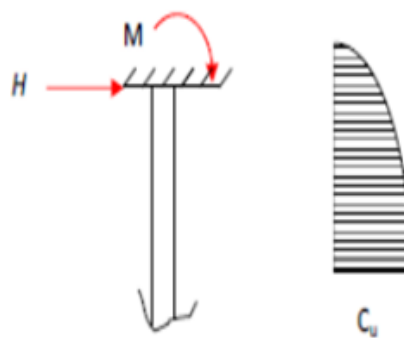


FIGURE VII. 13 : SYSTEME STATIQUE DES PIEUX

➤ **Calcul de :**

$$b = \varnothing \text{ pieu} = 1,20\text{m}$$

$$CU = 3.5\text{kg/m}^3$$

$$E = 11000\sqrt{27} = 33000 \text{ kg/cm}^2 \text{ Module d'élasticité du béton.}$$

I : Moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCU}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.236 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$\text{D'où : } \lambda L = 0.206 \times 15 = 3.45 \text{ m}$$

Avec : L= la longueur de pieu L = 15 m

VII.8.1.2 Effort tranchant en tête de pieu

a) Condition normale :

Freinage : 30t

Poussées des terres : 296.84t

Surcharges : D_{240}

$$\text{D'où : } H = 566.49 \times \varepsilon_h = 566.49 \times 0.3 = 169.94 \text{ t}$$

Donc :

$$p_{\text{adm}} = \frac{H}{8} = \frac{169.94}{8} = 21.24 \text{ t/pieu}$$

b) Condition sismique :

$$H = (N + H) \varepsilon_h \Rightarrow (1785.35 + 296.84 + 30) \times 0.3 = 625.55 \text{ t}$$

Donc :

$$p_{\text{adm}} = \frac{H}{8} = \frac{625.55}{8} = 78.19 \text{ t/pieu}$$

VII.8.1.3 Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{P_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M_{(z)} = X_{\theta M} \times M_{adm} + \frac{P_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

M_{adm} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{a}$

$X_{\theta M} X_{\theta P}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de L .

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.16 ; & X_{\theta M} = 1.48 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.26 ; & X_{\theta M} = 1.54 \end{cases}$$

$$\lambda L = 0.236 \times 15 = 3.54 \text{ m}$$

On utilise la méthode de l'interpolation linéaire on trouve :

$$\lambda L = 3.54 \text{ m} \Rightarrow X_{\theta P} = 1.21 ; X_{\theta M} = 1.51$$

a) Condition normale :

$$P_{adm} = \frac{H}{8} = \frac{169.94}{8} = 21.24 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = \frac{P_{adm} \cdot X_{\theta P}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{21.24 \times 1.21}{0.236 \times 1.51} = 72.11 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique :

$$P_{adm} = \frac{H}{8} = \frac{625.55}{8} = 78.19 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = \frac{P_{adm} \cdot X_{\theta P}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{78.19 \times 1.21}{0.236 \times 1.51} = 265.49 \text{ t.m}$$

VII.8.2 Ferrailage des pieux

a) Ferrailage longitudinal

➤ L'abaque de walther

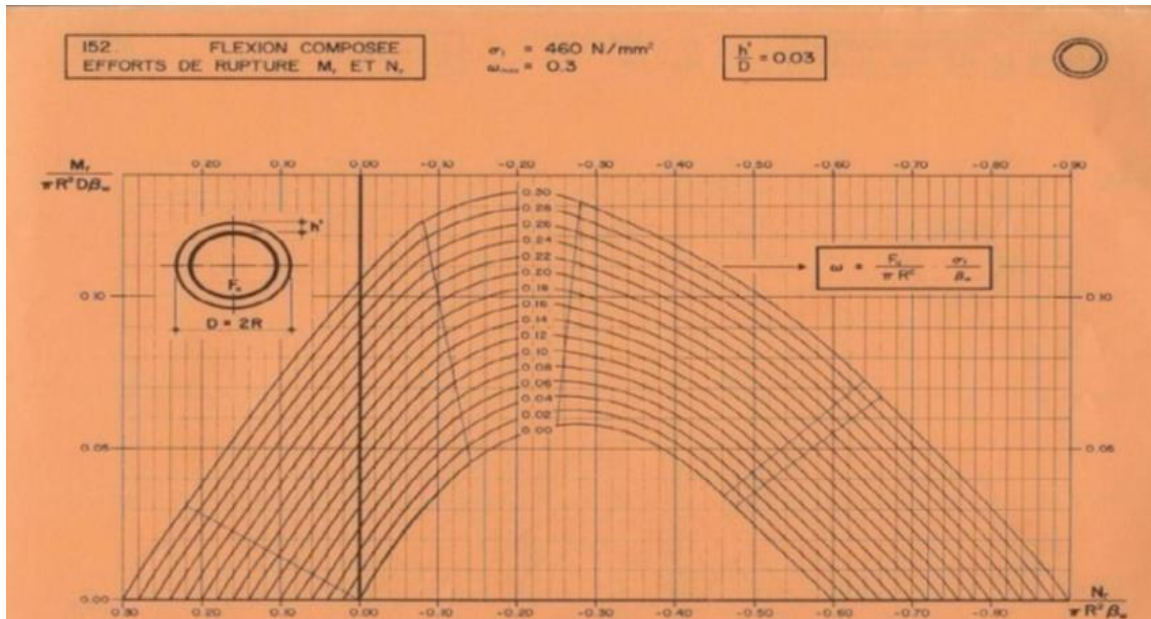


FIGURE VII. 14 : ABAQUE DE WALTHER

$$M_{\max} = 265.49 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 114.35 \text{ t.m}$$

➤ 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

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{265.49}{3.14(0.6)^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.072$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{114.35}{3.14(0.6)^2 \times 2700} = 0.037$$

Où :

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 : $\omega = 0.22$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\Rightarrow F_a = 0.22 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.22 \frac{3.14(0.6)^2 \times 27}{500} = 0.0134 \text{ m}^2 = 134 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend [17HA32] ($A_s = 136.7 \text{ cm}^2$).

➤ L'espacement :

$$s_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{17} = 22.16 \text{ cm}.$$

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$

b) Ferrailage transversal

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule : $\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ cm}^2$

Donc, on prendra des cercles de [HA12] espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction

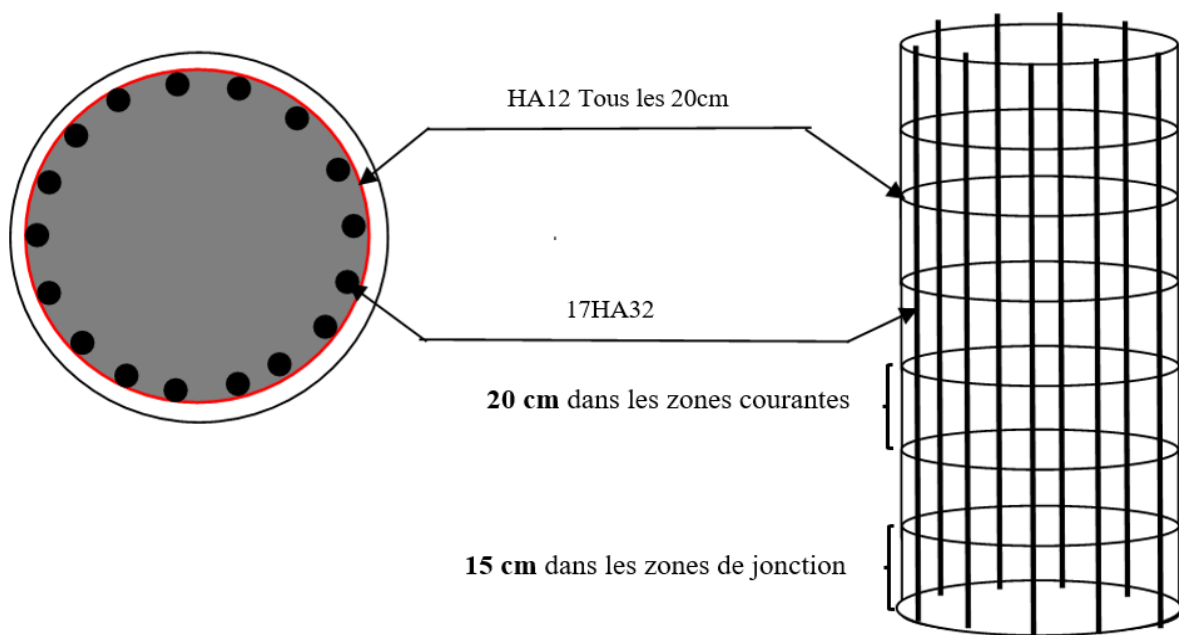


FIGURE VII. 15 : FERRAILAGE DES PIEUX

CHAPITRE VIII :

ETUDE LA PILE

VIII.1 Introduction

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, une poutre de liaison pour relier les deux futs et d'une semelle avec une nervure liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que le (Freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du Tablier).

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier :

- La profondeur de la brèche à franchir.
- Le type de tablier à porté.
- Résistance mécanique et robustesse.
- Facteur d'esthétique.

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.

