

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 en béton précontraint par post-tension 110 m de longueur à OUED ZIANE commune de Bechloul, au nord-est la wilaya de Bouira

Etudié par :

- M. SOUDANI Oussama
- M. BENBELKACEM Lounas

Encadré par :

- M^{me} : N. MILOUDI

Membre des Jury :

- | | | |
|--------------------|--------------|-----|
| - M. RAHMOUNI | président | MCB |
| - Mme M. BELHOCINE | examinatrice | MCB |

Promotion : 2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Louange à **Dieu** le tout-puissant qui nous a donné la santé, le courage et
qui nous a guidés

Vers le savoir. On tient à exprimer notre profonde gratitude envers **Mme
N. MILOUDI** pour son soutien continu, ses conseils précieux et son
expertise qui ont grandement contribué à l'achèvement de ce mémoire. Sa
disponibilité et son engagement ont été essentiels à chaque étape de ce
travail.

Nous remercions sincèrement tous les membres du jury :

A **Mr. RAHMOUNI** pour l'honneur qu'il nous a fait en acceptant de
présider ce jury.

A **Mme M. BELHOCINE** pour le temps consacré à l'examen de ce
travail.

On remercie également tous les enseignants du département de Travaux
Publics pour leur dévouement et leur expertise partagée tout au long de
nos cinq années d'études. Leur enseignement a été une source d'inspiration
et a grandement contribué à notre formation. Leur soutien et leurs conseils
ont été inestimables dans la réalisation de ce mémoire.

Enfin, nos remerciements vont à tous les étudiants de la promotion

2023 /2024

Dédicace

Je dédie ce travail à mes parents, pour leurs sacrifices incessants et leur soutien inébranlable. Leur amour inconditionnel a été la source de ma motivation et de ma persévérance.

À ma mère surtout, qui a été mon soutien indéfectible tout au long de ce parcours.

À ma sœur, qui a été mon idole et mon inspiration tout au long de ce parcours. Sa force, sa détermination et son exemple m'ont guidé dans chaque étape de ma vie.

À mon frère qui était toujours présent.

À mon binôme Lounes, pour sa collaboration précieuse et son soutien constant. Ton esprit d'équipe et ton dévouement ont été cruciaux pour la réalisation de ce mémoire.

À mes amis, pour leur encouragement constant et leur amitié précieuse.

À ma grande famille, pour leur amour et leur soutien. Vous avez toujours été là pour moi, et cela a fait toute la différence.

À mes enseignants, pour leur guidance et leur partage de connaissances.

À tous ceux qui ont cru en moi, je vous dédie ce mémoire avec une profonde gratitude et reconnaissance.

Oussama

Dédicace

Je dédie ce travail à mes parents, pour leur soutien et leur dévouement constants. Leur amour inconditionnel a été ma principale source de motivation.

À Oussama, mon binôme de travail, pour sa collaboration précieuse et son soutien indéfectible. Son engagement et son esprit d'équipe ont été essentiels pour la réussite de ce mémoire.

À mes amis, pour leur soutien et leur amitié sincère.

À ma grande famille, pour leur amour et leur encouragement constants.

À mes enseignants, pour leur guidance précieuse et leur expertise partagée.

Lounas

Résumé

Ce mémoire traite l'analyse d'un pont en béton précontraint par post-tension, situé dans la région de Oued Ziane, commune de Bechloul, au nord-est la wilaya de Bouira en Algérie. La longueur totale du pont est d'environ 110 m.

Le but de ce mémoire est de réaliser une étude détaillée de cet ouvrage d'art. L'analyse porte sur le comportement des différents éléments du pont soumis à plusieurs types de sollicitations, incluant les charges permanentes, les surcharges de circulation et d'équipement, ainsi que les charges accidentelles.

Pour ce faire, une modélisation et une analyse numérique ont été effectuées à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017. Les résultats obtenus ont permis de dimensionner et de ferrailer efficacement les différents éléments du pont, y compris les poutres et les appuis (pile et culée), en fonction des charges prévues et des exigences de conception.

Mots clés : Pont à poutres, Béton précontraint, post-tension, dimensionnement, charges et surcharges, superstructure, infrastructure, modélisation, ferrailage.

Abstarct

This dissertation deals with the analysis of a prestressed concrete bridge by post-tension, located in the region of Oued Ziane, commune of Bechloul, in the northeast of the wilaya of Bouira in Algeria. The total length of the bridge is approximately 110 m.

The aim of this dissertation is to carry out a detailed study of this engenering structures. The analysis focuses on the behavior of the different elements of the bridge subjected to several types of loads, including permanent loads, traffic and equipment overloads, as well as accidental loads.

To do this, modeling and numerical analysis were carried out using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 software. The results obtained made it possible to effectively size and reinforce the various elements of the bridge, including the beams and supports, based on anticipated loads and design requirements.

Key words: Girder bridge, Prestressed concrete, post-tension, design, loads and overloads, superstructure, infrastructure, modeling, reinforcement.

Tables des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités et Description du Projet, Caractéristiques des Matériaux

I.1	Description de l'ouvrage	1
I.1.1.	Superstructure	1
I.1.2.	Infrastructure.....	2
I.2	Reconnaitances du site	3
I.2.1.	Données fonctionnelles	3
I.2.2.	Données naturelles	4
I.3	Caractéristiques des matériaux	5
I.3.1.	Introduction.....	5
I.3.2.	Béton.....	5
I.3.3.	Aciers.....	7

Chapitre II : Caractéristiques Géométriques et Pré-Dimensionnement

II.1.	Pré-dimensionnement de la poutre	10
II.1.1	Hauteur de la poutre	10
II.1.2	Nombre de poutre (N).....	10
II.1.3	La table de compression (b)	10
II.1.4	Le talon (b_t)	11
II.1.5	Épaisseur de l'âme en travée (b_0)	11
II.1.6	Goussets.....	11
II.1.7	Épaisseur d'hourdis :	12
II.2	Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	13
II.2.1	Notation utilisées	13
II.2.	Caractéristiques géométriques des sections brutes	14
II.3.	Caractéristiques géométriques de la section nette.....	17

Chapitre III : Charges et Surcharges

III.1	Calcul des charges	18
III.1.1	Les charges permanentes.....	18
III.2.	Charges réglementaires :	20
III.2.1.	Caractéristique du pont :	20
III.2.2.	Calcul des réactions :	27

Chapitre IV : Modélisation

IV.1	Etapes de modélisation	33
IV.2	Effort interne dans les poutres	47

Chapitre V : Etude de Platelage

V.1	L'étude	49
V.2	Ferraillage du platelage.....	52
V.2.1	Dans le sens transversal	52
a)	Aux appuis : armatures supérieures	52
b)	En travée : armatures inférieures	55
V.2.2	Ferraillage longitudinal	57
a)	Aux appuis	57
b)	En travée :	59

Chapitre VI : Étude de la Précontrainte et Pertes de Tension

VI.1	Introduction	63
VI.2	Etude de la précontrainte.....	63
VI.2.1	Précontrainte minimale.....	63
VI.2.1	Calcul du nombre de câble.....	66

VI.2.3 Vérification des sections	66
VI.2.4 Détermination du nombre de câble à l'about	68
Conclusion.....	68
VI.3 Trace des câbles	68
VI.3.1 Positionnement	68
VI.3.2 Principe	68
VI.3.3 Application au projet.....	70
VI.3.4 Tracé des câbles	72
VI.3.5 Câble moyen fictif.....	73
VI.4 Caractéristiques géométriques des sections nettes	75
VI.5 Calcul des pertes tensions.....	78
VI.5.1 Pertes instantanées	78
VI.5.2 Pertes différées	90
VI.6 Tension finale probable.....	95
Conclusion	96

Chapitre VII : Étude de la culée

VII.1 Introduction.....	97
VII.2 Pré dimensionnement de la culée.....	100
VII.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée.....	101
VII.4 Calcul des moments dus aux charges appliquées.....	103
VII.5 Vérification de la stabilité de la culée.....	104
VII.6 Etude des éléments de la culée	104
VII.6.1 Dalle de transition	104
VII.6.2 Evaluation des efforts.....	104
VII.6.3 Ferrailage de la dalle de transition.....	105
VII.7 Mure garde-grève.....	106
VII.7.1 Evaluation des efforts	106
VII.7.2 Ferrailage	108

VII.8 Mur en retour	109
VII.8.1 Evaluation des charges	109
VII.8.2 Ferrailage du mur en retour	111
VII.9 Corbeau.....	114
VII.9.1 Evaluation des charges et des surcharges	114
VII.10 Mur frontale	116
VII.10.1 Évaluation des efforts	116
VII.10.2 Récapitulatif des efforts	118
VII.10.3 Ferrailage du mur frontal.....	119

Chapitre VIII : Étude de la pile

VIII.1. Pré dimensionnement de la pile	120
VIII.1. 1. Dimensions du chevêtre	120
VIII.1.2. Poids propre du chevêtre :	121
VIII.1.3. Dimensions de fut et la semelle.....	121
VIII.2 Evaluation des charges et surcharges	122
VIII.3 Modélisation de la pile	123
VIII.4 Etude du chevêtre	127
VIII.4.1 Ferrailage du chevêtre	131
VII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion.....	134
VII.4.2 Armature de torsion	135
VIII.5 Etude des futs	136
VIII.5.1 Vérification au flambement.....	138
VIII.5.2. Calcul d'une section circulaire en flexion composée.....	139
VIII.5.3. Calcul des armateurs transversaux	140

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Liste des tableaux

Tableau II.1 :	Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis	14
Tableau II.2 :	Caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis	15
Tableau II.3 :	Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis	16
Tableau II.4 :	Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis	16
Tableau II.5 :	Caractéristiques géométriques de la section nette	17
Tableau III.1 :	Les valeurs de QA pour deux voies	22
Tableau III.2 :	coefficient de majoration BC	23
Tableau III.3 :	coefficient de majoration BT	24
Tableau III.4 :	Les valeurs des efforts tranchant au niveau de pile et de la culée	30
Tableau IV.1 :	Valeurs des charges considérées	32
Tableau IV.2 :	Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61	45
Tableau VI.1 :	Caractéristiques de la section nette (médiane)	64
Tableau VI.2 :	Paramètres de calcul de la 1 ^{ere} et 2 ^{eme} famille de câbles	71
Tableau VI.3 :	Récapitulatif des longueurs des câbles	73
Tableau VI.4 :	Câble moyen fictif	74
Tableau VI.5 :	Composantes de la précontrainte a l'about (poutre seule)	75
Tableau VI.6 :	Caractéristiques de la section d'about sans hourdis	76
Tableau VI.7 :	Caractéristiques de la section d'about + hourdis	77
Tableau VI.8 :	Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections	77
Tableau VI.9 :	Perte par frottement	79
Tableau VI.10 :	Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage	86
Tableau VI.11 :	Pertes par raccourcissement instantanée du Béton (1 ^{ere} famille)	88
Tableau VI.12 :	Pertes subies par la 1 ^{ere} famille lors de la mise en tension de la 2 ^{eme} famille	89
Tableau VI.13 :	Pertes instantanées totales a différentes sections (Mpa)	89
Tableau VI.14 :	Tensions initiales probables « σ_{pi} (Mpa) ».	90
Tableau VI.15 :	Valeurs des pertes dues au retrait de béton	91
Tableau VI.16 :	Pertes par relaxation dans les câbles de la 1 ^{ere} famille	92
Tableau VI.17 :	Pertes par relaxation dans les câbles de la 2 ^{eme} famille	92
Tableau VI.18 :	Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 1 ^{ere} famille	94