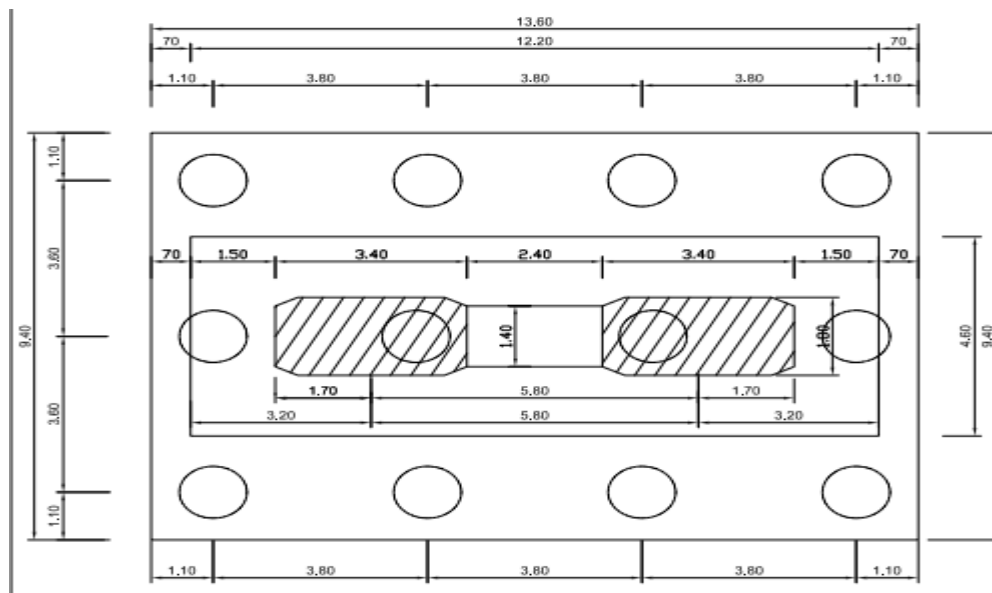


FIGURE VIII. 1 : LES DIMENSIONS DE LA PILE

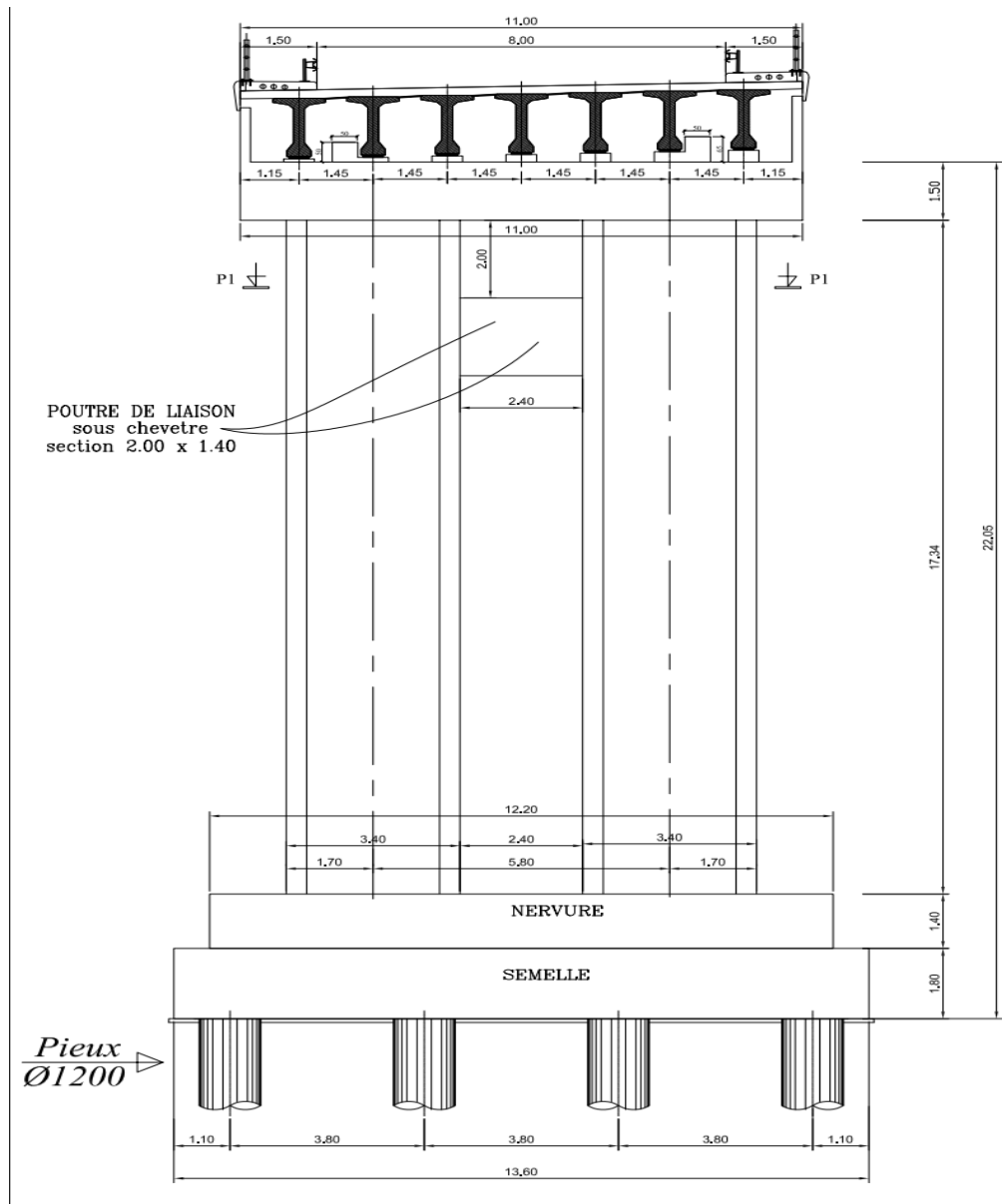


FIGURE VIII. 2 : LES DIMENSIONS DE LA PILE

VIII.2 Etude de la pile

VIII.2.1 Dimensions de la pile et calcul des charges appliquées

a) Calcul du chevêtre

➤ Dimensions du chevêtre.

$H = 1,50$ m ; H : la hauteur du chevêtre.

$L = 11$ m ; L : la longueur du chevêtre.

$D = 2,40$ m ; D : la largeur du chevêtre.

➤ **Poids propre du chevêtre**

➤ **Volumes du chevêtre :**

Le volume total du chevêtre est : $V_T = 11 \times 1.50 \times 2.40 = 39.6 \text{ m}^3$

➤ **Poids propre chevêtre :**

Le poids propre du chevêtre est : $P_{rp} = 39.6 \times 2.5 = 99 \text{ t}$

b) Calcul de la Poutre de liaison

➤ **Dimensions de la poutre de liaison**

$H = 2 \text{ m}$; H : la hauteur de la poutre de liaison.

$L = 2.4 \text{ m}$; L : la longueur de la poutre de liaison

$D = 1.4 \text{ m}$; D : la largeur de la poutre de liaison.

➤ **Poids propre de la poutre**

➤ **Volumes de la poutre :**

Le volume total de la poutre de liaison est : $V_T = 2 \times 1.40 \times 2.40 = 6.72 \text{ m}^3$

➤ **Poids propre de la poutre :**

Le poids propre de la poutre de liaison est : $P_{rp} = 6.72 \times 2.5 = 16.8 \text{ t}$

c) Calcul des futs

➤ **Dimensions des futs.**

$H = 17.34 \text{ m}$; H : la hauteur des futs.

$L = 3.40 \text{ m}$; L : la longueur des futs.

$D = 1.8 \text{ m}$; D : la largeur des futs.

➤ **Volume des futs :**

Le volume d'un seul fut est : $V = 17.34 \times 1.80 \times 3.40 = 106.12 \text{ m}^3$

Le volume total est : $V_T = 106.12 \times 2 = 212.24 \text{ m}^3$

➤ **Poids propre des futs :**

Le poids propre des futs est : $P_{rp} = 212.24 \times 2.5 = 530.6 \text{ t}$

d) Calcul de la nervure**➤ Dimensions de nervure**

$H = 1.40\text{ m}$; H : la hauteur de la nervure.

$L = 12.20\text{ m}$; L : la longueur de la nervure.

$D = 4.60\text{ m}$; D : la largeur de la nervure.

➤ Volume de la nervure :

Le volume de nervure : $V = 1.40 \times 12.20 \times 4.60 = 78.57\text{ m}^3$

➤ Poids propre de la nervure :

Le poids propre de nervure : $P_{rp} = 78.57 \times 2.5 = 196.43\text{ t}$

e) Calcul de la semelle**➤ Dimensions de la semelle :**

$H = 1.80\text{ m}$; H : la hauteur de la semelle

$L = 13.60\text{ m}$; L : la longueur de la semelle

$D = 9.40\text{ m}$; D : la largeur de la semelle

➤ Volume de la semelle :

Le volume de la semelle : $V = 1.80 \times 13.60 \times 9.40 = 230.11\text{ m}^3$

➤ Poids propre de la semelle :

Le poids propre de la semelle : $P_{rp} = 230.11 \times 2.5 = 575.28\text{ t}$

VIII.3 Evaluation des charges et surcharges.

Charge permanente : poids propre du tablier : $P_{pt} = 746.7\text{ t}$

Charge verticale : chevêtre + fut + poutre de liaison = $99 + 530.6 + 16.8 = 646.4\text{ t}$

Charge du vent : $W = 0.2\text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation : D_{240}

Charge horizontale : force de freinage : $F_F = 30\text{ t}$

Séisme :

$$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 746.7 + 646.4 = 1393.1 \text{ t}$$

$$G = 1393.1 \text{ t}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ex : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.} \\ \text{Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y} \\ \text{Ez: La composante horizontale du séisme suivant l'axe .} \end{array} \right.$

➤ **Effort transmise par la surcharge D_{240}**

$$Q_{D240} = 12.903 \text{ t/m}$$

$$P_{D240/\text{poutre}} = \frac{R}{n} \times K\alpha_{\max}$$

$K\alpha_{\max}$: a été calculer par GYOMASSOUNER

$$R_{D240} = 12.093 \times (1 + 0.721) \times 9.3 = 206.468 \text{ t}$$

$$P_{D240/\text{poutre}} = \frac{206.468}{7} = 29.5 \text{ t/poutre}$$

➤ **Les combinaisons :**

Selon **SETRA** les combinaisons à prendre en compte et les plus défavorables sont :

$$\text{ELS} = G + V + W + F_F$$

$$\text{ELU} = 1.35 (G + V) + 1.6 (W + F_F)$$

$$\text{ELA} = \begin{cases} G + V + E_x \\ G + V + E_y \\ G + V + E_z \end{cases}$$

VIII.4 Modélisation de la pile

Nous utiliserons le logiciel **ROBOT 2021** pour modéliser la pile et nous introduirons les charges permanente ainsi que la surcharge la plus défavorable de notre ouvrage et les combinaisons **ELU, ELS, ELA**

➤ **Etude de séisme.**

Le séisme a été introduit selon les conditions indique dans le **REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIENNE R.P.O.A** suivant un spectre de repense sachons que la zone sismique de notre ouvrage est **(II-a)**

➤ **Les étapes à suivre pour introduit le séisme sur logiciel robot**

Etape une : ouvrir la fenêtre analyse ⇒ type d'analyse ⇒ nouveau ⇒ cocher modale ⇒ OK.

Etape deux : on choisit le nombre de mode ⇒ cocher vérification de strume ⇒ paramètre simplifier ⇒ choisie l'amortissement selon RPOA sa dépend de votre structure ⇒ OK.

3eme étape : nouveau ⇒ sismique ⇒ OK ⇒ sélectionner la zone ; l'usage et le site de la structure ⇒ définir l'excentrement ⇒ valeurs relative ⇒ cocher direction x et direction y est donner la valeur 0.05% chaqu'un ⇒ OK ⇒ ferme.

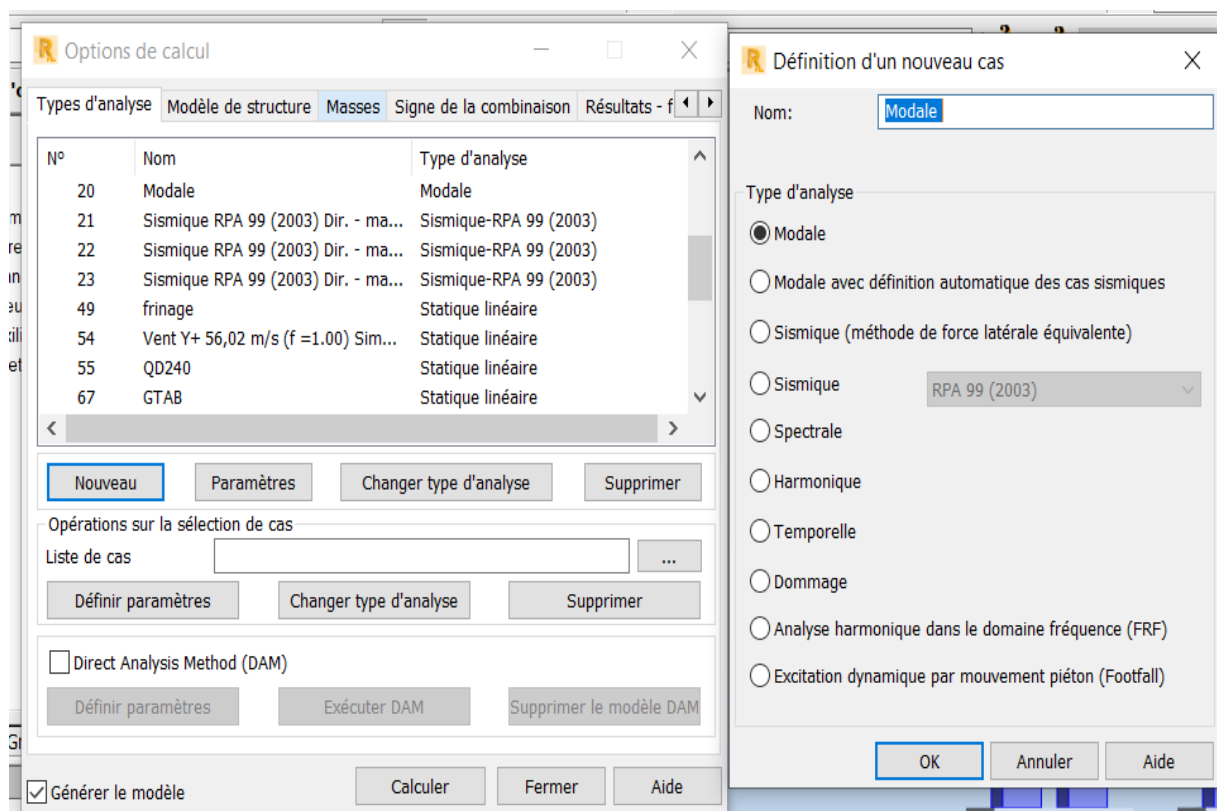


FIGURE VIII. 3 : LES ETAPES DU SEISME

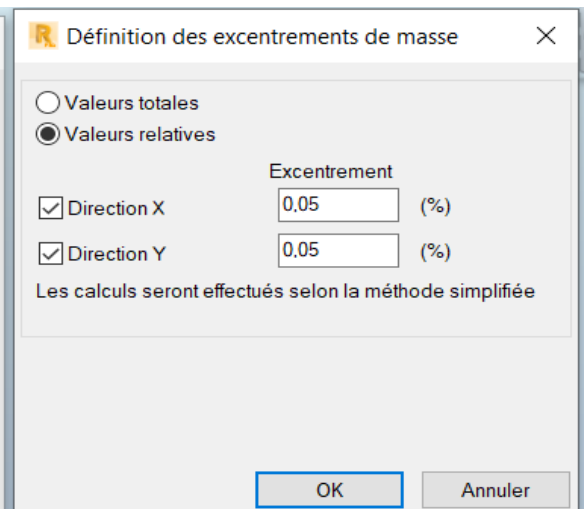
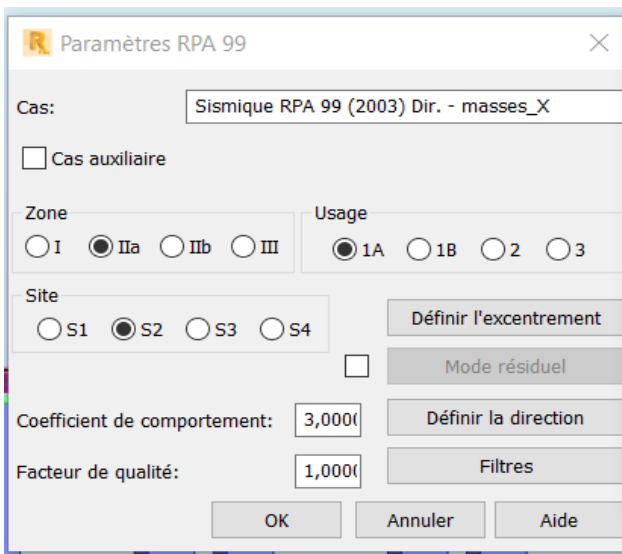
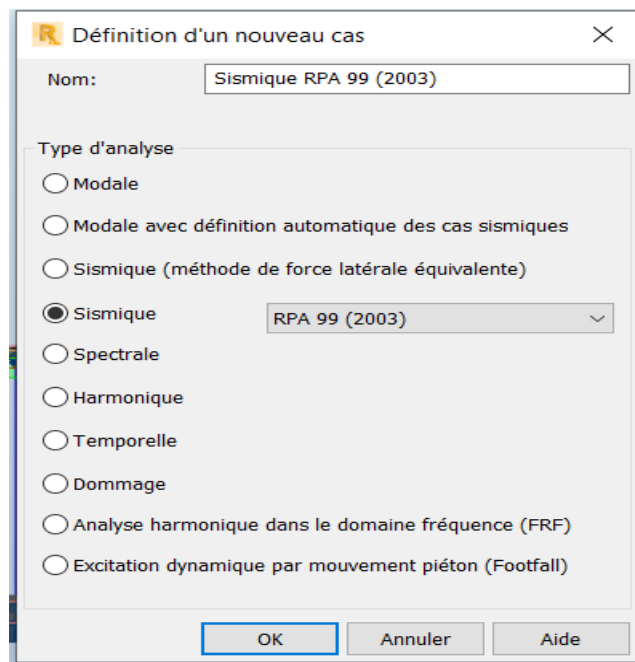
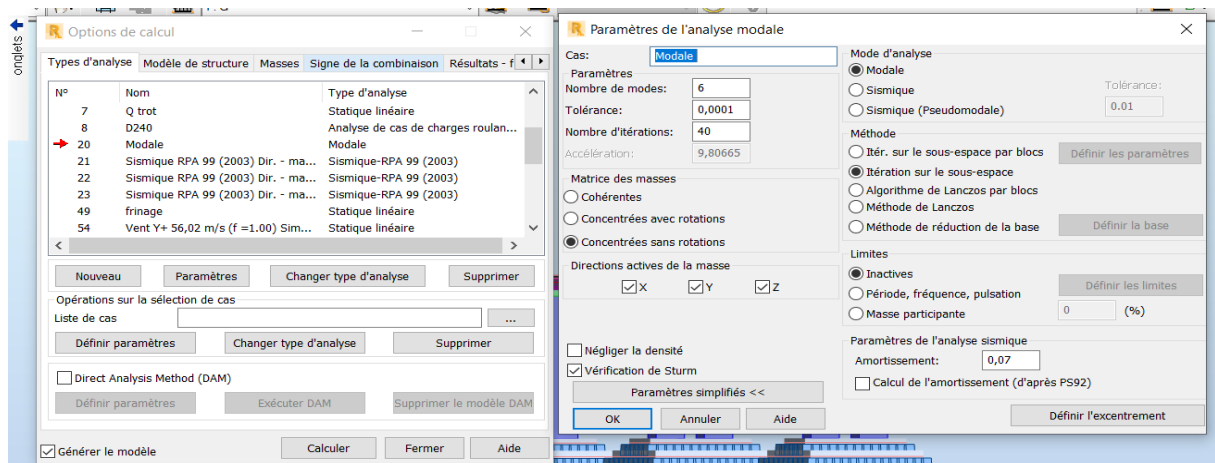


FIGURE VIII. 4 : LES ETAPES DU SEISME

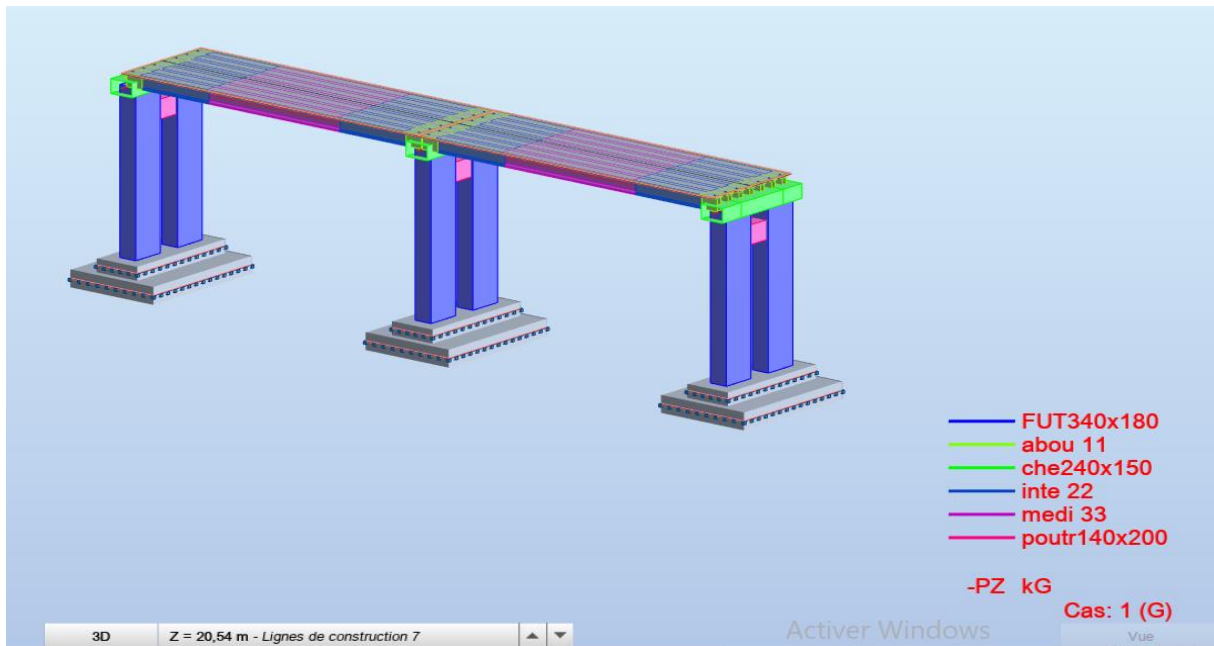


FIGURE VIII. 5: MODELISATION DU LA STRUCTURE

REMARQUE : puisque le logiciel robot n'est pas programmé pour prendre le tablier et la pile pour le calculer a la fois donc on vas séparer la structure pour introduire les charges et les surcharge linéairement sur la pile uniquement.