Tableau VI.19 :	Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 2 ^{ème} famille	94
Tableau VI.20 :	Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " dans les différentes sections	95
Tableau VI.21 :	Moyenne de pertes différées dans les différentes sections	95
Tableau VI.22 :	Pourcentage des pertes	96
Tableau VII.1 :	Catégories d'importance des ponts	101
Tableau VII.2 :	Coefficients d'accélération selon la zone	101
Tableau VII.3 :	Valeurs des paramètres λ_{ah}, k, θ .	101
Tableau VII.4 :	Valeurs des moments dus a la charge permanente et a la poussée des terres	102
Tableau VII.5 :	Valeurs des efforts et des moments sur le mur front	116
Tableau VII.6 :	Sollicitation a la base de voile	117
Tableau VII.7 :	Ferraillage du mur frontal	119
Tableau VIII.1 :	Moment et les efforts du chevêtre	130
Tableau VIII.2 :	Section des armatures	132
Tableau VIII.3 :	Valeur des moments et les efforts des futs	138

Liste des figures

Figure I.1 :	Vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage	1
Figure I.2 :	Coupe longitudinale	3
Figure I.3 :	La vue de face de pont	4
Figure I.4 :	Vue en plan	4
Figure I.5 :	Carte de zonage sismique de l'Algérie	5
Figure I.6 :	Diagramme des contraintes des aciers de précontraint	9
Figure II.1 :	Coupe transversale d'une poutre	10
Figure II.2 :	Notation utilisée	13
Figure II.3 :	Section médiane	14
Figure II.4 :	Section d'about	15
Figure III.1 :	Les dimensions de la dalle	18
Figure III.2 :	Coupe transversal sur la poutre	19
Figure III.3 :	Dimension du trottoir	19
Figure III.4 :	Dimension de la corniche	19
Figure III.5 :	Système BC	23
Figure III.6 :	Système BT	24
Figure III.7 :	Système BR	24
Figure III.8 :	Système MC120	25
Figure III.9 :	Système D240	26
Figure III.10 :	Disposition du poids propre	27
Figure III.11 :	Disposition du la surcharge a(l)	27
Figure III.12 :	Disposition du convoi BC donnant la réaction maximum au niveau de la culée	27
Figure III.13 :	Disposition du convoi BC donnant la réaction maximum au niveau de pile	28
Figure III.14 :	Disposition du convoi Mc120 donnant la réaction maximum au niveau de la culée	28
Figure III.15 :	Disposition du convoi MC120 donnant la réaction maximum au niveau de pile	28
Figure III.16 :	Disposition du convoi D240 donnant la réaction maximum au niveau de culée	29

Figure III.17 :	Disposition du convoi MC120 donnant la réaction maximum au niveau de pile	29
Figure III.18 :	Disposition de la surcharge des trottoirs au niveau de culée	29
Figure III.19 :	Disposition de la surcharge des trottoirs au niveau de pile	30
Figure IV.1 :	Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	47
Figure IV.2 :	Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	47
Figure IV.3 :	Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	48
Figure IV.4 :	Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	48
Figure V.1 :	Moment maximum longitudinal à l'ELU	49
Figure V.2 :	Moment maximum longitudinal à l'ELS	50
Figure V.3 :	Moment maximum transversal dans la dalle à l'ELU	50
Figure V.4 :	Moment maximum transversal dans la dalle à l'ELS	51
Figure V.5 :	Effort tranchant longitudinal à l'ELU	51
Figure V.6 :	Effort tranchant longitudinal à l'ELU	51
Figure V.7 :	Effort tranchant transversal à l'ELU	52
Figure V.8 :	Effort tranchant transversal à l'ELS	52
Figure V.9 :	Vue en plan du ferrailage de la dalle	61
Figure V.10 :	Ferrailage dans le sens longitudinal	62
Figure V.11 :	Ferrailage dans le sens transversal	62
Figure VI.1 :	Trace d'un câble	69
Figure VI.2 :	Trace de câble émergeant	70
Figure VI.3 :	Disposition des câbles se précontrainte	71
Figure VI.4 :	Trace des câble	72
Figure VI.5 :	Composantes de la force de précontrainte	75
Figure VI.6 :	Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n°1	81
Figure VI.7 :	Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n°2	82
Figure VI.8 :	Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n°3	84
Figure VI.9 :	Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n°4	85
Figure VII.1 :	Présentation des élément de la culée	98

Figure VII.2 :	Dimensionnement de la culée	99
Figure VII.3 :	Ferraillage de la dalle de transition	105
Figure VII.4 :	Poussée de la charge locale située en arrière du mur	106
Figure VII.5 :	Ferraillage du mur garde grave	109
Figure VII.6 :	Ferraillage du mur en retour	113
Figure VII.7 :	Ferraillage du corbeau	115
Figure VIII.1 :	Eléments constituant une pile.	120
Figure VIII.2 :	Les dimensions du chevêtre	121
Figure VIII.3 :	Dimensions du fut et la semelle	122
Figure VIII.4 :	Les étapes du séisme	125
Figure VIII.5 :	Les étapes du séisme	126
Figure VIII.6 :	Modélisation de la pile	126
Figure VIII.7 :	Les charges appliquées sur la pile	127
Figure VIII.8 :	Efforts tranchants du chevêtre à l'ELU	127
Figure VIII.9 :	Moments fléchissant du chevêtre à l'ELU	128
Figure VIII.10 :	Efforts tranchants du chevêtre à l'ELS	128
Figure VIII.11 :	Moments fléchissant du chevêtre à l'ELS	129
Figure VIII.12 :	Efforts tranchants du chevêtre à l'ELA	129
Figure VIII.13 :	Moments fléchissant du chevêtre à l'ELA	130
Figure VIII.14 :	Ferraillage transversal du chevêtre	136
Figure VIII.15 :	Ferraillage de chevêtre	136
Figure VIII.16 :	Efforts normaux et les moments fléchissant des futs à l'ELU	137
Figure VIII.17 :	Les efforts normaux et les moments fléchissant des futs à l'ELS	137
Figure VIII.18 :	Les efforts normaux et les moments fléchissant des futs à l'ELA	138
Figure VIII.19 :	Abaque de Walther	139
Figure VIII.20 :	Ferraillage de futs	140

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)

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

L'étude et la conception de ponts représentent un domaine en constante évolution, tirant parti de matériaux à la pointe de la technologie, de méthodes de construction précises et de formes innovantes pour résoudre les défis posés par les obstacles souvent imposants à traverser. L'ingénieur responsable de la conception d'un pont doit posséder une vaste culture technique pour identifier les solutions les plus économiques tout en maximisant l'utilisation des matériaux disponibles et en intégrant des considérations esthétiques essentielles.

Au-delà de leur aspect architectural, les ponts sont des ouvrages stratégiques, conçus pour répondre aux normes strictes de qualité, de sécurité et de fiabilité exigées par le public. Cette exigence dépasse souvent les simples règles de conception, incitant les ingénieurs à étudier en profondeur le comportement dynamique des structures sous l'influence de charges comme le trafic, le vent ou les séismes, afin de garantir une sécurité optimale et une durabilité maximale.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont d'une longueur de 110m implanté dans la région d'Oued Ziane commune de Bechloul Wilaya de Bouira , qui relie cette dernière a la commune d'Ichihen de la même wilaya .

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

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

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

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

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

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

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

Chapitre 7 : Étude de la culée : dans ce chapitre, nous avons effectué une analyse détaillée de tous les éléments qui la composent, dans le but de vérifier sa stabilité et de déterminer le ferrailage nécessaire pour assurer sa résistance et sa durabilité

Chapitre 8 : Étude de la pile : cette étude consiste à analyser le comportement structural des éléments constituant la piles d'un pont à l'aide de la modélisation avec ROBOT, et ce afin de Déterminer des efforts internes induits par les charges appliquées sur les piles, en vue du son ferrailage.

Chaque chapitre vise à approfondir une phase spécifique de l'étude du pont, fournissant ainsi une base complète pour sa conception et sa réalisation.

**CHAPITRE I : GENERALITES
ET DESCRIPTION DU PROJET,
CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX**

I.1 Description de l'ouvrage

Ce projet de fin d'études nous a été proposé par l'ENGOA (Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art) de la wilaya de Tizi-Ouzou. Il s'agit de la réalisation d'un ouvrage d'art Passage supérieur PK0+469.05 au point PK0+568.45, implanté dans la région d'Oued Ziane commune de Bechloul, Wilaya de Bouira, avec une longueur de 110 mètres. Le projet se situe à la R.N.5 (Route nationale 5), vers le Nord-Est de la région. Sa localisation satellitaire est entre les bornes 36°19'05.1"N 4°04'31.4"E."

I.1.1. Superstructure



Figure I.1 : Vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.

a. Tablier

- Longueur totale de l'ouvrage : 110 m.
- Largeur totale de tablier : 8.28 m.
- Epaisseur de dalle : 0.20 m

b. Poutres

Les poutres sont fabriquées en béton précontraint, elles sont réparties en trois travées de 33.4 m chacune, avec six poutres par travée et un entraxe de 1.3 m, pour une largeur totale de 8.28 m.

c. Dalles

Une dalle à une épaisseur uniforme de 0.20 m

d. Equipements .

- **Corniche + Trottoirs**

Le poids des corniches + Trottoirs est pris égal à 66.66 t.

- **Revêtement**

D'après les plans AutoCAD et les calculs effectués, le poids du revêtement est égal à 41 t.

- **Glissière et Garde-Corps**

Le poids des deux est égal à 13.36 t.

Garde-corps du type : Deux dispositifs de retenue adapté aux piétons

Deux glissières de sécurité en métal

I.1.2. Infrastructure

a. Les appuis

- **Piles** : Les piles se composent de trois fûts circulaires de diamètre constant de 1,20 m, Ces fûts sont associés d'un chevêtre, qui permet de créer un système de portique permettant un meilleur équilibre de l'ouvrage face aux efforts sismiques.
- **Culées** : Le modèle est constitué d'éléments plaques (mur garde grève, murs en retour et pieux).

b. Les fondations

- **Pieux** : En fonction de la capacité portante de sol de fondation, nous avons pour les culés (2*9) et pour les piles (2*8).
- **Semelles** : Les fondations sont constituées d'une semelle de fondation et d'un groupe de pieux.

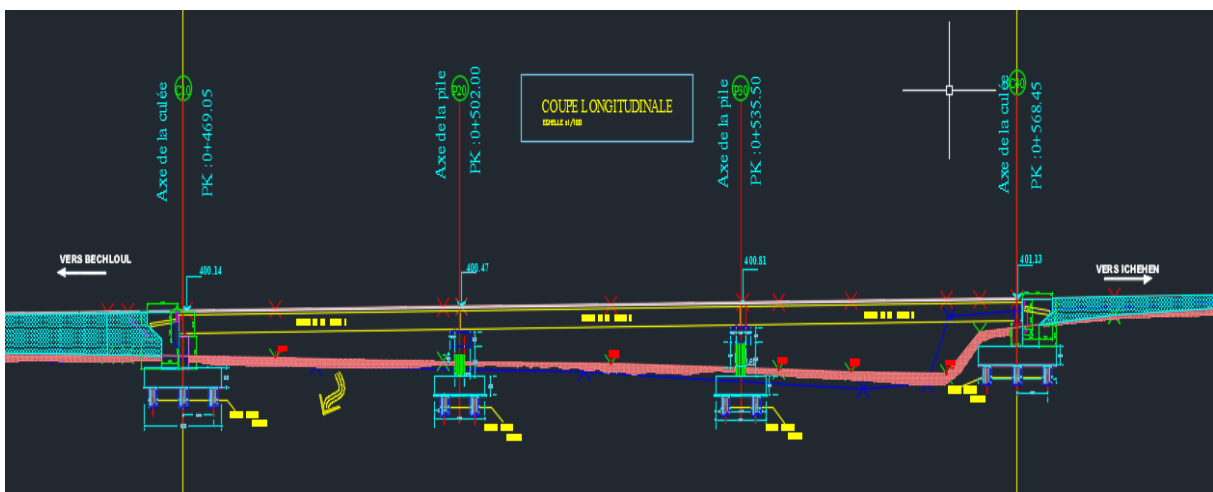
I.2 Reconnaissances du site

I.2.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service.

a. Profil en long

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



b. Profil en travée

Le profil en travée définit la géométrie et les équipements de la voie dans le sens horizontal.

La définition détaillée du profil transversal de l'ouvrage doit prendre en compte les éléments concernant les équipements du tablier :

- Le choix des dispositifs de retenue de chaque côté de l'ouvrage,
- La présence éventuelle d'un trottoir ou d'un passage de service,
- Le système retenu pour le recueil des eaux (caniveaux fil d'eau et avaloirs ou utilisation de corniches caniveaux),
- Le type et le design de la corniche.

La présence de certains équipements moins courants (écrans acoustiques, potences de signalisation, protections antichute d'objets, etc.) est cruciale pour définir la largeur finale du tablier, en raison de leur encombrement.

Le profil en travers de notre chaussée est caractérisé par :

Chapitre I : Généralités et Description du Projet, Caractéristiques des Matériaux

- Une largeur rouable de 7 mètres,
- Deux voies de circulation,
- Une pente de 2,5%.

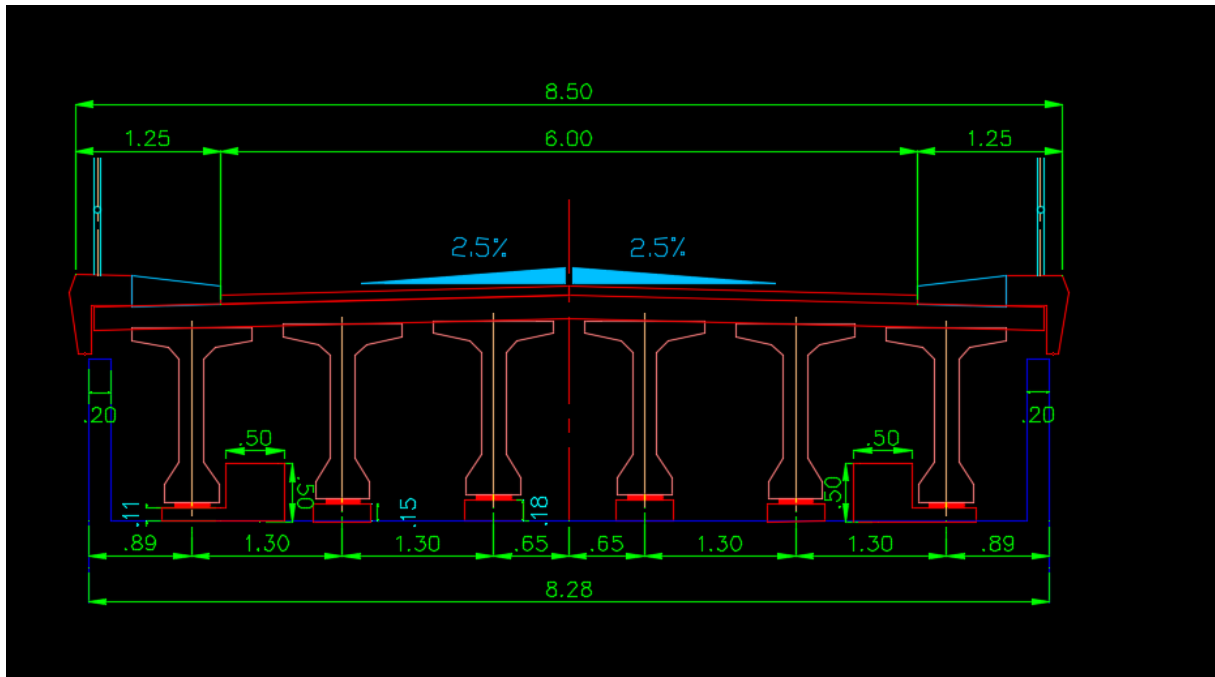


Figure I. 3 : La vue de face de pont

c. Profil en plan

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 100 m.

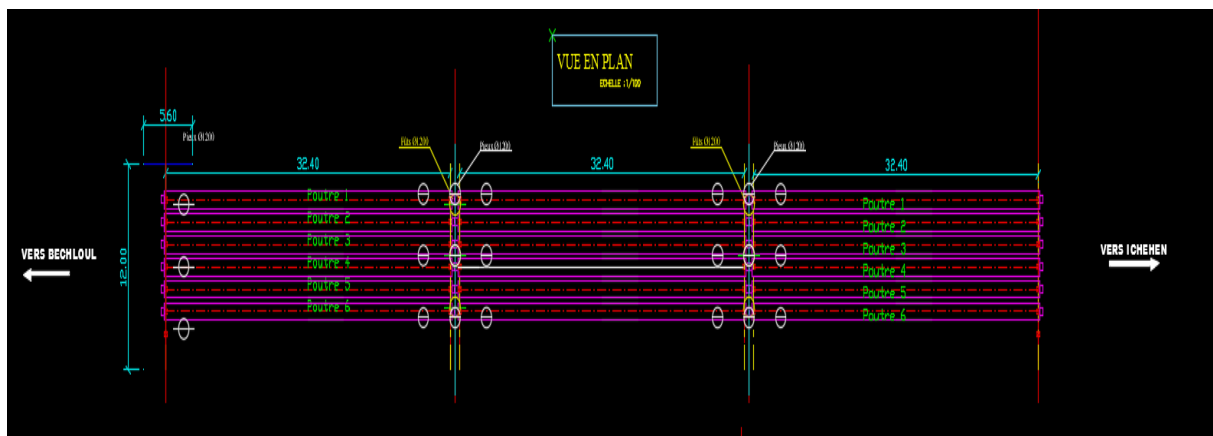


Figure I.4: Vue en plan

I.2.2. Données naturelles

a. Climat de la région

Chapitre I : Généralités et Description du Projet, Caractéristiques des Matériaux

La wilaya de Bouira, en Algérie, se caractérise par un climat de type méditerranéen. Les étés sont chauds et secs, avec des températures moyennes autour de 30°C, tandis que les hivers sont doux et humides, avec des températures moyennes autour de 10°C. Les précipitations sont plus abondantes en hiver, avec une moyenne annuelle d'environ 800 mm. Les conditions climatiques peuvent varier en fonction de l'altitude et de la localisation géographique précise dans la wilaya. Cependant cette zone est considérée dans l'ensemble comme une zone chaude durant les mois de Juin, Juillet, Aout et Septembre.

b. sismicité

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autre dans notre région d'étude. La wilaya de Bouira, en Algérie, est située dans une région sismiquement active, elle est classée en zone sismique 'II a' selon R.P.O.A. 2008. Il est important de prendre en compte l'activité sismique de la région lors de la conception et de la réalisation du projet, en ce conformant à la réglementation en vigueur. Pour calculer la réponse dynamique de l'ouvrage, il convient de suivre le règlement parasismique algérien applicable aux ouvrages d'art



Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.3 Caractéristiques des matériaux

I.3.1. Introduction

Le choix des matériaux de construction est conditionné par la conception et le calcul du pont. Les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction sont directement liées au calcul et à la conception selon les règles BAEL91 (Modifié 99), qui se basent sur la théorie des états limites.

Etat limite ultime : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

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

I.3.2. Béton

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

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

a. Résistance du béton

La valeur caractéristique du béton notée « f_{c28} » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte pour un béton âgé de J jours.

b. La résistance caractéristique à la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours.

La compression du béton à « j » jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \geq 35 \text{ MPa}$$

c. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique ; c'est le cas en particulier pour tout ce que concerne l'adhérence. La résistance à la traction à 28 jours est :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 2.7 \text{ MPa}$$

d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente le rapport d'une déformation transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Selon le BAEL91/modifié 99 (Article 1.2.1, 3) le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur de **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient **nul**. On prend pour les calculs de béton armé la valeur de $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (**ELS**) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (**ELU**).

e. Module de Young

Chapitre I : Généralités et Description du Projet, Caractéristiques des Matériaux

C'est le module de déformation longitudinale du béton et le module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures (RPOA 2008))

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

Donc :

$$\begin{cases} f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i_{28}} = 11000 \sqrt[3]{35} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i_{28}} = 35981 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i_{28}} = 11000 \sqrt[3]{27} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i_{28}} = 33000 \text{ MPa} \end{cases}$$

Lorsqu'on considère les charges de longue durée, il est important de prendre en compte les phénomènes de retrait et de fluage dans l'application des charges, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

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

Donc:

$$\begin{cases} f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v_{28}} = 3700 \sqrt[3]{35} \Rightarrow E_{v_{28}} = 12103 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v_{28}} = 3700 \sqrt[3]{27} \Rightarrow E_{v_{28}} = 11100 \text{ MPa} \end{cases}$$

f. La contrainte admissible du béton

La contrainte admissible en compression du béton vaut

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

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

$\gamma_b = 1.15$ (En situations accidentelles.)

Donc :

$$\begin{cases} f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 19.8 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 25.9 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 19.95 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.3.3. Aciers

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

a. Aciers actifs ou de précontrainte (BPEL99)

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

- Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

Les armatures de précontraintes utilisés dans cet ouvrage sont constituées de torons T15, l'ouvrage est justifié en classe II, selon les termes du BPEL). Les armatures sont conformes à la norme NF A 35-035 (révision 2000 et Chaque poutre possède 4 câbles 12T15).

- Section d'un toron 150 mm²
- Module d'élasticité 190 000 MPa

• Limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient tel que :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

• Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal "E "des aciers de précontrainte est Pris égale à:

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

• Diagramme contrainte déformation

Le calcul à E.L.U sortant du domaine élastique est nécessaire pour connaître la relation entre la contrainte et la déformation, aux différents stades de calcul.

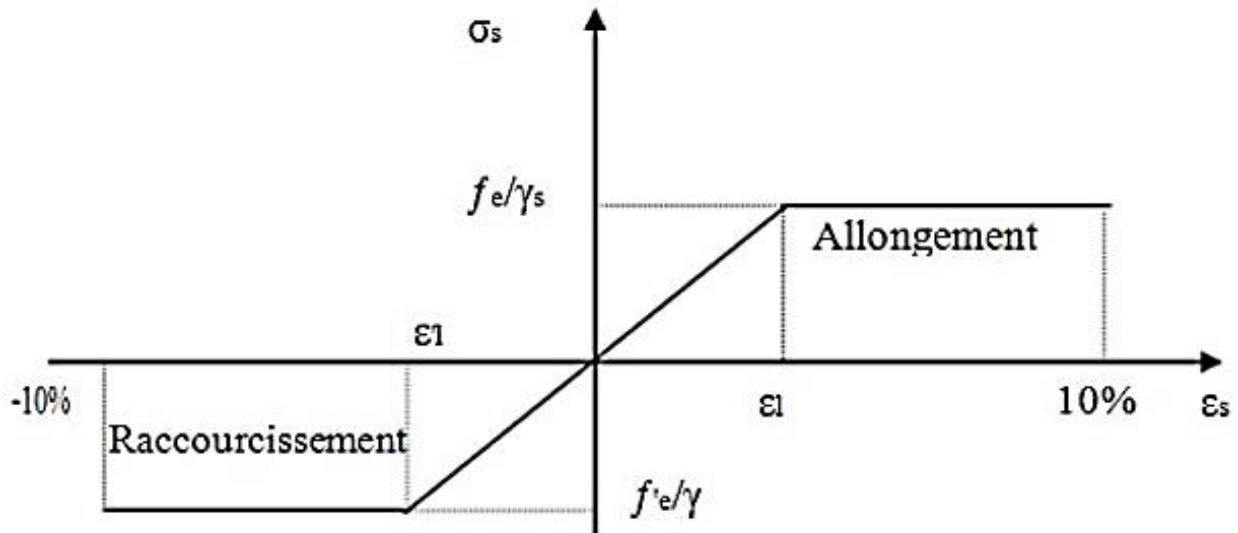


Figure I.6 : Diagramme des contraintes des aciers de précontraint

b. Acier passif (BAEL) :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont soumises uniquement en présence de sollicitation extérieure).