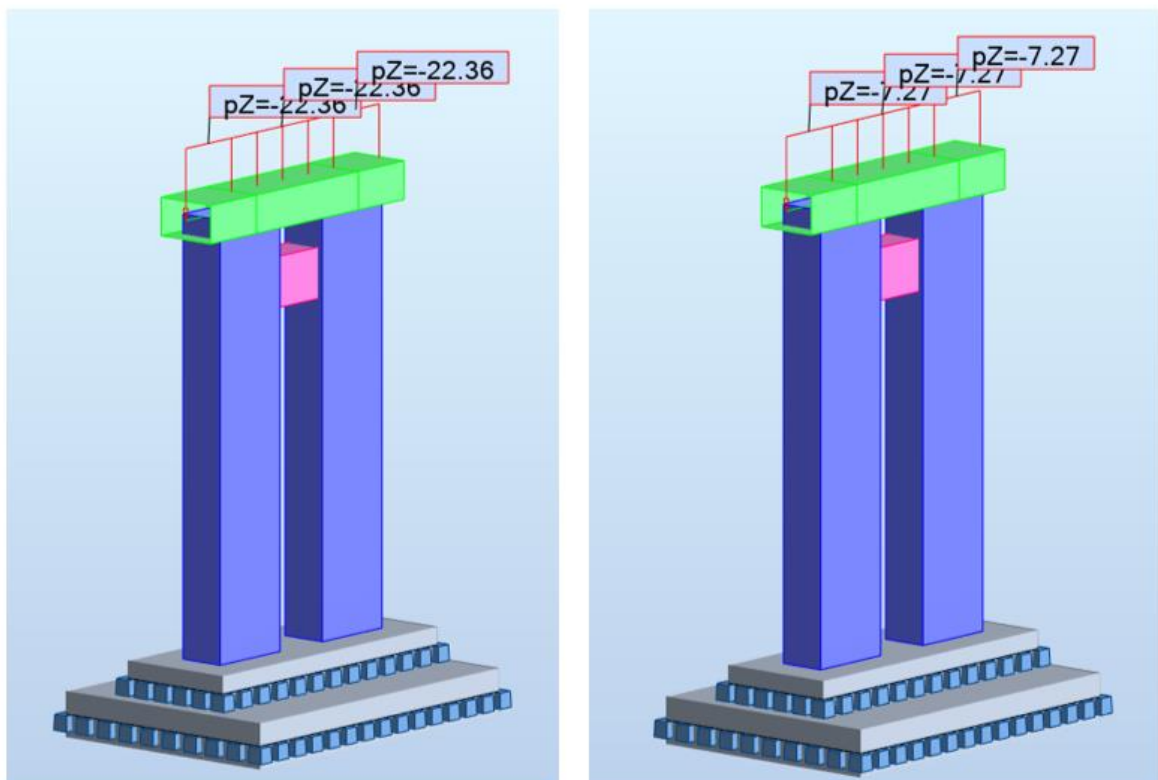


FIGURE VIII. 6 : QUELQUES CHARGES APPLIQUER SUR LA PILE

VIII.5 Etude du chevetre

D'après la modélisation on adopte les moments fléchissant et efforts tranchants

➤ Efforts tranchants du chevetre a l'ELU

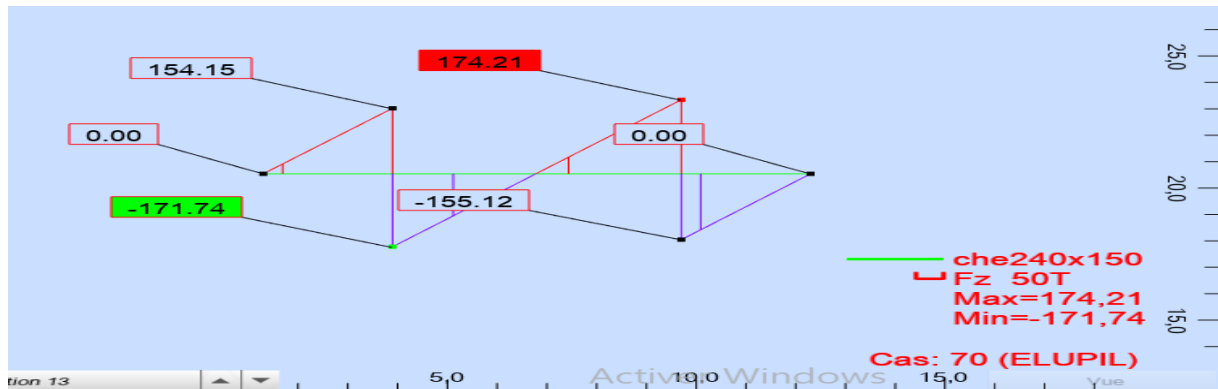


FIGURE VIII. 7 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELU

➤ Moments fléchissant du chevetre a l'ELU

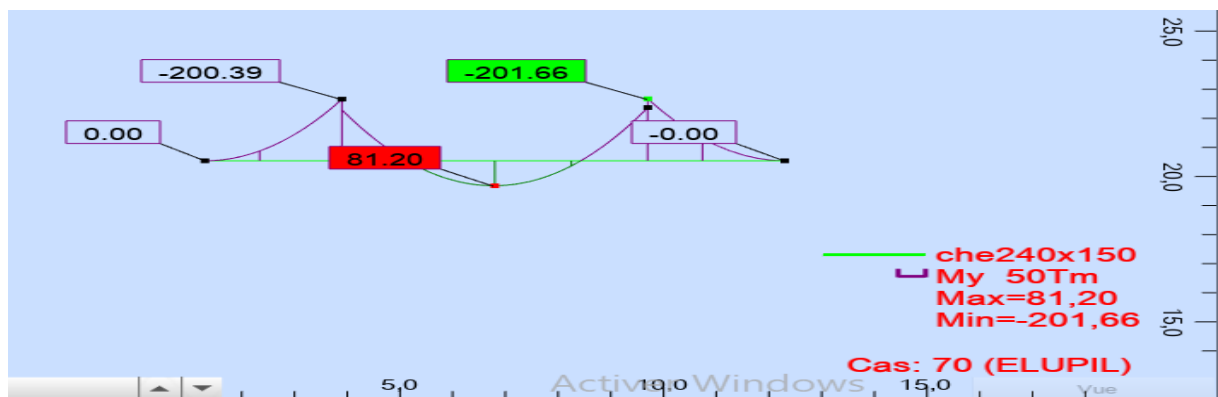


FIGURE VIII. 8 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELU

➤ Efforts tranchants du chevetre a l'ELS

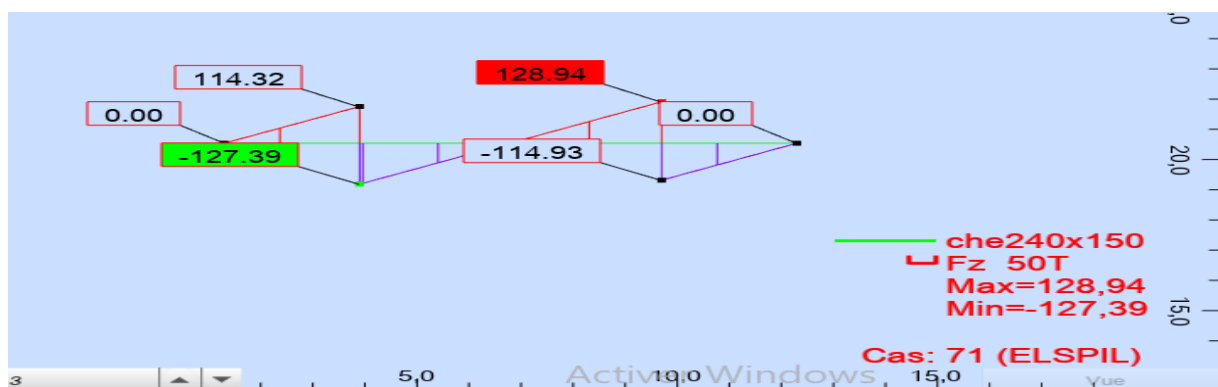


FIGURE VIII. 9 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELS

➤ Moments fléchissant du chevetre a ELS

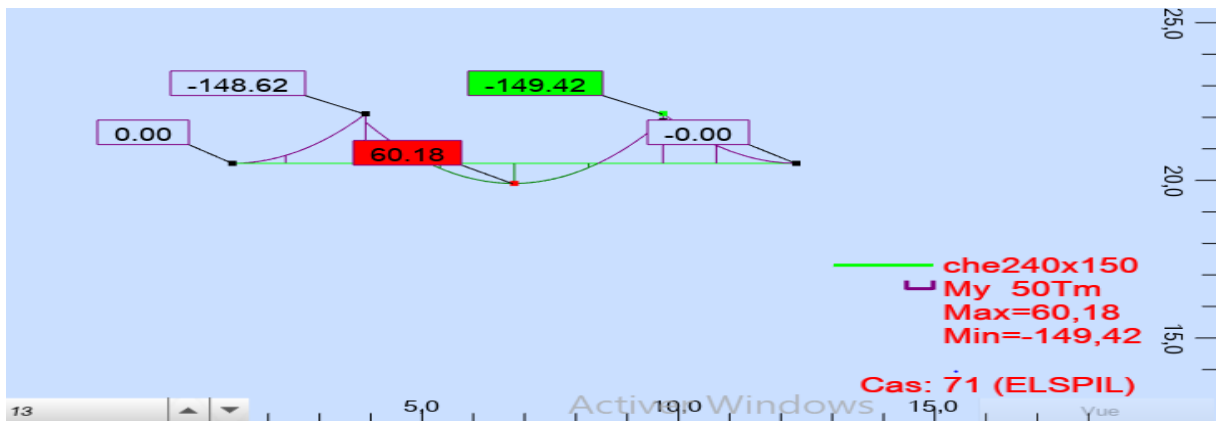


FIGURE VIII. 10 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELS

➤ Efforts tranchants du chevetre a l'ELA

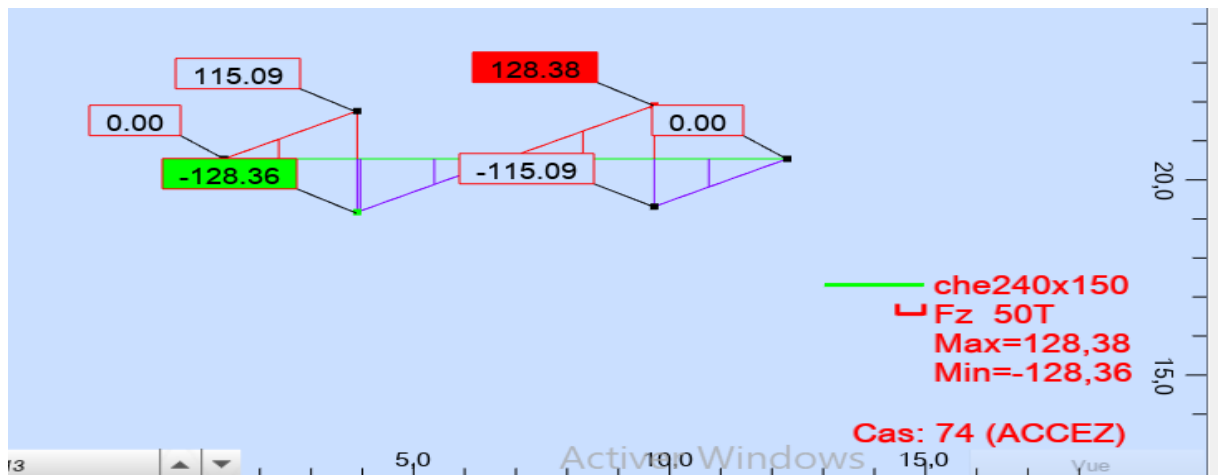


FIGURE VIII. 11 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELA

➤ Moments fléchissant du chevetre a ELA

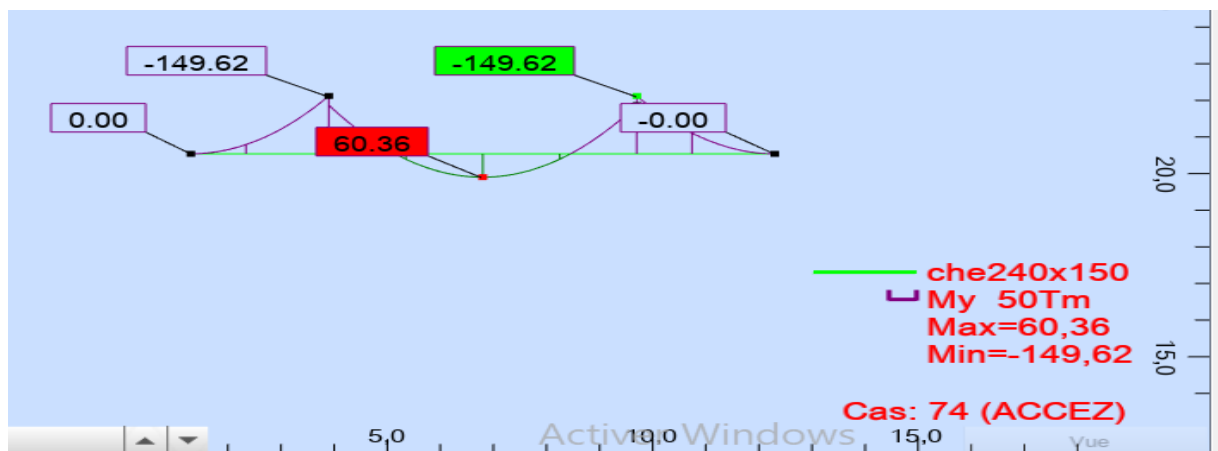


FIGURE VIII. 12 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELA

➤ Le tableau résume les résultats les plus défavorable :

TABLEAU VIII. 1 : MOMENT ET LES EFFORTS DU CHEVÊTRE

| | ELU | | ELS | | ELA | |
|----------------------------|------------|--------------|------------|--------------|------------|--------------|
| | Aux appuis | A mi- travée | Aux appuis | A mi- travée | Aux appuis | A mi- travée |
| Moment (T.m/ml) | 201.66 | 81.20 | 149.42 | 60.18 | 149.62 | 60.36 |
| Effort (T/ml) | 174.21 | 0 | 128.94 | 0 | 128.38 | 0 |

Remarque : Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appui sur deux fûts.

VIII.5.1 Ferrailage du chevêtre

a) Ferrailage longitudinal

Le ferrailage de la section du chevêtre se fait en flexion simple .

Acier FeE500 Béton

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$f_{eE} = 500 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 207.13 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$H = 1.50 \text{ m}, d = 0.9h = 1.35 \text{ m}, b_0 = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage se fait pour une bonde de 1m

➤ A'ELU :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81.20 \times 10^6}{100 \times 135^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.029$$

$$\mu_b = 0.029 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc : la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}}{0.8} = 0.036$$

$$z_1 = d(1 - 4\alpha) = 1.35(1 - 0.4 \times 0.036) = 1.33 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{81.20 \times 10^6}{1.33 \times 435 \times 10^2} = 14.03 \text{ cm}^2$$

➤ A'ELS:

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 1.35}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.14 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 1.35 \times \left(1 - \frac{0.14}{3}\right) = 1.29 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 1.29 = 10.44 \text{ MN.m} = 1044 \text{ t.m}$$

$$M_u = 149.42 \text{ t.m} < M_1 = 1044 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{149.42 \times 10^6}{1.29 \times 207.31 \times 10^2} = 55.87 \text{ cm}^2$$

➤ A'ELA :

la méthode de calcul se fait comme l'ELS avec $\overline{\sigma_{st}} = f_e = 500 \text{ MPa}$ pour les condition sismique

TABLEAU VIII. 2 : SECTION DES ARMATURES

| | ELU | | | ELS | |
|-----------------------|----------------|----------------|-----------------------------------|----------------|----------------|
| | M _t | M _a | | M _t | M _a |
| Mu (t.m) | 85.85 | 201.66 | Mu (t.m) | 60.33 | 149.62 |
| μ _{bu} | 0.029 | 0.072 | X(m) | 0.14 | 0.14 |
| α | 0.036 | 0.093 | Z ₂ (m) | 1.29 | 1.29 |
| Z ₁ (m) | 1.33 | 1.29 | M ₁ (t.m) | 1044 | 1044 |
| Au (cm ²) | 14.03 | 35.93 | A _s (cm ²) | 22.55 | 55.87 |

b) Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{135 \times 100 \times 0.23 \times 2.22}{500} = 13.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

Conclusion

La valeur la plus défavorable est à L'ELS donc on prend :

En travée: ($A_s = 22.55 \text{ cm}^2$) soit [8HA20/ml] pour $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 12 \text{ cm}^2$

À l'appui : ($A_s = 55.87 \text{ cm}^2$) soit [8HA32/ml] pour $A_s = 64.34 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 12 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage horizontal**

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{64.34}{4} = 16.08 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [6HA20] pour une section $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferraillage transversale (les cadres)**

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{174.21}{1 \times 1.35} = 129.04 \text{ T/m}^2 = 1.29 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_μ : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} < 40 \text{ MPa}$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.7 \text{ MPa} \text{ Avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$\gamma_B = 1.5$ en situation durable

$$\tau_\mu = 1.29 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après les documents (SETRA P.P 73 1.3.2).

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

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{\tau_\mu - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq \frac{\tau_{\mu} - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b \times St$$

$$A_{t1} \geq 5.74 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$\% \text{ min} = \frac{A_t \times f_e}{St \times b_0} \geq 0.4$$

$$A_{t \text{ min}} \geq 0.4 \times 100 \times \frac{15}{500} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t1} = 5.74 \text{ cm}^2 \geq A_{t \text{ min}} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lon}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{1500}{35}; 32; \frac{2400}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 32 \text{ mm}$$

Pour les armatures de cadre on prend des [1HA12] tous les 20 cm.

➤ **Justification de la bielle de béton**

$$\tau_{\mu} = 1.29 \text{ MPa} < \frac{f_{c28}}{6} = 4.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires. Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

Selon l'article 7.6.3 de (B.P.E.L 91) adoptent une épaisseur fictive de la paroi

$$b_n = \frac{D}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Avec

D : Diamètre du plus grand cercle dans la section du chevêtre

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

➤ **Calcul du moment de torsion**

$$M_{tu} = 1,35 \times [(RG + RD240) a - RG \times a]$$

Dans notre cas le $RG = 0$ et : $a = 0.55$ m

$$M_{tu} = 1,35 \times [RD240 \times a] = 1.35 \times 206.7 \times 0.55 \Rightarrow M_{tu} = 153.47 \text{ t.m}$$

➤ **Justification du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_{\mu}^2(V_u) + \tau_{\mu}^2(M_t) \leq \overline{\tau_{\mu}^2} = \tau_{u_{adm}}^2 = 7.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.7 \text{ MPa Avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$\tau_{\mu}(V_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_{\mu}(M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_{\mu}(V_u) = \frac{V_u}{b.d} = \frac{174.21}{1 \times 1.35} = 129.04 \text{ t/m}^2 = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\Omega = (b_0 - b_n)(h - b_n) = (1 - 0.25)(1.5 - 0.25) = 0.94 \text{ m}$$

$$\tau_{\mu}(M_t) = \frac{M_{tu}}{2\Omega b} = \tau_{\mu}^2(M_t) = \frac{153.47}{2 \times 0.94 \times 1} = 81.63 \text{ t/m}^2 = 0.82 \text{ MPa}$$

$$(1.29)^2 + (0.82)^2 = 2.34 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{\mu}^2} = \tau_{u_{adm}}^2 = 7.29 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.5.2.1 Armature de torsion

a) **Armatures longitudinales**

$$A_{t1} = \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Omega = (b - b_n)(h - b_n) = (2.4 - 0.25)(1.5 - 0.25) = 2.68 \text{ m}$$

Avec U : le périmètre de l'extérieur

$$U = (2.4 + 1.5) \times 2 = 7.8 \text{ m}$$

$$A_{t1} = \frac{153.47 \times 7.8 \times 10^2}{2 \times 2.68 \times \frac{500}{1.15}} = 51.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit [18HA20] pour une section de (56.55 cm}^2\text{)}$$

b) Armature transversale

$$A_{t2} = \frac{M_{tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec S_t : l'espacement des armatures $\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{t2} = \frac{153.47 \times 0.15 \times 10^2}{2 \times 2.68 \times \frac{500}{1.15}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2} \Rightarrow$ selon SETRA (P. P 73 1.3.2)

$$A_{t1} \geq 5.74 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5.74 + 0.98 = 6.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit des [6HA12] tout 15 cm.