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE500 type 1 avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa.

Le module d'élasticité $E_s = 200\,000$ MPa.

La contrainte de traction admissible à l'ELU est :

$$\sigma = f_e / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1,5 \text{ Situation durable ou transitoire} \longrightarrow \sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ Situation accidentelle} \longrightarrow \sigma = 500 \text{ MPa}$$

CHAPITRE II :

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES ET

PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. Pré-dimensionnement de la poutre

Le pré-dimensionnement est fait selon le document « SETRA ».

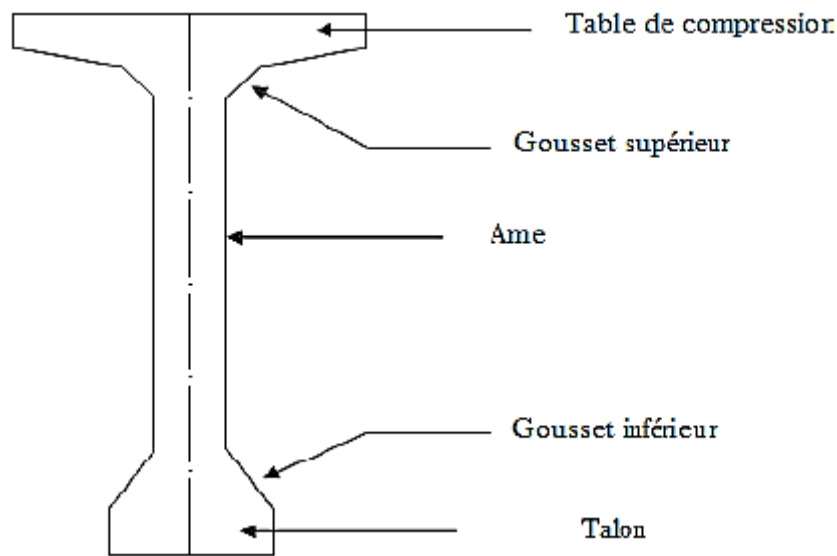


Figure II.1 : coupe transversale d'une poutre

II.1.1 Hauteur de la poutre

L'élancement des poutres varie entre :

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

On a : $L = 33.4$ m alors $1.5 \leq h_p \leq 1.85$ m. On prendra $H_p = 1.5$ m.

II.1.2 Nombre de poutre (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 = \frac{6.5}{1.3} + 1 = 6$$

La : est la distance entraxe d'appuis de rive 6.5 m.

λ : Entraxe des poutres : $\lambda = 1.3$ m

Donc $N = 6$ poutres.

II.1.3 La table de compression (b)

a. La largeur de la table de compression

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de l'hourdis coulé sur place.

On prend : $b = 1.03$ m.

b. Epaisseur de la table de compression :

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

Donc : $e = 11 \text{ cm}$.

II.1.4 Le talon (b_t)

a. La largeur du talon b_t

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

Pour la valeur béton prend 47 cm, cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

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

b. La hauteur du talon est

$$10 \leq h_t \leq 20$$

On prend: $H_t = 15\text{cm}$.

II.1.5 Epaisseur de l'âme en travée (b_0)

a. Section d'about

Il est nécessaire d'augmenter la dimension de l'âme afin de supporter pleinement la force de cisaillement maximale à l'appui, et également pour permettre un positionnement adéquat des ancrages des câbles.

On fixe : $b_0 = 35 \text{ cm}$.

b. Section médiane

On fixe $b_0 = 21 \text{ cm}$ d'après les plans

II.1.6 Goussets

a. Le gousset de jonction entre le talon et l'âme

La transition entre le talon et l'âme nécessite un gousset avec une inclinaison adéquate afin de garantir un bétonnage correct du talon. Cette inclinaison doit répondre aux exigences de l'expression :

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

Avec : h_g hauteur de gousset

$$b_t \text{ Largeur du talon} \quad b_t = 47 \text{ cm}$$

-Pour la poutre médiane on aura :

Selon le document « **SETRA** » on obtient cette expression :

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

$$\frac{47 - 35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \frac{47 - 35}{2}$$

$$6 \leq h_g \leq 9$$

On prend : $h_g = 9 \text{ cm}$

Avec : h_g hauteur de gousset

b_t Largeur du talon $b_t = 47 \text{ cm}$

-Pour la poutre médiane :

$$\frac{47 - 21}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \frac{47 - 21}{2}$$

$$13 \leq h_g \leq 19.5$$

On prend : $h_g = 18 \text{ cm}$

b. Le gousset de jonction entre la table de compression et l'âme

Gousset de la table de compression :

- Section d'about : $\alpha 1 = 10^\circ$ $e1 = 6 \text{ cm}$ $\alpha 2 \times 45^\circ$ $e2 = 3 \text{ cm}$
- Section médiane : $\alpha 1 = 10^\circ$ $e1 = 6 \text{ cm}$ $\alpha 2 = 45^\circ$ $e2 = 10 \text{ cm}$

II.1.7 Epaisseur d'hourdis :

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- La portée transversale du hourdis, en relation avec l'espacement entre les axes des poutres. Existence ou non d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

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

On fixe : $h_0 = 25 \text{ cm}$

Remarque

Dans ce qui suit, l'axe (Δ) passe par la fibre inférieure de la section.

II.2 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

II.2.1 Notation utilisées

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

I_{Δ} : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

$$I_{\Delta} = S_{\Delta} - Z'$$

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

B : section totale de la poutre

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

r : Rayon de giration $r^2 = \frac{I_G}{B}$

ρ : rendement géométriques de la section :

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'} = \frac{r^2}{V \times V'}$$

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

$$\begin{cases} V = h_t - V' \\ V' = \frac{S_{\Delta}}{B} \end{cases}$$

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

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

$Z = Z [1 + (h^2 / 12 \times Z^2)]$ Section rectangulaire.

$Z = Z [1 + (h^2 / 18 \times Z^2)]$ Section triangulaire.

Avec : h : hauteur de la section considérée.

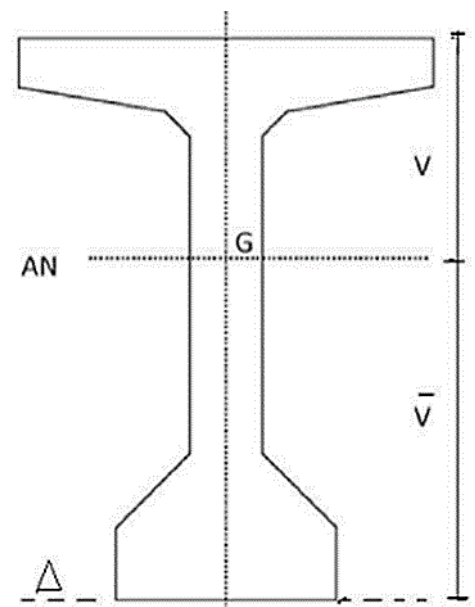


Figure II.2 : Notation utilisée

II.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes

a. Section médiane sans hourdis

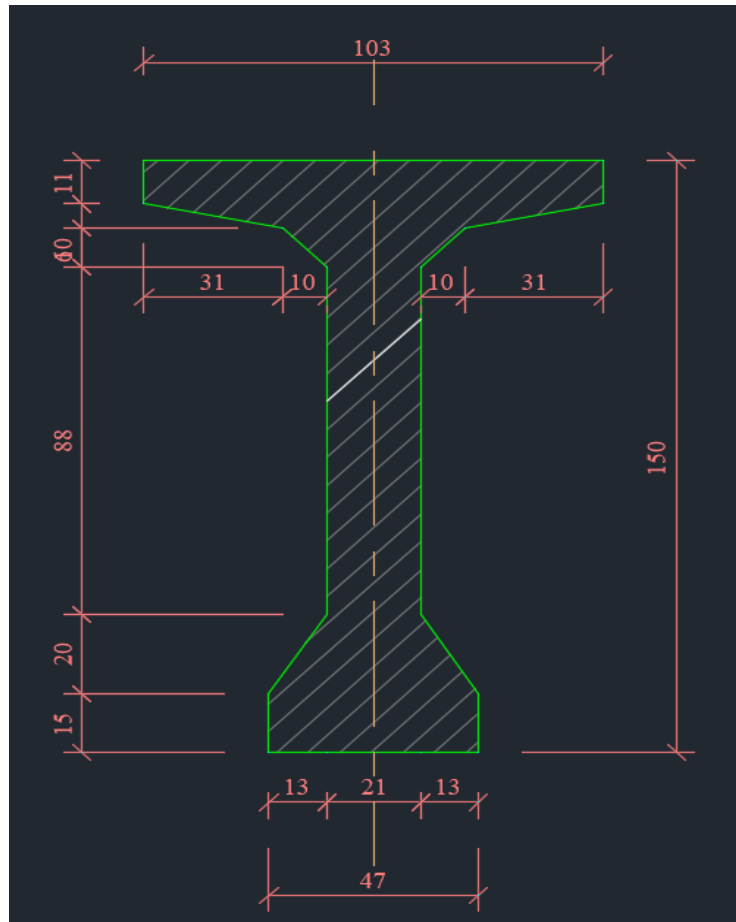


Figure II 3 : Section Médiane

Tableau II. 1 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis

N° de la section	Largeur b(cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm ³)	Z' (cm) =	I0 (cm ⁴)	IΔ = I0+BxZ ² (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163718,5	144,5697809	11424,42	23668747,67
2	31	6	186	141,5	26319	141,5212014	558	3724696,5
3	13	10	130	136,5	17745	136,5610501	1083,333	2423275,833
4	13	6	78	133,5	10413	133,5224719	234	1390369,5
5	21	114	2394	72	172368	87,04166667	2592702	15003198
6	13	20	260	25	6500	26,33333333	8666,667	171166,6667
7	47	15	705	7,5	5287,5	10	13218,75	52875
total			4886		402351		2627887	46434329,17

IG (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	lg	r2	ρ (%)
46434328,17	82,34773	47,6522718	13301638,4	2722,398	69,38%

a.1. Section médiane avec hourdis

Tableau II. 2 : Caractéristiques géométriques de la section mediane avec hourdis

Destination	La surface B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ =B.Z (cm ³)	I0 (cm ⁴)	I/Δ=I0+B.ZZ (cm ⁴)
Section poutre	4886		402351	2627887,167	46434329,17
Section hourdi	3000	160	480000	100000	76900000
Section nette	7886				
S/Δ nette			882351		
I/Δ nette					123334329,2

IG (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	lg	r2	ρ (%)
123334329,2	111,8883	43,11171697	24609590,7	3120,668	64,69%

a. Section d'about

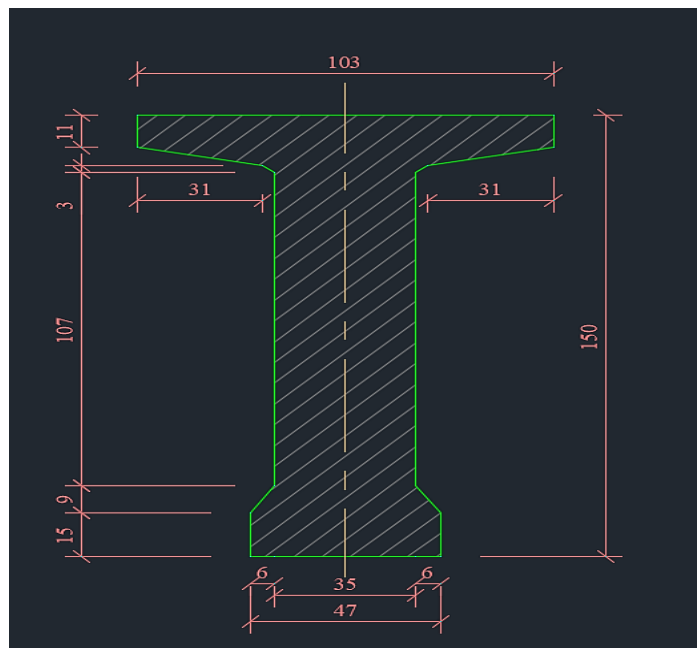


Figure II 4 : Section d'about

Tableau II. 3 : Caractéristiques géométriques de la section d’about sans hourdis

N° de la section	Largeur b(cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm ³)	Z' (cm) =	I0 (cm ⁴)	IΔ = I0+BxZ ² (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163718,5	144,5697809	11424,42	23668747,67
2	31	6	186	134	24924	134,0223881	558	3340374
3	6	6	36	128	4608	128,0234375	108	589932
4	6	3	18	131,5	2367	131,5057034	13,5	311274
5	35	135	4725	82,5	389812,5	100,9090909	7176094	39335625
6	6	9	54	19,5	1053	19,84615385	364,5	20898
7	47	15	705	7,5	5287,5	10	13218,75	52875
total			6857		591770,5		7201781	67319725,67

IG (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	lg	r ²	ρ (%)
67319725,67	86,30166	63,69833747	16248947,7	2369,687571	43,11%

Tableau II. 4 : Caractéristiques géométriques de la section d’about avec hourdis

Destination	La surface B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ =B.Z (cm ³)	I0 (cm ⁴)	I/Δ=I0+B.Z ² (cm ⁴)
Section poutre	6857	63,84	591770,5	7201780,917	67319725,67
Section hourdi	3000	160	480000	100000	76900000
Section nette	9857				
S/Δ nette			1071770,5		
I/Δ nette					144219725,7

IG (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	lg	r ²	ρ (%)
144219725,7	108,7319	46,2680836	27684065,3	2808,569063	55,83%

II.3. Caractéristiques géométriques de la section nette

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

- a. $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$
- b. $S\Delta \text{ (nette)} = S\Delta \text{ (brute)} - 8\% S/\Delta \text{ (brute)} = 92\% S\Delta \text{ (brute)}$
- c. $I\Delta \text{ (nette)} = I\Delta \text{ (brute)} - 10\% I/\Delta \text{ (brute)} = 90\% I\Delta \text{ (brute)}$

Tableau II. 5 : Caractéristiques géométriques de la section nette

	Poutre seule		Poutre +hourdis	
	About	Médiane	About	Médiane
B (cm²)	6 514,15	4641	9364,15	7491,7
SΔ(cm³)	544 428,86	370162,92	999828,86	818662,92
IG(cm⁴)	60587753,1	41790896,25	134185235,1	113177771,3

CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES

Le but de ce chapitre est d'analyser le comportement du tablier du pont en calculant les charges et les surcharges qui lui sont appliquées.

III.1 Calcul des charges

Les charges permanentes

Les charges permanentes sur un pont à poutres incluent

Eléments porteurs :

- Le poids propre de la structure: Comprend le poids des poutres, des poteaux, des entretoises et des autres éléments constitutifs de la structure de la poutre.
- La chaussée : Comprenant la couche de roulement, les revêtements et autres éléments constitutifs de la surface de circulation.

Eléments non porteurs :

- Les trottoirs et les accotements : S'ils sont intégrés à la structure du pont.
- Les garde-corps et les dispositifs de sécurité : Pour assurer la sécurité des usagers.
- Les équipements fixes : Tels que l'éclairage public, les systèmes de signalisation, etc., si présents.
- Les revêtements spéciaux : Comme les revêtements antidérapants ou les couches de protection.

➤ Poids de la dalle :

$$D_{\text{dalle}} = \gamma_b \cdot e \cdot L \cdot l \text{ avec } \gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Largeur de la dalle : } l = 8,28 \text{ m}$$

$$\text{Longueur de la dalle : } L = 33,4 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur de la dalle : } e = 0,2 \text{ m}$$

$$P_{\text{dalle}} = 2,5 \times 0,2 \times 8,28 \times 33,4 = \mathbf{160 \text{ t}}$$

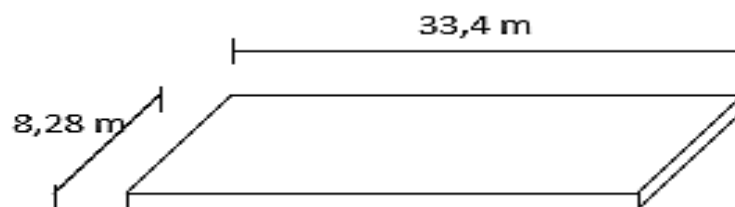


Figure III .1 Les dimension de la dalle

➤ Poids total de la poutre :

$$S_1 = S_{\text{about}} = 0,6463 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_{\text{mi-travé}} = 0,5108 \text{ m}^2$$

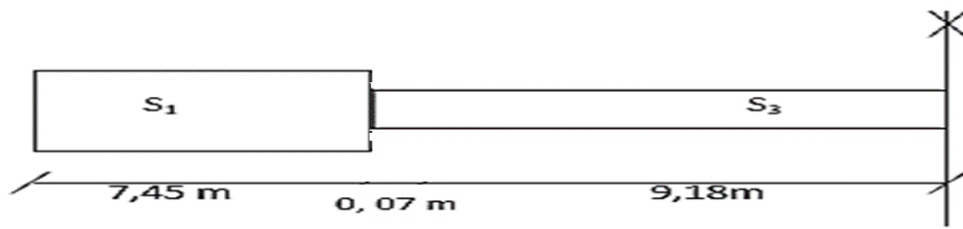


Figure III.2. Coupe transversal sur la poutre

$$g = 2 \times 2,5 \times ((0,6463 \times 7,45) + (0,5108 \times 9,18) + ((0,07/2) \times (0,6463 + 0,5108)))$$

$$g = 47,723 \text{ t}$$

$$\text{Pois total des poutres : } P_{\text{tp}} = 47,723 \times 6 = 286,33 \text{ t}$$

➤ **Poids du trottoir :**

$$P_{\text{trott}} = 2,5 \times 33,4 \times 0,1482 \times 2 = 24,75 \text{ t}$$

$$Q_{\text{trott}} = \text{aire de trottoir} \times \gamma_b = 0,1482 \times 2,5 = 0,37 \text{ t/ml}$$

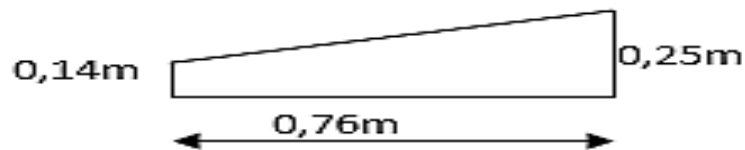


Figure III.3. Dimension du trottoir

➤ **Poids des corniches :**

$$P_{\text{corniche}} = 0,251 \times 33,4 \times 2,5 \times 2 = 41,91 \text{ t}$$

$$Q_{\text{corniche}} = 0,251 \times 2,5 = 0,6275 \text{ t/ml}$$

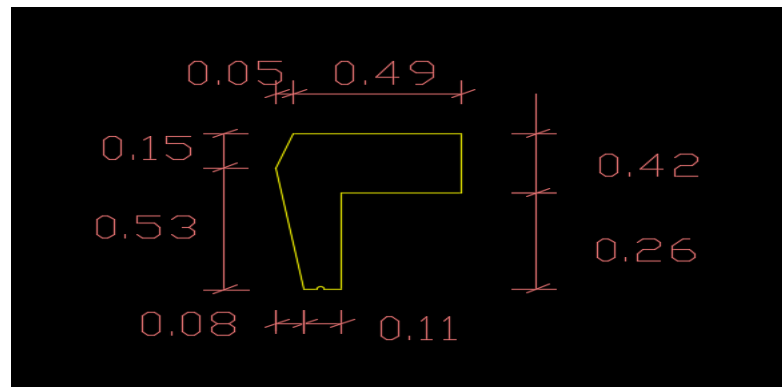


Figure III.4. Dimension de la corniche

➤ **Poids des revêtements :**

$$P_{\text{revêtement}} = 0,2789 \times 33,4 \times 2,2 = 41 \text{ t}$$

$$Q_{\text{revêtement}} = 0,073 \times 2,2 = 0,1825 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids des gardes corps :**

$$P_{\text{garde corps}} = 0,15 \times 33,4 \times 2 = 10,02 \text{ t}$$

$$Q_{\text{garde corps}} = 0,15 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids des glissières de sécurité :**

$$P_{\text{glissière de sécurité}} = 0,05 \times 33,4 \times 2 = 3,34 \text{ t}$$

$$Q_{\text{glissière de sécurité}} = 0,05 \text{ t/ml}$$

→ **Poids total du tablier :**

$$G = P_{\text{dalle}} + P_{\text{total poutre}} + P_{\text{Corniche}} + P_{\text{revêtement}} + P_{\text{trottoir}} + P_{\text{revêtement}} + P_{\text{gc}} + P_{\text{glissière}}$$

$$G = 567,3584 \text{ tonne}$$

$$g = \frac{G}{L} \text{ avec } L = 33,40 \text{ m } g = 16,986 \text{ t/ml}$$

III.2. Charges réglementaires :**a. Les surcharges de chaussées :**

D'après le **fascicule 61** on distingue les surcharges suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc 120.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges dus au vent et au séisme.

Surcharge A l :

C'est une surcharge A(l) uniformément répartie sur une surface définie par la longueur de la travée et la largeur chargeable. Elle est donnée par la formule suivante :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \text{ pour une portée } l \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{Avec } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ en kg/m}^2 \text{ avec } L = 32,5 \text{ m la portée de la travée}$$

a_1 : dépend de classe du pont et du nombre de voies chargées

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont .	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	»	»	»
	Troisième	0.9	0.8	»	»	»

a_1 : 0,9

a_2 : est donnée par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{\text{Classe de pont}}{\text{Largeur de la voie}} = \frac{3}{3} = 1$$

L_v étant la largeur d’une voie et L_{v0} ayant les valeurs suivantes :

3,5 m pour les ponts de première classe ;

3,0 m pour les ponts de deuxième classe ;

2,75 m pour les ponts de troisième classe.

$$A(L) = 1040,81 \text{ kg/ m}^2 = 1,04 \text{ t/m}^2$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} a_1 A(l) > (400 - 0,2 l) \rightarrow 936.729 > 393.52 \text{ Vérifiée} \\ a_1=0,9 \end{cases}$$

$$Q_A = A(l) \times n \times L_v \text{ avec : } \begin{cases} n : \text{nombre de voie} \\ A = a_1 \times a_2 \times A(l) \end{cases}$$

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Les valeurs de Q_A pour deux voies

Nbre de voie	a_1	a_2	$A(\text{t/m}^2)$	$Q_A(\text{t/m})$
1	1	1	1.04	3.64
2	1	1	0,936	5,6

b. Système de charge B :

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

Le système **Bc** se compose de camions types ;

Le système **Br** se compose d'une roue isolée ;

Le système **Bt** se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

b. 1. Système Bc :

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

Masse totale 30 t.

Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.

Masse portée par l'essieu avant 6 t.

Longueur d'encombrement 10,50 m.

Largeur d'encombrement 2,50 m.

Distance des essieux arrière 1,50 m.

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,50 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.

Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

Les éléments du système Bc sont schématisés ci-dessous, les longueurs étant exprimées en mètres et les masses en tonnes.