- **Les armatures du chevêtre**

$$A_{Sappuis} = 55.87 \text{ cm}^2 \text{ soit [8HA32]}$$

$$A_{Stravée} = 78.54 \text{ cm}^2 \text{ soit [8HA25]}$$

$$A_{Stransversal} = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ soit [HA12]} \Rightarrow \text{(les cadres)}$$

$$A_{Storsion} = 56.55 \text{ cm}^2 \text{ soit [18HA20]} \Rightarrow \text{(18 barres pour les deux cotée)}$$

$$A_{Stor.transv} = 6.73 \text{ cm}^2 \text{ soit [6HA12]}$$

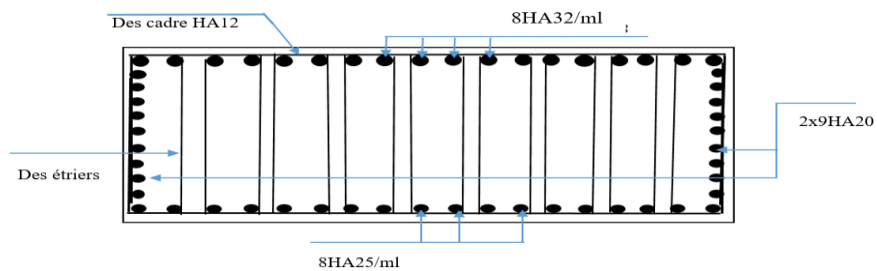


FIGURE VIII. 13 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DU CHEVETRE

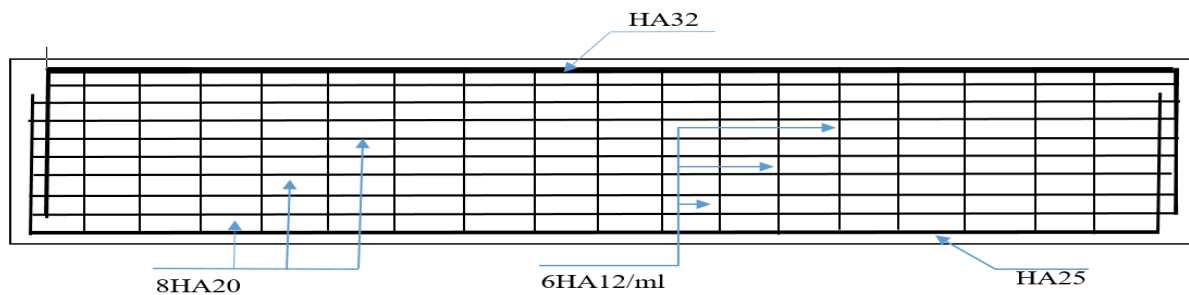


FIGURE VIII. 14 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE

VIII.6 Etude de la poutre de liaison

Les dimensions de la poutre

La longueur : 2.4 m

La largeur : 1.4 m

La hauteur : 2 m

Les efforts et les moments obtenue par le logiciel robot 2021 pour les combinaisons les plus défavorables a (ELU, ELS, ELA).

➤ Efforts tranchants de la poutre de liaison a l'ELU

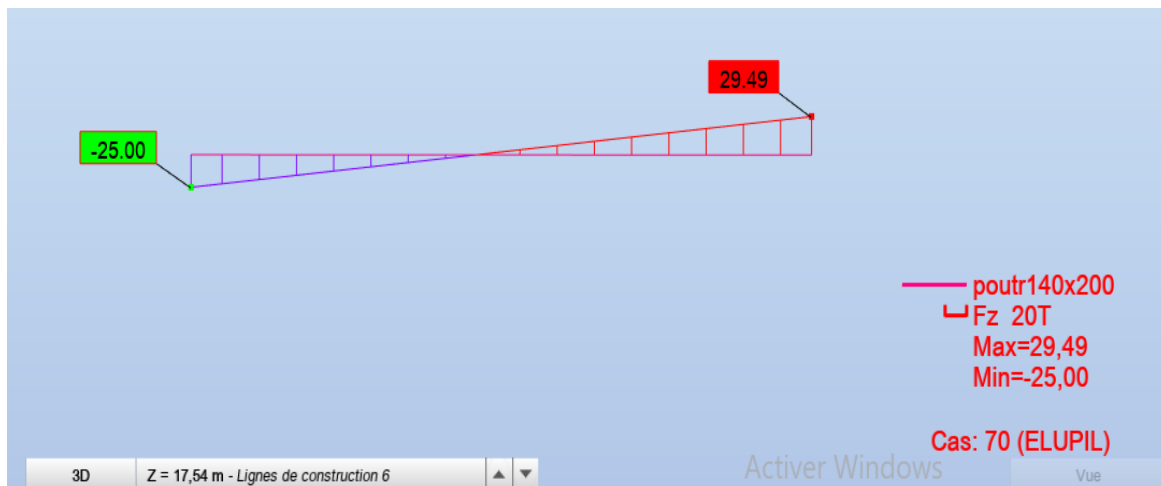


FIGURE VIII. 15 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELU

➤ Moments flechissants de la poutre de liaison a ELU

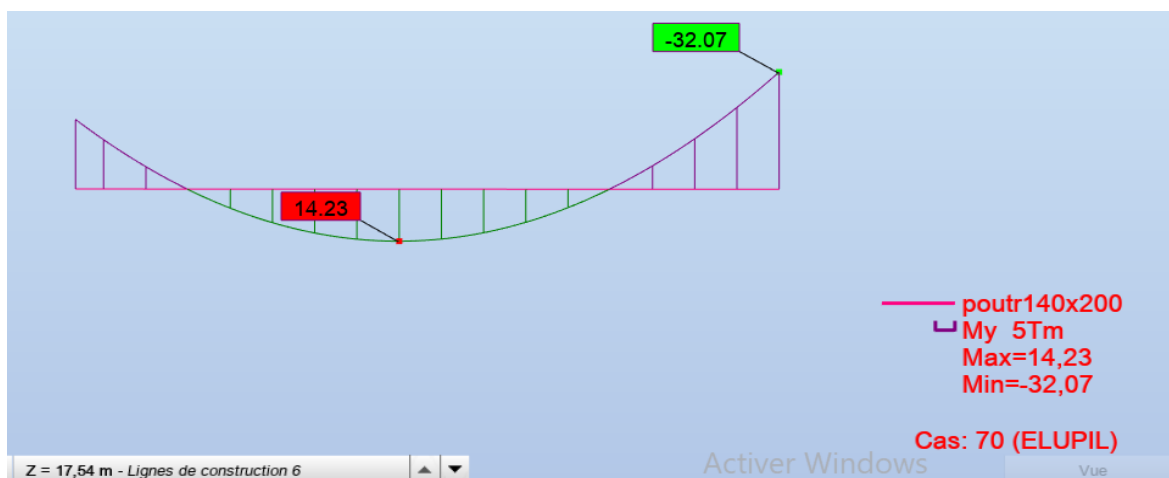


FIGURE VIII. 16 : MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE DE LIAISON A ELU

➤ Efforts tranchants de la poutre de liaison l'ELS

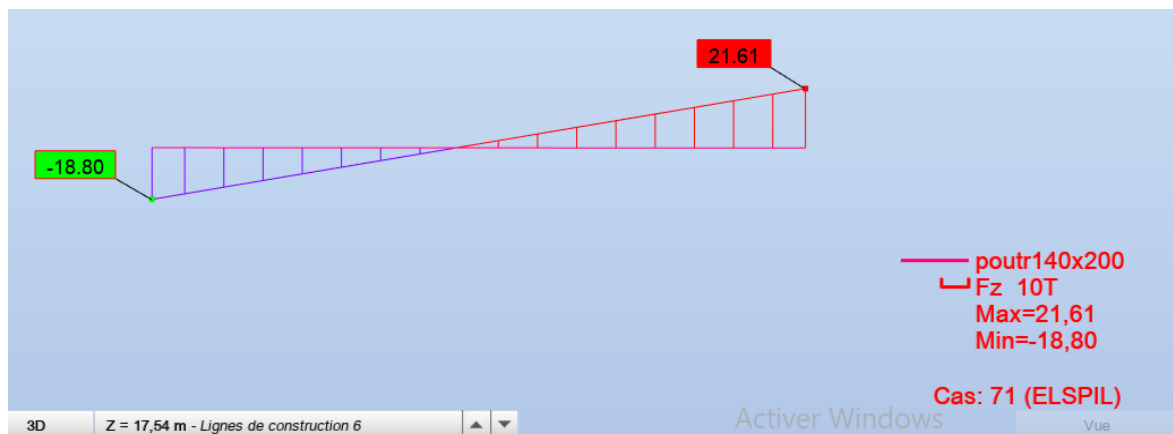


FIGURE VIII. 17 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELS

➤ Moments flechissants de la poutre de liaison a ELS



FIGURE VIII. 18 : MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELS

➤ Efforts tranchants de la poutre de liaison a l'ELA

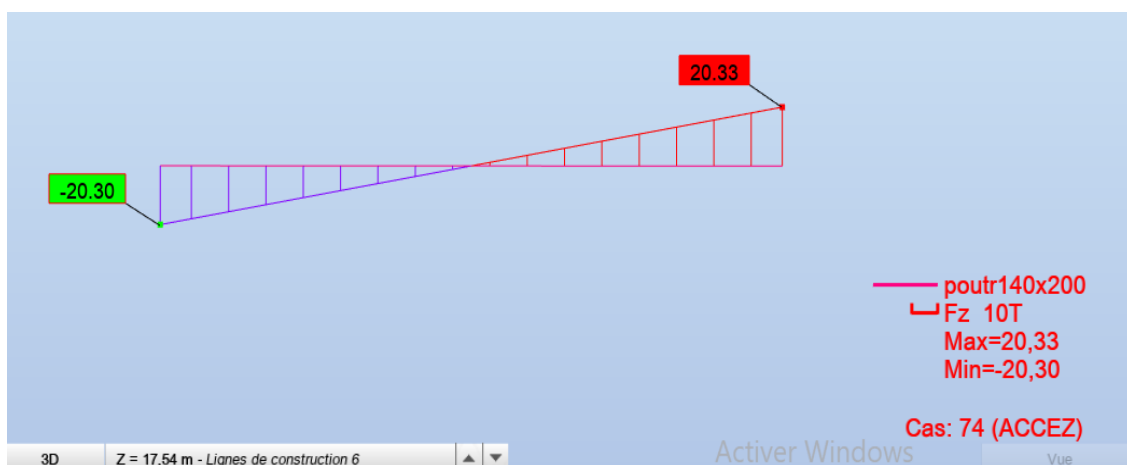


FIGURE VIII. 19 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELA

➤ Moments fléchissant de la poutre de liaison a ELA



FIGURE VIII. 20 : MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE DE LIAISON A L'ELA

Le tableau suivant résume les moments et les efforts :

TABLEAU VIII. 3 : LES MOMENTS ET LES EFFORTS DE LA POUTRE

| | ELU | | ELS | | ELA | |
|----------------------------|------------|--------------|------------|--------------|------------|------------|
| | Aux appuis | A mi- travée | Aux appuis | A mi- travée | Aux appuis | mi- travée |
| Moment (T.m/ml) | 32.07 | 14.23 | 22.98 | 10.53 | 18.82 | 10.67 |
| Effort (T/ml) | 29.49 | 0 | 21.61 | 0 | 20.33 | 0 |

VIII.6.1 Ferrailage de la poutre

La poutre sera ferrillée en flexion simple

Acier FeE500 Béton

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$FeE = 500 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 207.13 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$H = 2 \text{ m}, d = 0.9h = 1.8 \text{ m}, b_0 = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage se fait pour une bonde de 1m

A l'ELU :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.07 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.0065$$

$$\mu_b = 0.0065 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc : la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0065}}{0.8} = 0.01$$

$$z_1 = d(1 - 4\alpha) = 1.80(1 - 0.4 \times 0.01) = 1.79 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{32.07 \times 10^6}{179 \times 435 \times 10^2} = 4.12 \text{ cm}^2$$

A l'ELS:

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \overline{\sigma}_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 1.8}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.18 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3} \right) = 1.8 \times \left(1 - \frac{0.18}{3} \right) = 1.69 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 1.69 = 13.689 \text{ MN.m} = 1368.9 \text{ t.m}$$

$$M_u = 22.98 \text{ t.m} < M_1 = 1368.9 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{22.89 \times 10^6}{169 \times 207.31 \times 10^2} = 6.53 \text{ cm}^2$$

A l'ELA :

la méthode de calcul se fait comme l'ELS avec $\overline{\sigma}_{st} = f_e = 500 \text{ MPa}$ pour les conditions sismiques

TABLEAU VIII : 4 : LES SECTIONS DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE

| | ELU | | ELS | | |
|-----------------------------------|----------------|----------------|-----------------------------------|----------------|----------------|
| | M _t | M _a | | M _t | M _a |
| Mu(t.m) | 14.23 | 32.07 | Mu(t.m) | 10.53 | 22.98 |
| μ _{bu} | 0.003 | 0.0065 | X(m) | 0.18 | 0.18 |
| α | 0.004 | 0.01 | Z ₂ (m) | 1.69 | 1.69 |
| Z ₁ (m) | 1,79 | 1.79 | M ₁ (t.m) | 1368.9 | 1368.9 |
| A _u (cm ²) | 1.82 | 4.12 | A _s (cm ²) | 3 | 6.53 |

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{180 \times 100 \times 0.23 \times 2.22}{500} = 18.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.N.V$$

$$A_s = \max(A_s, A_{min})$$

$$\text{On prend } A_s = A_{min} = 18.38 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

En travée: ($A_s = 18.38 \text{ cm}^2$) soit [7HA20/ml] pour $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 12 \text{ cm}^2$

À l'appui : ($A_s = 18.38 \text{ cm}^2$) soit [10HA16/ml] pour $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 20 \text{ cm}^2$

Remarque : Ces armatures d'appuis pour le 1er et le 2eme lit.

Ferrailage transversale :

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.49}{1 \times 1.35} = 21.84 \text{ T/m}^2 = 0.22 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_μ : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

Dans le cas au la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} < 40 \text{ MPa}$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4MPa\right) = 2.7 MPa \text{ Avec : } f_{c28} = 27 MPa.$$

$$\gamma_B = 1.5 \text{ en situation durable}$$

$$\tau_{\mu} = 0.22 MPa < \tau_{adm} = 2.7 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm d'après les documents (SETRA P.P 73 1.3.2).

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

On prendra alors pour les armatures de soutien des cadres de **T12** avec un espacement de **15cm**.

VIII.6.1.1 Armature de peau

D'après le B.A.E.L, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement à 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 d'après **Pierre CHARON** :

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(110 - \frac{fe}{10}\right)$$

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(110 - \frac{500}{10}\right) = 120cm$$

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 1cm² par mètre de paroi.

$$A \geq 3cm^2 / ml$$

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA12 tous les 20 cm.

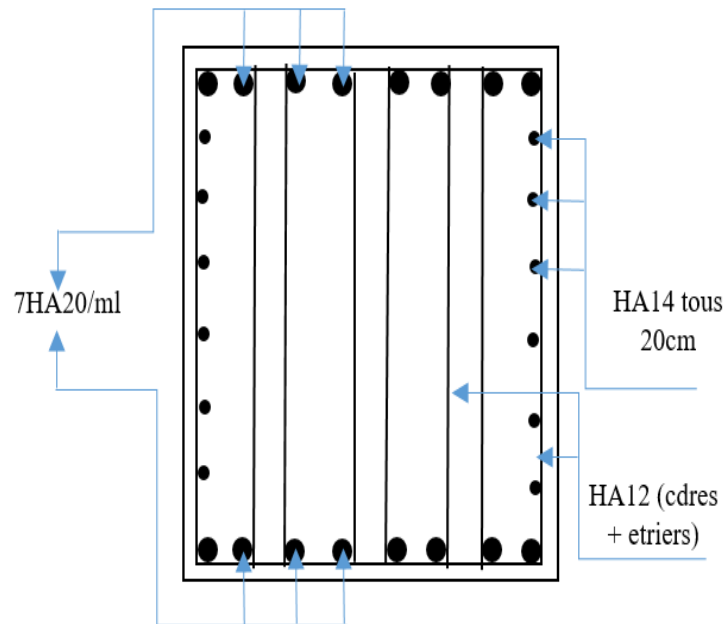


FIGURE VIII. 21 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE

VIII.7 Etude des futs

La pile de l'ouvrage est constituée de deux fût rectangulaire de (3.4m × 1.8m) et d'une hauteur de $h = 17.34\text{m}$ encastre à la base et a la partie supérieure. Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier les engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

On a d'après le R.P.O.A :

Si $L > 4e \Rightarrow$ le fut c'est un voile.

Si $L < 4e \Rightarrow$ le fut c'est un poteau.

D'où :

$4 \times 1,8 = 7,2 \text{ m} > L = 3.4 \text{ m} \Rightarrow$ le fut c'est un poteau.

D'après la modélisation de l'ouvrage sur robot on a obtenir les moments fléchissant et les effort normale et tranchant des futs le tableau donnée les composantes les plus défavorables :

➤ Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELU :

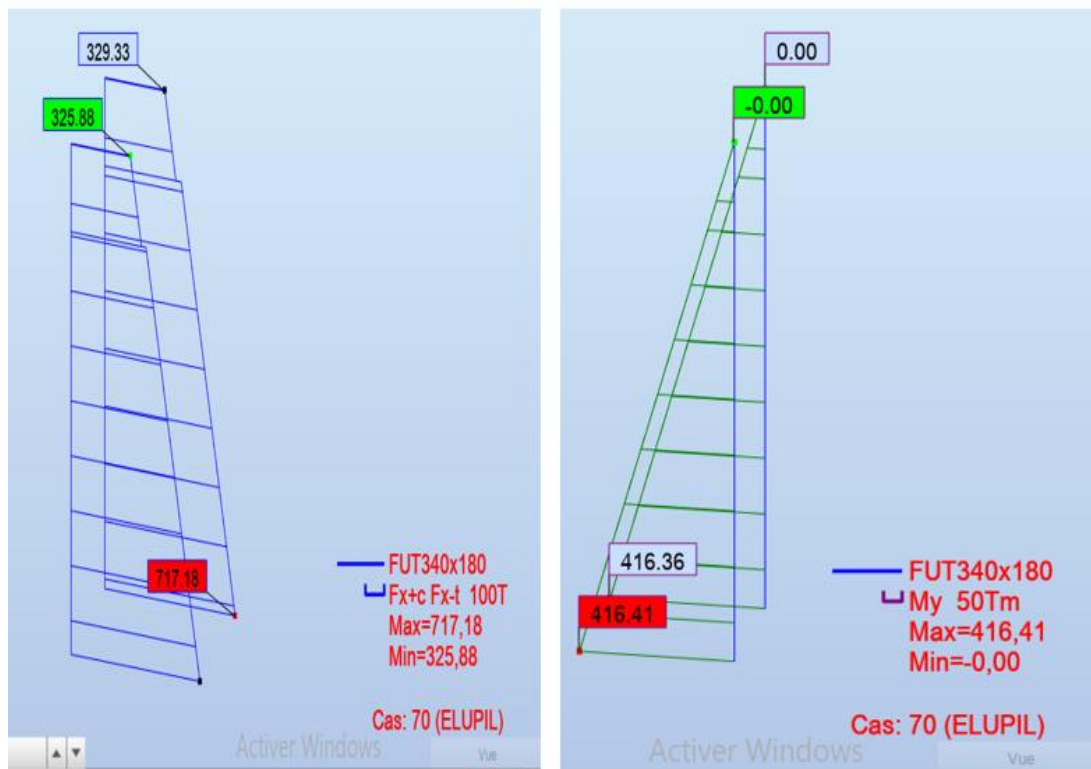


FIGURE VIII. 22 : EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELU

➤ Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELS :

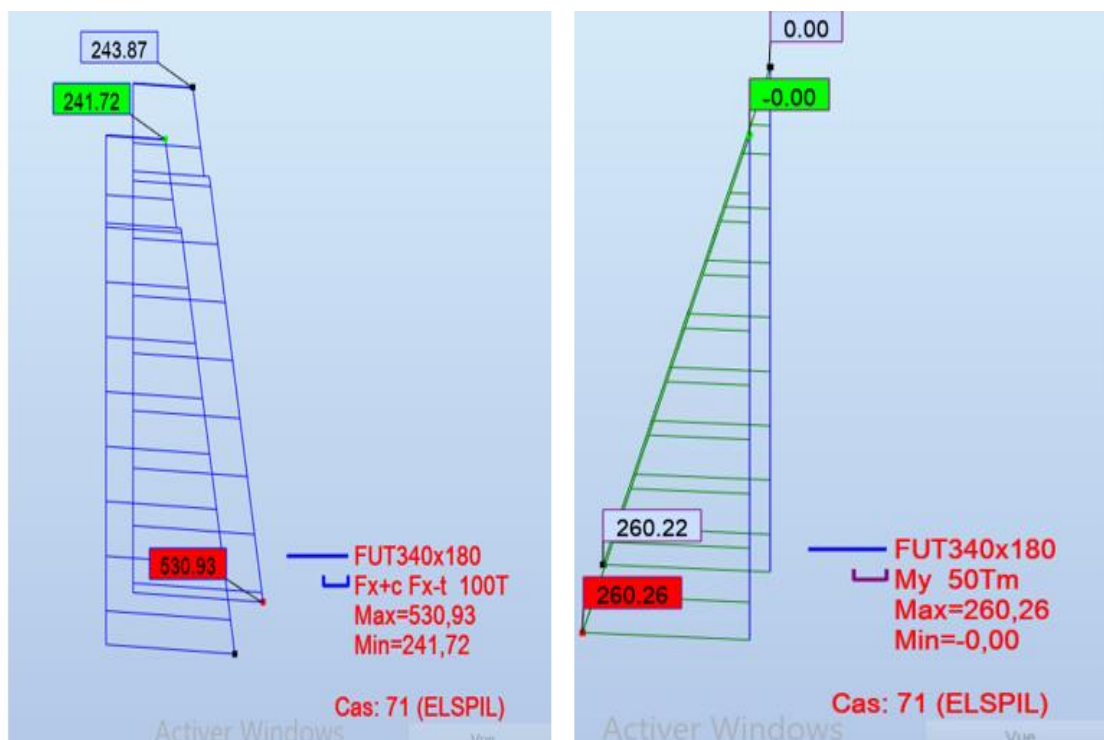


FIGURE VIII. 23 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELS

➤ Efforts normaux et moments fléchissant des futs a l'ELA :

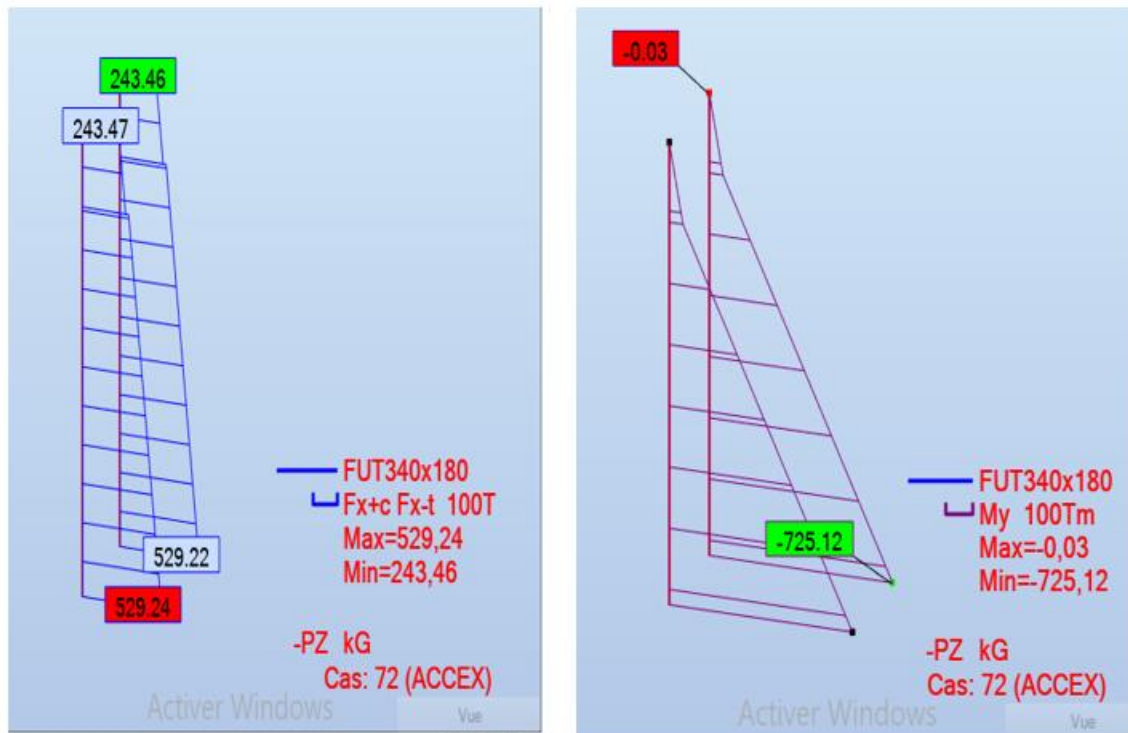


FIGURE VIII. 24 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELA

TABLEAU VIII. 5 : VALEUR DES MOMENTS ET LES EFFORTS DES FUTS

| | ELU | ELS | ELA |
|-------------------|--------|--------|--------|
| N (t/ml) | 717.18 | 530.93 | 529.93 |
| T (t/ml) | 24.04 | 15.02 | 46.79 |
| N (t.m/ml) | 416.41 | 260.26 | 725.12 |

VIII.7.1 Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \text{ avec } l_f = 0.707 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.707 \times 17.34$$

$$\Rightarrow l_f = 12.26$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \text{ avec } B = 1.8 \times 17.34 = 31.21m^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.8 \times 17.34^3}{12} = 782.06 m^4$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = i = \sqrt{\frac{782.06}{31.21}} = 5m$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{12.26}{5} = 2.45 < \bar{\lambda} = 50$$

$$\bar{\lambda} = \max[50 ; \min\left(\left(\frac{67e_0}{D}\right); 100\right)] = 50$$

$$e_0 = M/N$$

Pas de risque au flambement.