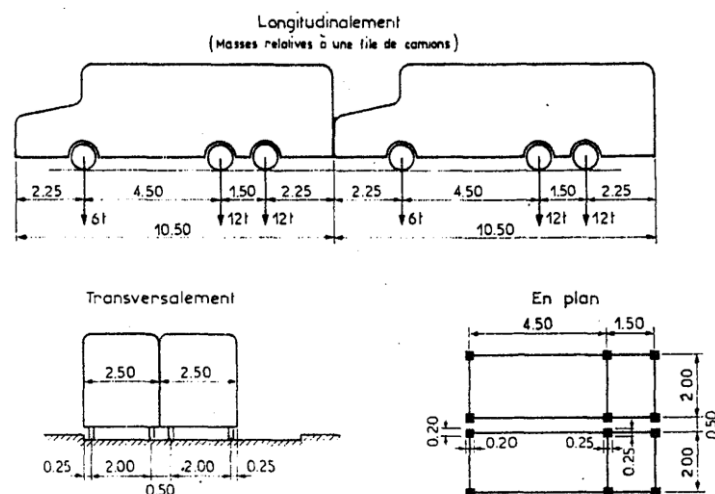


Figure III.5. Système Bc

Le système Bc est majoré par un coefficient bc en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées*, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Tableaux III.2. Coefficient de majoration bc

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont .	Première***	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
	Deuxième	1,00	1,00	–	–	–
	Troisième	1,00	0,8	–	–	–

b. 2. Système Bt :

Un tandem du système Bt figurant 3.4 comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivants :

Masse portée par chaque essieu 16 t.

Distance des deux essieux 1,35 m.

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

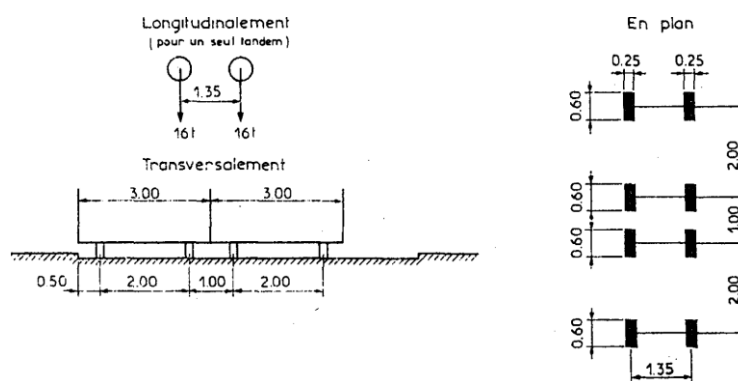


Figure III.6. Système Bt

Le système Bt est pondéré par un coefficient bt qui en fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt représentés dans le tableau suivant :

Tableaux III.3. coefficient de majoration bt

Classe du pont	Première.	Deuxième.
Coefficient	1.0	0.9

b. 3. Système Br:

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement * à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

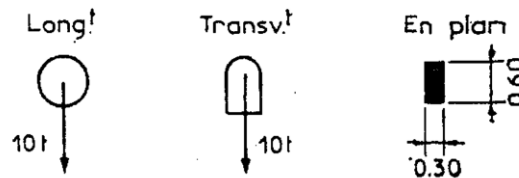


Figure III.7.Système Br

Les valeur des efforts trouvées sous B_c , B_t , B_r sont multiplier par un coefficient de majoration δ_B (pour les poutre) et δ'_B (pour la dalle).

c. Système de charge militaire(Mc120):

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalles) ou d'ossature (entretoises, longerons et pièces de pont) des tabliers.

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

- Masse totale 110 t.
- Longueur d'une chenille 6,10 m.
- Largeur d'une chenille 1 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m .

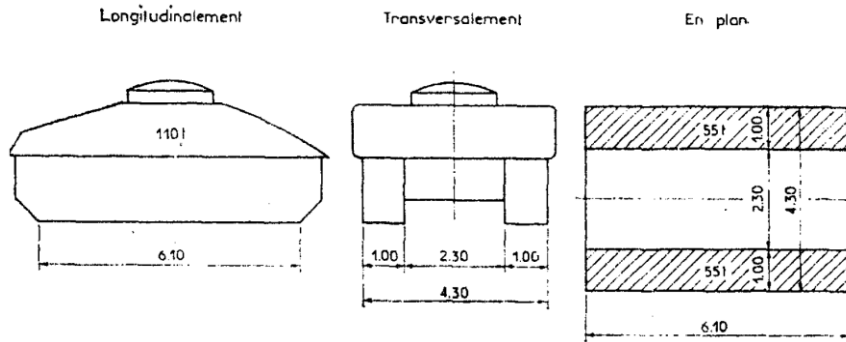


Figure III.8. Système Mc₁₂₀

Le système MC120 est majoré par un coefficient de majoration δ_M

d. Système de charge exceptionnelles (D₂₄₀) :

La charge à prendre est le convoi type D qui comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,60 m de long.

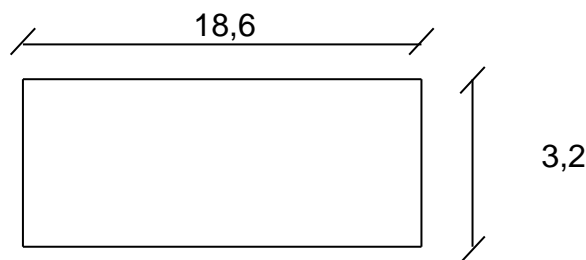


Figure III.9. Système D₂₄₀

Un seul convoi est supposé circuler sur le pont, ce système n'est pas majoré.

Avec : $Q_{D240} = 240/18,6 = 12,9 \text{ t/ml}$

e. Surcharge des trottoirs :

e. 1. Surcharge générale :

C'est une charge uniformément répartie de **150kg/m²**, utilisée pour la justification des poutres.

e. 2 Surcharge locale :

C'est une surcharge uniformément répartie de **450kg/m²**, utilisée pour la justification des éléments du tablier.

Détermination des coefficients de majorations dynamique :

f. Application à la poutre :

Les surcharges du système **BC** sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 0,6 \times \frac{G}{Q}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

- L = 32,4 m : portée de travée.
- G : Poids total du tablier.
- Q : Charge maximum qu'on peut appliquer sur le tablier de cette travée.

Système B :

G = 530 t

Q = max (B_{Cbc}, B_{t.bt}, B_r) = 120 t (Pour deux voix chargé)

δ_B = 1,217

Système de charge militaire M_{C120} :

G = 530 t

Q = 110 t

δ_M = 1,207

III.2.2.Calcul des réactions :

Réaction due au Poids Propre :

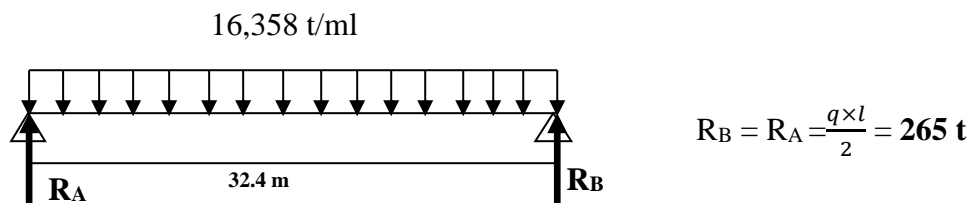


Figure III.10. Disposition du poids propre

- Au niveau de la culée on a **RA = 265 t** (il prend la moitié de la charge)

- Au niveau de la pile on a $R_A = 530 \text{ t}$ (il prend la moitié de la 1^{ère} travée et la moitié de la 2^{ème} travée).

Réaction des surcharges d'exploitations :

❖ **Surcharge A(l) :**

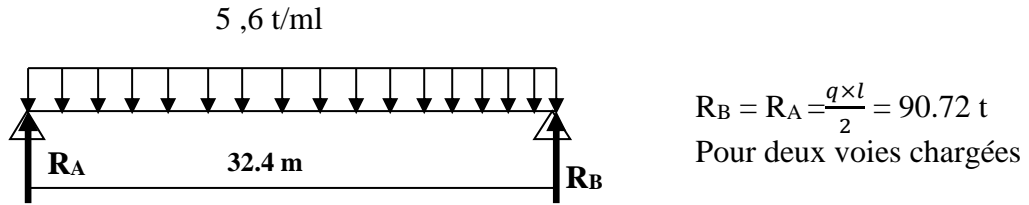


Figure III.11 Disposition du la surcharge A(l)

- Au niveau de la culée on a $R_A = 90.72 \text{ t}$ (il prend la moitié de la charge)
- Au niveau de la pile on a $R_A = 181.44 \text{ t}$ (il prend la moitié de la 1^{ère} travée et la moitié de la 2^{ème} travée)

❖ **Surcharge Bc :**

- **Au niveau de la culée :**

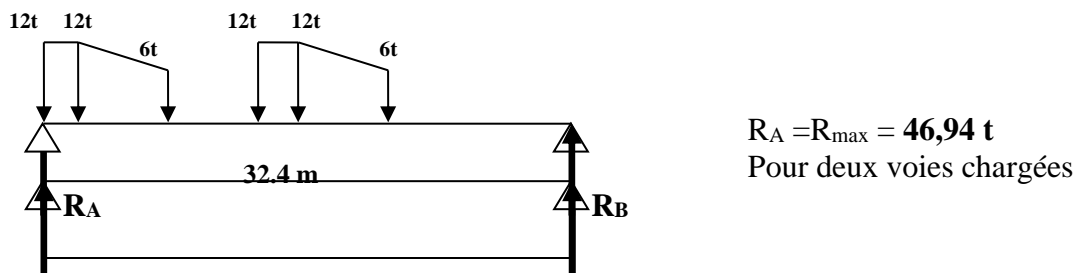


Figure III.12 Disposition du convoi Bc donnant la réaction maximum au niveau de la culée

- **Au niveau de la pile :** $R_{Bc} = R_{\max} \times n \times b_c \times \delta_{Bc} = 46,94 \times 2 \times 1,1 \times 1,217 = 114,25 \text{ t}$

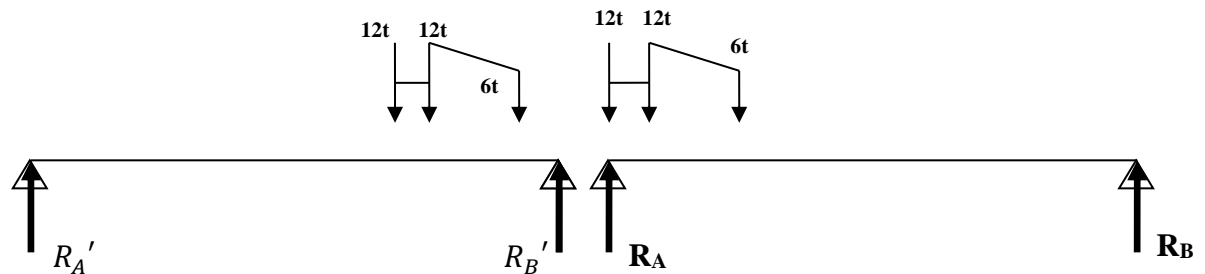


Figure III.13. Disposition du convoi Bc donnant la réaction maximum au niveau de la pile

$R_{\max} = R_A + R_{B'} = 51,20 \text{ t}$

$$R_{Bc} = R_{\max} \times n \times b_c \times \delta_{Bc} = 51,20 \times 2 \times 1,1 \times 1,217 = 124,62 \text{ t}$$

❖ Surcharge MC120 :

- Au niveau de la culée :

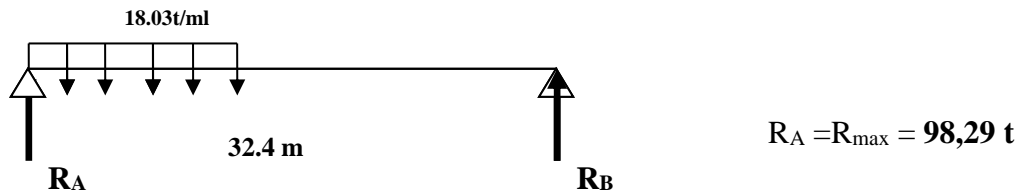


Figure III.14 Disposition du convoi MC120 donnant la réaction maximum au niveau de la culée

- Au niveau de la pile :

$$R_{MC120} = R_{\max} \times \delta_{MC120} = 98,29 \times 1,207 = 118,63 \text{ t}$$

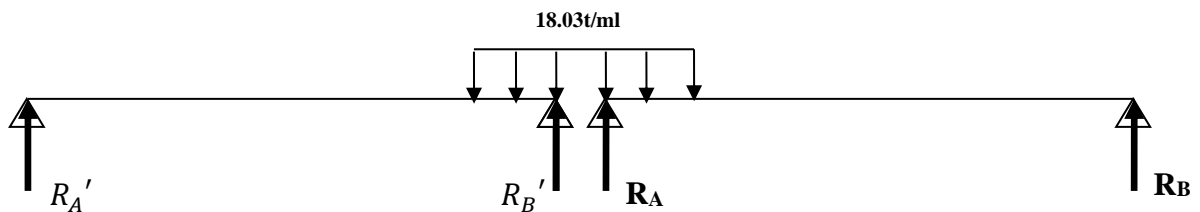


Figure III.15 Disposition du convoi MC120 donnant la réaction maximum au niveau de la pile

$$R_{\max} = R_A + R'_B = 104,82 \text{ t}$$

$$R_{MC120} = R_{\max} \times \delta_{MC120} = 104,82 \times 1,207 = 126,51 \text{ t}$$

❖ Surcharge exceptionnelle (D240) :

- Au niveau de la culée :

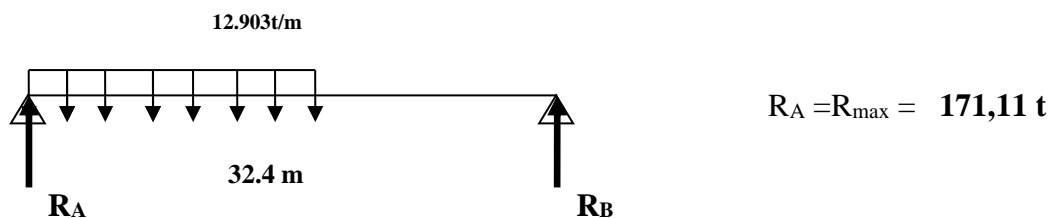


Figure III.16. Disposition du convoi D240 donnant la réaction maximum au niveau de la culée

$$R_{D240} = R_{\max} = 171,11 \text{ t}$$

- Au niveau de la pile :

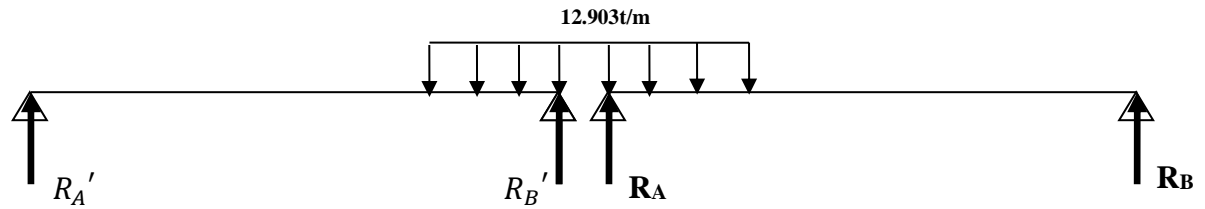


Figure III.17 Disposition du convoi M_{C120} donnant la réaction maximum au niveau de la pile

$$R_{\max} = R_A + R_{B'} = 205,55 \text{ t}$$

$$R_{D240} = R_{\max} = 205,55$$

❖ Surcharge des trottoirs :

- Au niveau de la culée :

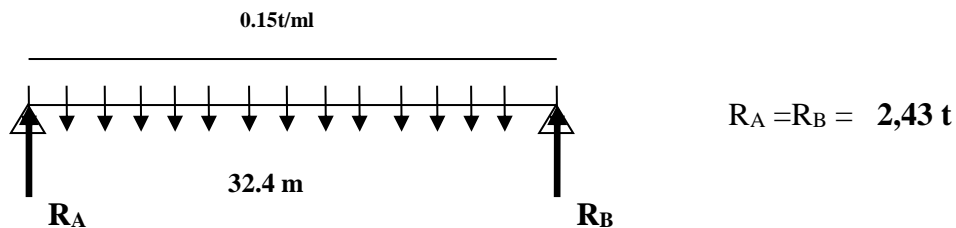


Figure III.18. Disposition de la surcharge des trottoirs au niveau de culée

$$R_{Q\text{tro}} = 4,86 \text{ t}$$

- Au niveau de la pile :

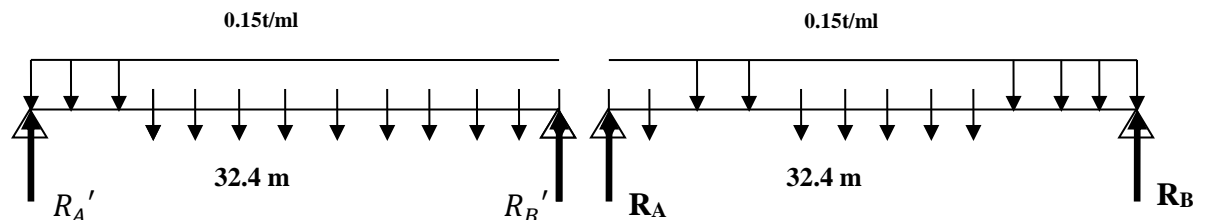


Figure III.19 Disposition de la surcharge des trottoirs au niveau de la pile

$$R_{\max} = R_A + R_{B'} = 4,86 \text{ t}$$

$$R_{Q\text{trot}} = 9,72 \text{ t}$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants :

Tableaux III.4 Les valeurs des efforts tranchant au niveau de pile et de la culée

Désignation	Effort tranchant (tonne)	
	Culée	Pile
R_G	265	530
R_{A(L)}	90,72	181,44
R_{BC}	114,25	124,62
R_{Mc120}	118,63	126,51
R_{D240}	171,11	205,55
R_{Qtrot}	4,86	9,72

CHAPITRE IV : MODELISATION

Introduction :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel de modélisation et d'analyse structurelle développé par Autodesk, destiné à l'ingénierie civile et structurelle.

Il permet la création de modèles détaillés de structures, incluant poutres, colonnes, poteaux, etc.

Le logiciel offre des fonctionnalités d'analyse statique et dynamique, prend en charge diverses charges et combinaisons conformes aux normes de conception, calcule déformations et contraintes, et propose des outils d'optimisation de la conception.

Intégrant des normes internationales, il favorise l'interopérabilité avec d'autres logiciels de la suite Autodesk et génère des rapports détaillés, contribuant ainsi à la conception efficace et sécurisée de structures conformes aux réglementations en vigueur.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional vise à aider les ingénieurs en structure à concevoir des structures sûres, efficaces et conformes aux normes en vigueur, en fournissant des outils avancés d'analyse et de modélisation.

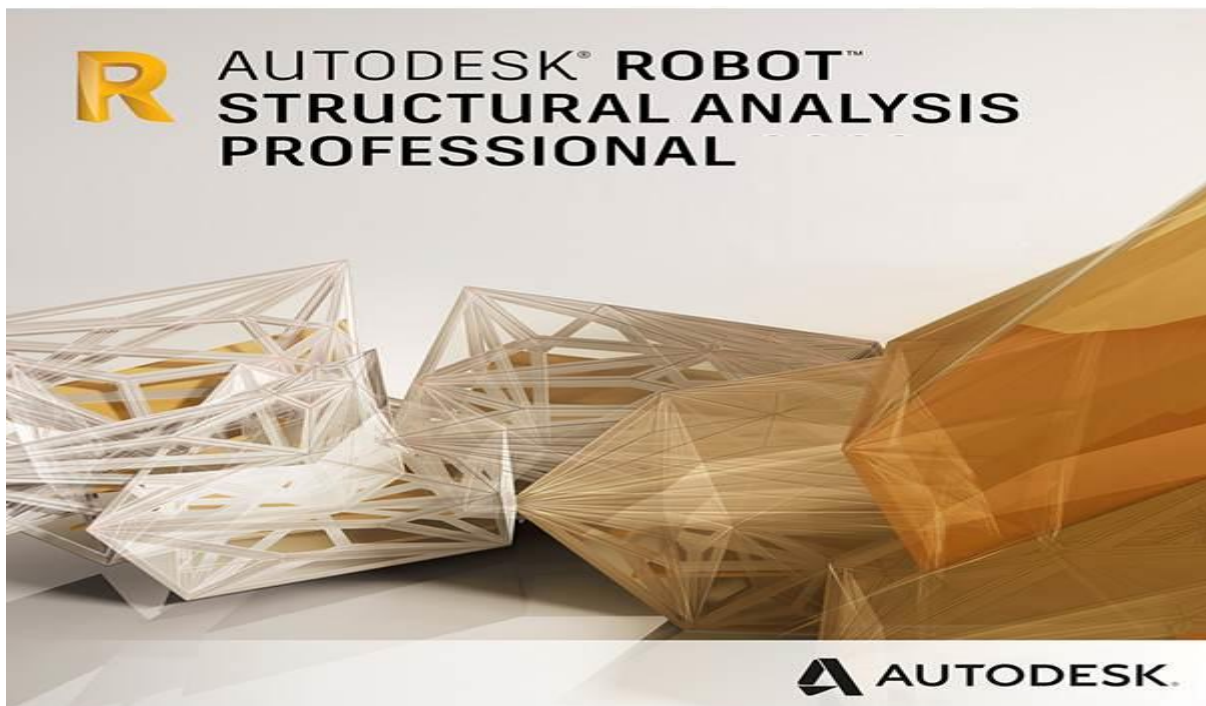
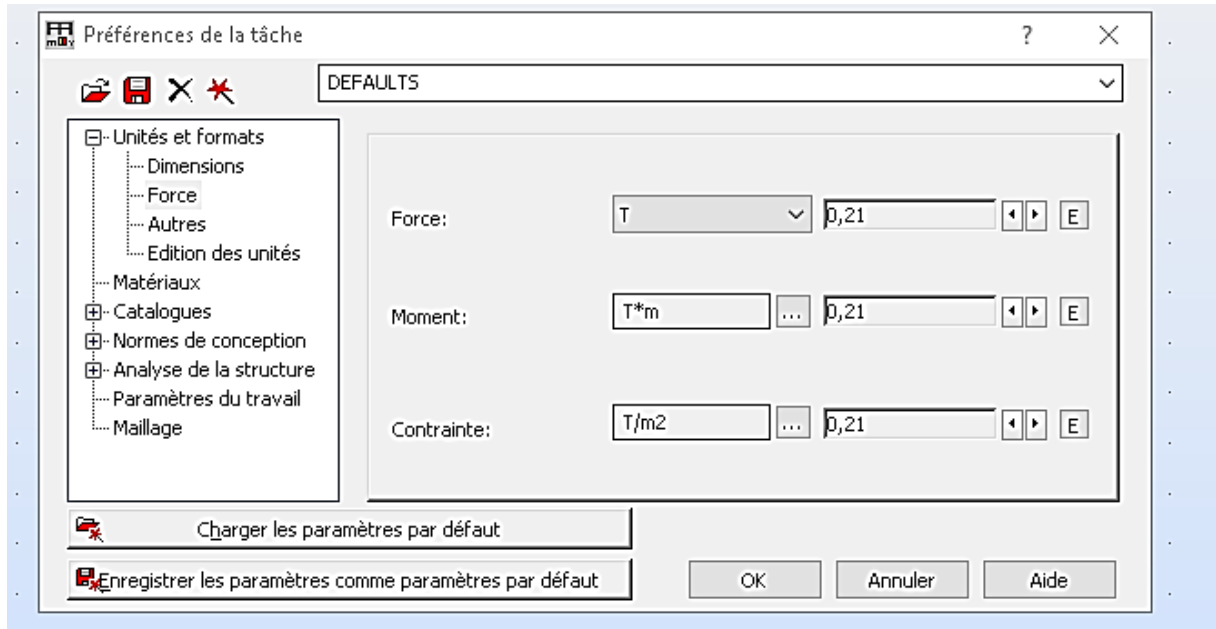


Tableau IV. 1 : Valeurs des charges considérées.