Le ferrailage se fait à la flexion composée selon le B.A.E.L.

VIII.7.1.1 Ferrailage des futs

Le ferrailage se fait a la composante la plus défavorable à l'ELA

$$Nu = 529.93 t$$

$$Mu = 725.12 t.m$$

$$\text{Béton} = 27 MPa$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 MPa$$

$$\text{Dimension (1x 1.8 m}^2) \text{ et } d = 0.9 h = 1.62 m$$

$$b = 3.4 m$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{725.12 \times 10^6}{340 \times 162^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.053 < \mu_{bc} = 0.49 \Rightarrow (\text{section partiellement tendue}).$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.8 \times \frac{180}{162} \left(1 - 0.4 \frac{180}{162}\right) = 0.49$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 MPa.$$

$$z = d (1 - 0.4 \mu_{bu}) = 1.62 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 1.58 m$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 MPa$$

$$A_s = \frac{Mu}{z.\sigma_s} = \frac{725.12 \times 10^6}{158 \times 435 \times 10^2} = 105.5 cm^2$$

- Armatures en flexion composée

$$A = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow A = 105.5 - \frac{529.93 \times 10^2}{435} = -16.32 \Rightarrow \text{on prend } A_s = 0$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0.23 \times \frac{2.22}{500} 340 \times 162 = 56.25 \text{ cm}^2 > A_s = 0$$

⇒ La condition non vérifier donc nous prenons $A_s = 56.25 \text{ cm}^2$

⇒ Soit [7HA32/ml] pour une section $A_s = 56.30 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15 cm.

➤ **Ferraillage horizontal**

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{56.30}{4} = 14.075 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [5HA20] pour une section $A'_s = 15.71 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferraillage transversale (les cadres)**

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{49.93}{1 \times 1.62} = 26 \text{ T/m}^2 = 0.26 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_μ : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELA.

Dans le cas au la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} < 40 \text{ MPa}$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.7 \text{ MPa} \text{ Avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$\gamma_B = 1.5$ en situation durable

$$\tau_\mu = 0.26 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après les documents (SETRA P.P 73 1.3.2).

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

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{\tau_\mu - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq \frac{\tau_{\mu} - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b \times St$$

$$A_{t1} \geq 0.0005 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal**

$$\% \text{ min} = \frac{A_t \times f_e}{St \times b_0} \geq 0.4$$

$$A_{t \text{ min}} \geq 0,4 \times 340 \times \frac{15}{500} = 4.08 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t1} \geq A_{t \text{ min}} = 4.08 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_s = A_{t \text{ min}} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lon}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{1800}{35}; 32; \frac{3400}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 32 \text{ mm}$$

Pour les armatures de cadre on prend des [**1HA16**] tous les 15 cm.

Pour les armatures de peau puisque les dimensions des futs sont important nous choisissons des armatures d'après **Pierre CHARON** des [**HA20**] tous les 20 cm.

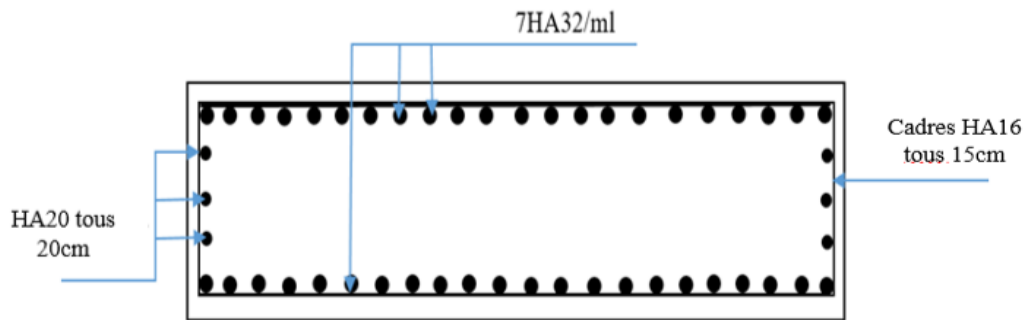


FIGURE VIII. 25 : FERRAILLAGE TRANSVERSALE DES FUTS

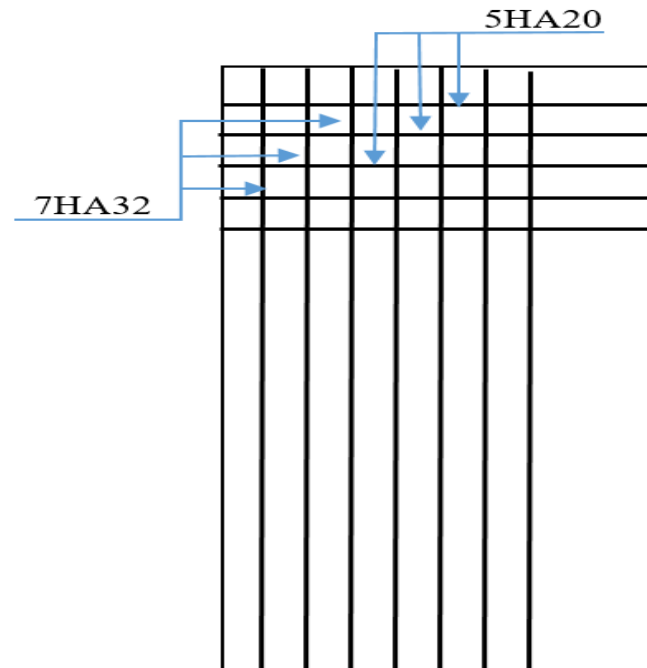


FIGURE VIII. 26 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES FÛTS

VIII.8 Etude de la semelle

VIII.8.1 Le moment max et l'effort max

a) Conditions normales :

➤ Charges verticales :

CP (Tablier + 2Fûts + Chevêtre + poutre de liaison + la nervure) = 1589.53 t.

Surcharges (D_{240} + ST) = 240 t.

Poids de la semelle : 575.28 t.

Poids des terres : 248.37 t.

Donc : $N_{\max} = 2653.18$ t.

➤ Charges horizontales :

Freinage : $F_F = 30$ t.

Vent : $F_v = 0,2$ t/m².

Récapitulatif :

Effort normal : $N_{\max} = 2653.18$ t.

- **Moments à la base du fût :**

Freinage: $M_{FF} = F_F \times H_p$

$$M_{FF} = 30 \times (17.34+1.50) = 565.2 \text{ t.m.}$$

Vent : $M_v = 0,2 \times S_p \times H_p/2$

$$M_v = 0,2 \times 139.21 \times (17.34+1.50) / 2 = 262.27 \text{ t.m.}$$

Donc : $N_{\max} = 2653.18 \text{ t.}$

$$M_{\max} = 565.2 + 262.27 = 827.47 \text{ t.m.}$$

b) Condition sismique

G (1± 0,09) avec G = 2653.18 t

$$M_{SH} = 0.3 [PP_T + PP_{Ch} + PP_{Ptr} + PP_{fut} + PP_{Nervure} + PP_{semellr}] \times Z_h$$

$$M_{SH} = 0.3 [746.7 \times 22.8 + 99 \times 21.29 + 16.8 \times 17.54 + 530.6 \times 11.87 + 196.43 \times 2.5 + 575.28 \times 0.9]$$

$$M_{SH} = 8020.53 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 2891.96 \text{ t} \\ N_{\min} = 2414.39 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = 8020.53 + 827.47 = 8848 \text{ t.m}$$

Condition normale :

$$N_{\max} = 2653.18 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 827.47 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$N_{\max} = 2891.96 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 8848 \text{ t.m}$$

VIII.8.2 Détermination nombre des pieux

Effort normal maximal : $N_{\max} = 2653.18 \text{ t}$

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 300 t. Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{2653.18}{300} = 8.84$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à **10**. Mais d'après le plant de projet qu'on a et les dimensions importantes de la semelle nous avons 12 pieux donc :

On prend 12 pieux.

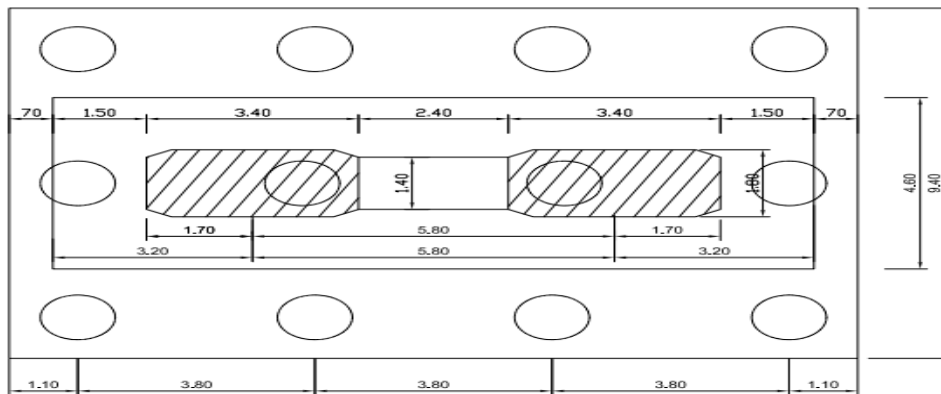


FIGURE VIII. 27 : NOMBRE DE PIEU SOUS SEMELLE

➤ **Efforts revenant à chaque pieu.**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \sum y_i^2}$$

Avec :

n : Nombre total des pieux sous semelle $n = 12$.

y_i : Distance entre le centre de gravité et les filles des pieux.

Avec les hypothèses suivantes :

Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Semelle infiniment rigide

Pieux identiques

• **Condition normale**

$$N_1 = \frac{2653.18}{12} + \frac{827.47 \times 5,4}{4 \times (1.8)^2 + 8 \times (5.4)^2} = 239.24 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2653.18}{12} - \frac{827.47 \times 5,4}{4 \times (1.8)^2 + 8 \times (5.4)^2} = 202.95 \text{ t}$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = \frac{2891.96}{12} + \frac{8848 \times 5,4}{4 \times (1.8)^2 + 8 \times (5.4)^2} = 435.03 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2891.96}{12} - \frac{8848 \times 5,4}{4 \times (1.8)^2 + 8 \times (5.4)^2} = 46.96 \text{ t}$$

VIII.8.3 Ferrailage de la semelle

➤ **Dimensions de la semelle :**

H = 1.80m ; H : la hauteur de la semelle

L = 13.60 m ; L : la longueur de la semelle

D = 9.40 m ; D : la largeur de la semelle

L' = 7.2 m ; entraxe des trois pieux

b = 1.8 m ; épaisseur des futs

➤ **La condition de la methode des bielles**

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \text{ et } H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.8}{\frac{7.2}{2} - \frac{1.8}{4}} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.68^\circ \Rightarrow 45^\circ \leq 29.68^\circ \leq 55^\circ \text{ condition non vérifier.}$$

Donc la methode des bielles ne passe pas.

VIII.8.3.1 Nappe inferieur

a) **Nappe inferieur transversal**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode de RDM

$$R_{\max} = 435.03 \text{ t}$$

$$N_u = 2891.96 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 8848 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{N_t} = \frac{8848}{2891.96} = 306 \text{ cm} > \frac{b}{6} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

On applique la méthode des moments.

$$\text{On a : } R_{\max} = 435.03 \text{ t}$$

$$M_1 = R_{\max} \left(\frac{b'}{2} - 0.35 \times b \right) = 435.03 \times \left(\frac{3.6}{2} - 0.35 \times 1.8 \right) = 509 \text{ t.m.}$$

Un prend une bande de calcul de b_1 tel que:

$$b_1 = \emptyset_{\text{pieu}} + h = 1.2 + 1.8 = 3 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 1.8 = 1.62 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{509 \times 10^6}{300 \times 162^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.042$$

$$\mu_b = 0.042 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_{cs} = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}}{0.8} = 0.053.$$

$$z_1 = d(1 - 0.4\alpha) = 1.62(1 - 0.4 \times 0.053) = 1.58 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{509 \times 10^6}{158 \times 435 \times 10^2} = 74.06 \text{ cm}^2$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{min} = \frac{162 \times 300 \times 0.23 \times 2.22}{500} = 49.63 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad C.V.$$

Soit [16HA25] avec $A_s = 78.54 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement :**

n : Nombre de barre = 16 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

$$S_t = \frac{\emptyset + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 1.8 - 0.05}{16 - 1} = 0.196 \text{ m.}$$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures longitudinal inferieur

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_{\text{sil}} = \frac{A_s}{3} = \frac{78.54}{3} = 26.18 \text{ cm}^2$$

Soit [9HA20/ml] avec $A_s = 28.25 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 10 \text{ cm}$

VIII.8.3.2 Nappe supérieure

a. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{\text{str}} = \frac{A_s}{10} = \frac{78.54}{10} = 7.85 \text{ cm}^2$$

On prendra des armatures en [5HA16/ml] avec $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ et avec un espacement de **20cm**.

b. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{\text{slon}} = \frac{A_s}{3} = \frac{28.25}{3} = 9.41 \text{ cm}^2$$

Soit [6HA16/ml] avec $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 16 \text{ cm}$

c. Armatures latérales

$$A_{\text{slat}} = \frac{A_s}{10} = \frac{78.54}{10} = 7.85 \text{ cm}^2$$

On prendra des armatures en [5HA16/ml] avec $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ et avec un espacement de **20cm**

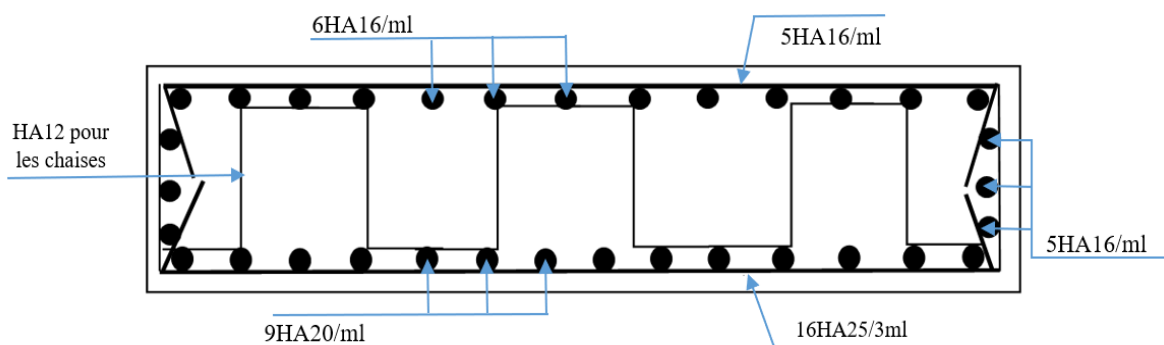


FIGURE VIII. 28 : FERRAILAGE DE LA SEMELLE

VIII.9 Etude des pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$El. \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $a = \sqrt{\frac{4El}{c_u b}}$

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul

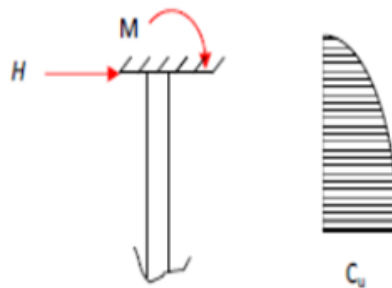


FIGURE VIII. 29 : SYSTEME STATIQUE DES PIEUX

➤ **Calcul de :**

$$b = \varnothing \text{ pieu} = 1,20\text{m}$$

$$CU = 3.5\text{kg/m}^3$$

$$E = 11000\sqrt{27} = 33000 \text{ kg/cm}^2 \text{ Module d'élasticité du béton.}$$

I : Moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.236 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où : $\lambda L = 0.236 \times 20 = 4.72 \text{ m}$

Avec : L= la longueur de pieu L = 20 m

VIII.9.1 Effort tranchant en tête de pieu

➤ **Condition normale :**

Freinage : 30 t

Poussées des terres et surcharges : 30 t

D'où : $H = 30t$

Donc :

$$p_{adm} = \frac{H}{12} = \frac{30}{12} = 2.5 \text{ t/pieu}$$

➤ **Condition sismique :**

$$H = G_p \times 0.09 \Rightarrow G_p : \text{effort normal (N}_{max})$$

Donc : $H = 2653.18 \times 0.09 = 238.78 \text{ t}$

$$p_{adm} = \frac{H}{12} = \frac{238.78}{12} = 19.89 \text{ t/pieu}$$

VIII.9.2 Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{p_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M_{(z)} = X_{\theta M} \times M_{adm} + \frac{p_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

M_{adm} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{a}$

$X_{\theta M} X_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de L .

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$\begin{cases} \lambda l = 4 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.26 ; & X_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda l = 6 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.45 ; & X_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

$$\lambda L = 0.236 \times 20 = 4.72 \text{ m}$$

On utilise la méthode de l'interpolation linéaire on trouve :

$$\lambda L = 4.72 \text{ m} \Rightarrow X_{\theta p} = 1.32 ; X_{\theta M} = 1.57$$

Condition normale :

$$p_{adm} = \frac{H}{12} = \frac{30}{12} = 2.5 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = \frac{p_{adm} \cdot X_{\theta p}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{2.5 \times 1.17}{0.206 \times 1.53} = -9.28 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$p_{adm} = \frac{H}{12} = \frac{238.78}{12} = 19.89 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = \frac{p_{adm} \cdot X_{\theta p}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{19.89 \times 1.17}{0.206 \times 1.53} = -73.83 \text{ t.m}$$

VIII.9.3 Ferrailage des pieux

a) Ferrailage longitudinal

➤ L'abaque de walther

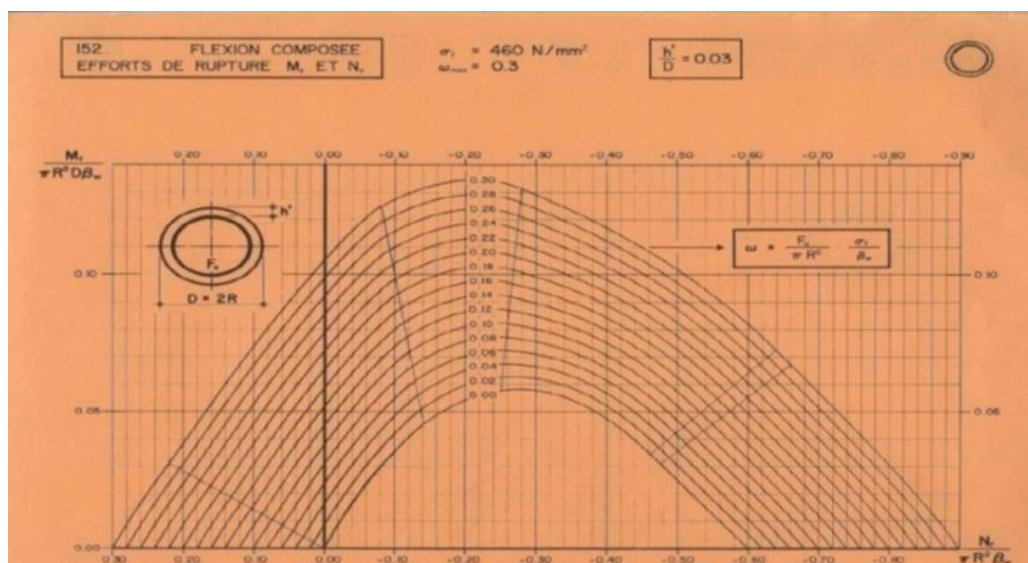


FIGURE VIII. 30 : ABAQUE DE WALTHER

$$M_{\max} = -73.83 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 46.96 \text{ t.m}$$

➤ **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

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{73.83}{3.14(0.6)^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.02$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{46.96}{3.14(0.6)^2 \times 2700} = 0.015$$

Où : 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 : $\omega = 0.08$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\Rightarrow F_a = 0.08 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.08 \frac{3.14(0.6)^2 \times 27}{500} = 0.00244 \text{ m}^2 = 48.84 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend [18HA20] ($AS = 53.41 \text{ cm}^2$).

➤ **L'espacement :**

$$s_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{18} = 20.93 \text{ cm.}$$

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$

b) Ferrailage transversal

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule :

$$\phi_t = \frac{\phi_I}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de [HA12] espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

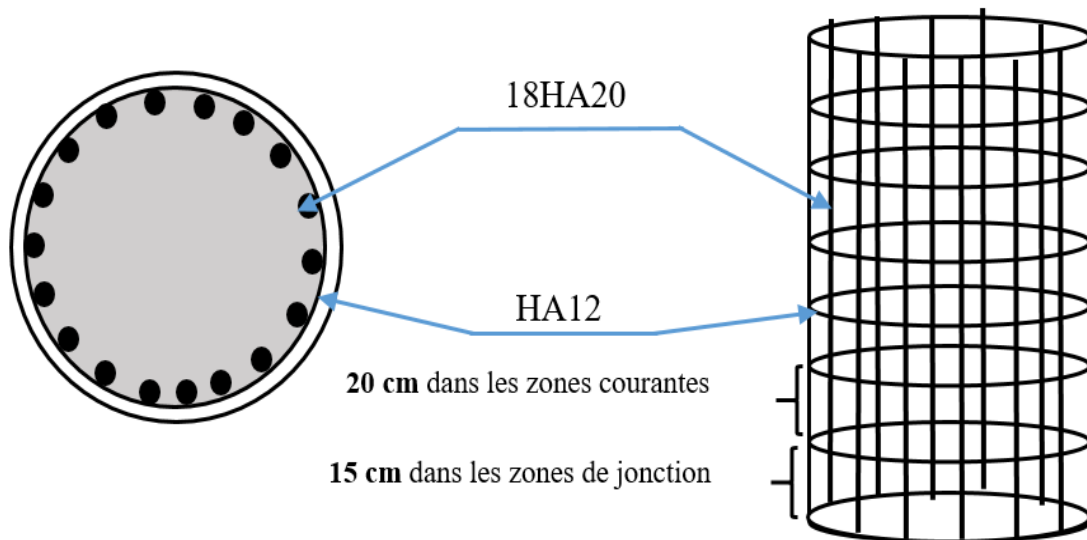


FIGURE VIII. 31 : FERRAILLAGE DES PIEU

Conclusion générale

Un projet de fin d'étude est un travail de grande importance pour tout futur ingénieur qui reflète ses compétences dans le domaine du génie civil.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant les cinq ans de notre formation à l'UMMTO et de compléter celle-ci par d'autres théories et d'application dans le cas pratique.

Dans ce projet, nous nous sommes intéressés à étudier, concevoir et à dimensionner un pont à poutre en béton précontraint par post tension, dans le but de franchissement d'un oued. L'étude des différents éléments constituant ce pont tel que : le tablier (platelage et poutres), les appuis (plie et culée) et les fondations (semelles et pieux) a été faite selon les exigences des codes et les règlements en vigueur à savoir le BAEL, le BPEL, le RPOA ainsi que les recommandations SETRA.

Cette étude technique est basée sur les résultats de l'étude topographique, géotechnique, hydraulique réalisée au stade d'avant-projet sommaire.

Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à deux familles de câbles. La première est formée de trois câbles ancrés à l'about, la seconde deux câbles à l'extrados. On a utilisé cinq câbles 7T15M qui sont mis en tension par post-tension. L'estimation des pertes de tension prise initialement (32%) a été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 32%.

L'étude de la superstructure et de l'infrastructure de ce présent projet c'est basé sur une modélisation qui a été faite grâce à un logiciel de calcul ROBOT structural version 2021, qui nous a permis d'avoir les différents efforts utilisés dans le calcul et le ferrailage des éléments de ces derniers.

La réalisation de ce travail a été une expérience très enrichissante, et une occasion pour nous insérer dans le monde professionnel par le contact direct avec les ingénieurs et les différents problèmes rencontrés dans la réalité, et auxquels l'ingénieur doit confronter.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail a réussi être un modèle, entre autres, à suivre dans l'épreuve de conception et de calcul des ponts à poutres en béton précontraint par poste tension.

Bibliographie

Règlements

- BAEL 91 mod.99
- BPEL 91 rév.9
- RPOA 2008
- Document SETRA (ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension)
- Fascicule 61 titre II

Livre

- Livre **Anne BERNARD-GELY ; Jean-Armand CALGARO ; CONCEPTION DES PONTS** ; Cour de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 49 rue de l'Université,75007, **PARIS** ; p-360
- Le béton précontraint aux états-limites (**Henry Thonier ; 1986**).

Thèse d'étude

- **BEMRABET H, BOUELEFA A**, 2016 PEF (étude d'un pont en béton précontraint sur oued Djen-djen-w Jijel. Université de Jijel
- **IKEN T, YAHIA TENE K**, 2013 PEF (étude d'un pont a poutre multiple en béton précontraint), UMMTO.

Cours

- Cours béton précontrainte, Master I et Master II
- Cours de pont, Master I.
- Cours de béton, licence III et master I.
- T.P (Autodesk structure analyse ROBOT).

Logiciels

- Microsoft Word 2016
- Autocad 2019
- Microsoft Excel
- Autodesk structure analyse (ROBOT) 2021

Annexe I :

Sections réelles d'armatures

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 |