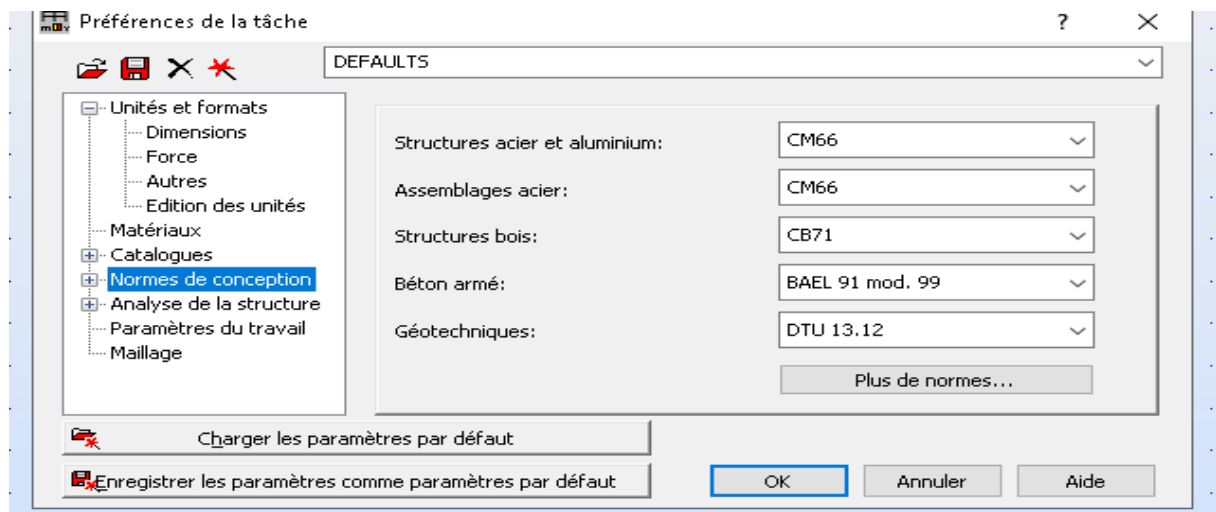
Désignation	Valeur	
Charges permanentes	Poids propre G	G : est pris automatiquement par le logiciel.
	Revêtement G revêtement	G revêtement =0.1825T/m Surfacique
	Corniche G Corniche	G corniches =0 .6275 T/m
	Trottoir G Trottoir	G Trottoir = 0.741 T/m Surfacique
	Poids de Glissière G glissière	G glissières =0.05 T/m
	Poids du garde-corps G garde-corps.	G garde-corps=0.15 T/m
Surcharges d'exploitation.	Surcharge A(l)	Charge uniforme Al = 1.04 T/m ²
	Système BC	Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière
	MC120	Charge uniforme
	D240	Charge uniforme

IV.1 Etapes de modélisation

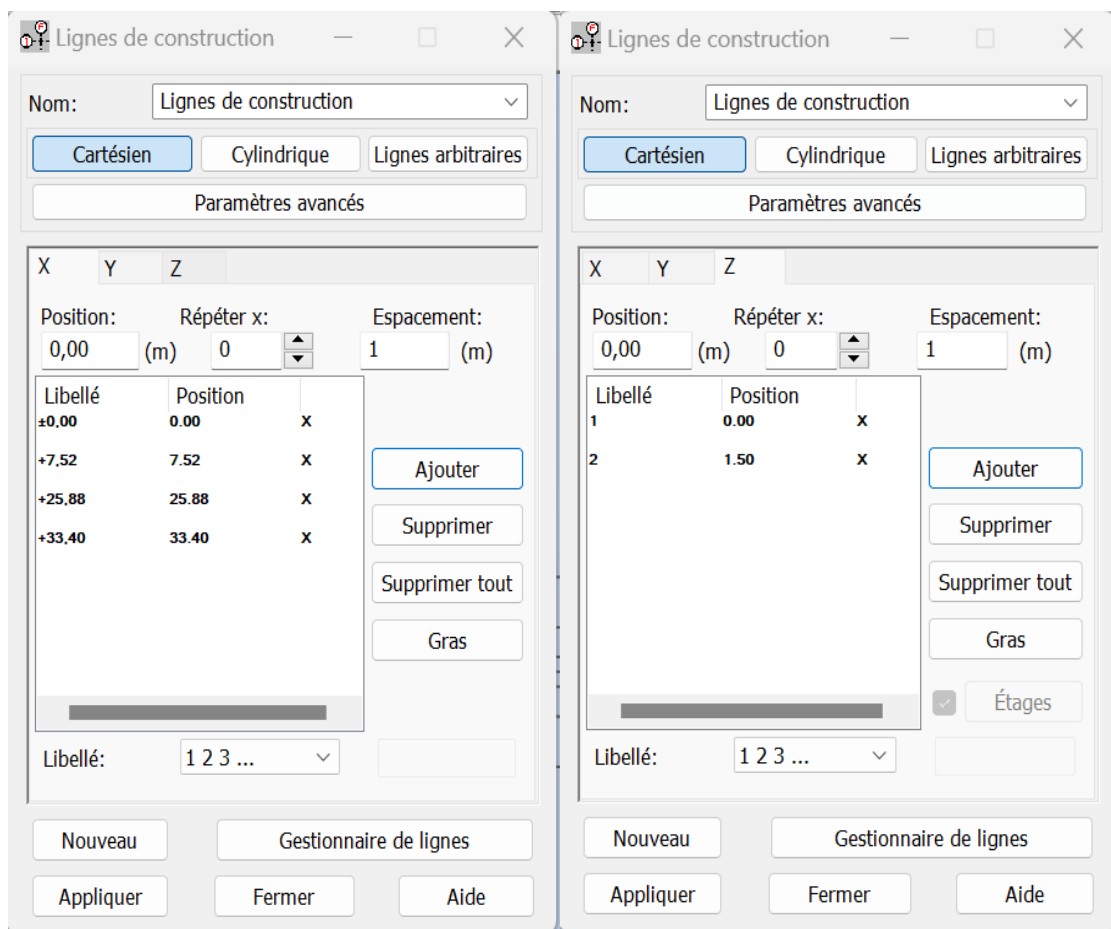
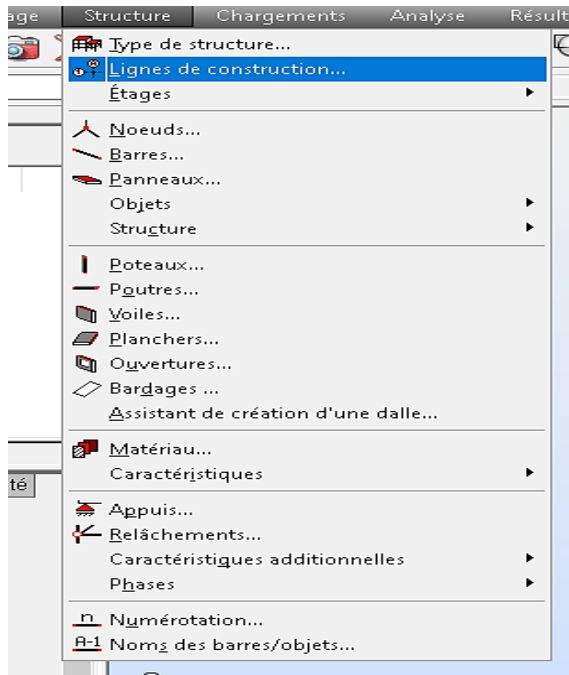
- **Première étape** : réglages des unités Sur préférences des tâches on effectue des réglages sur les unités ; les unités utilisées sont celles qui sont employées dans la pratique du béton armé et la charpente métallique.

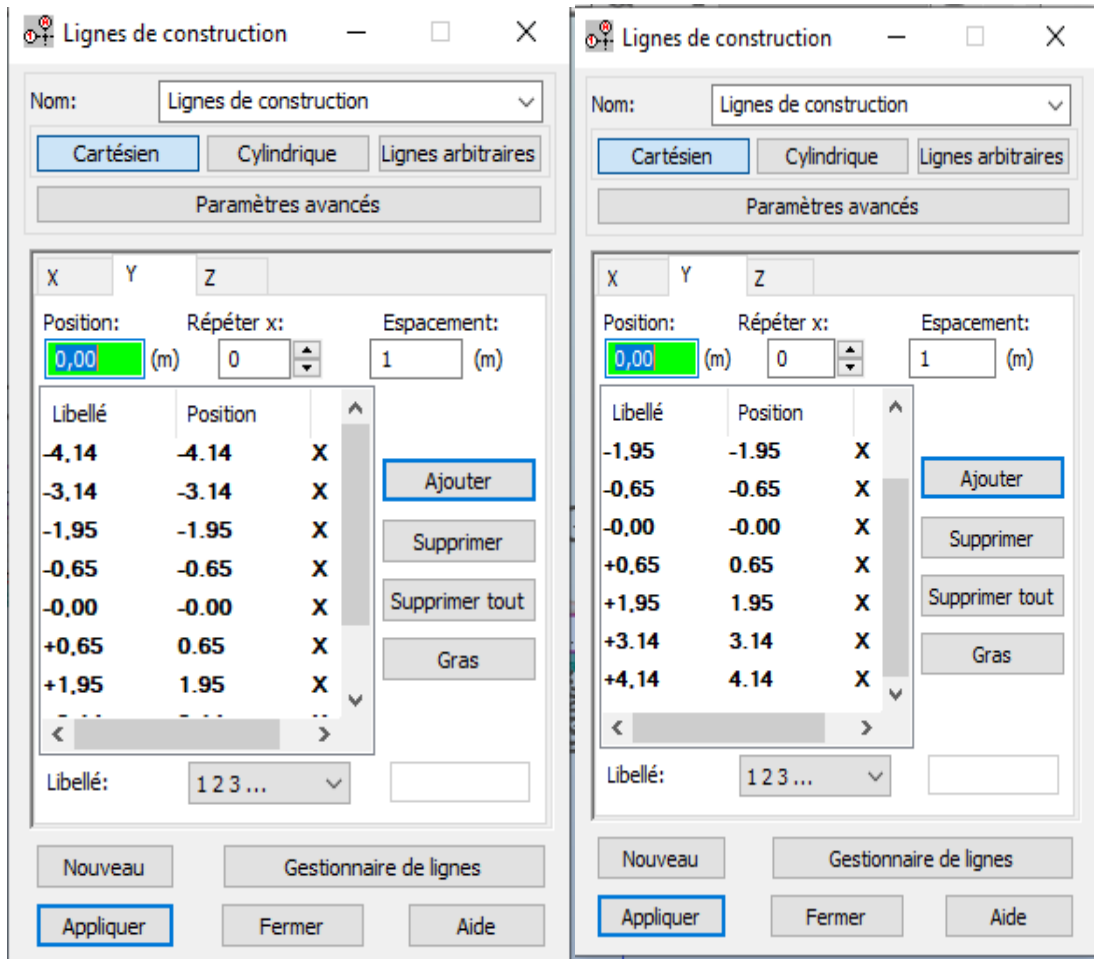


- **Deuxième étape** : réglage des normes Toujours sur préférences des tâches on effectue aussi des réglages de normes ; Parmi les règlements parasismiques utilisé dans le logiciel ROBOT ; on trouve les règlements Parasismiques algériens (BAEL 91) et le BAEL 91 pour les pondérations

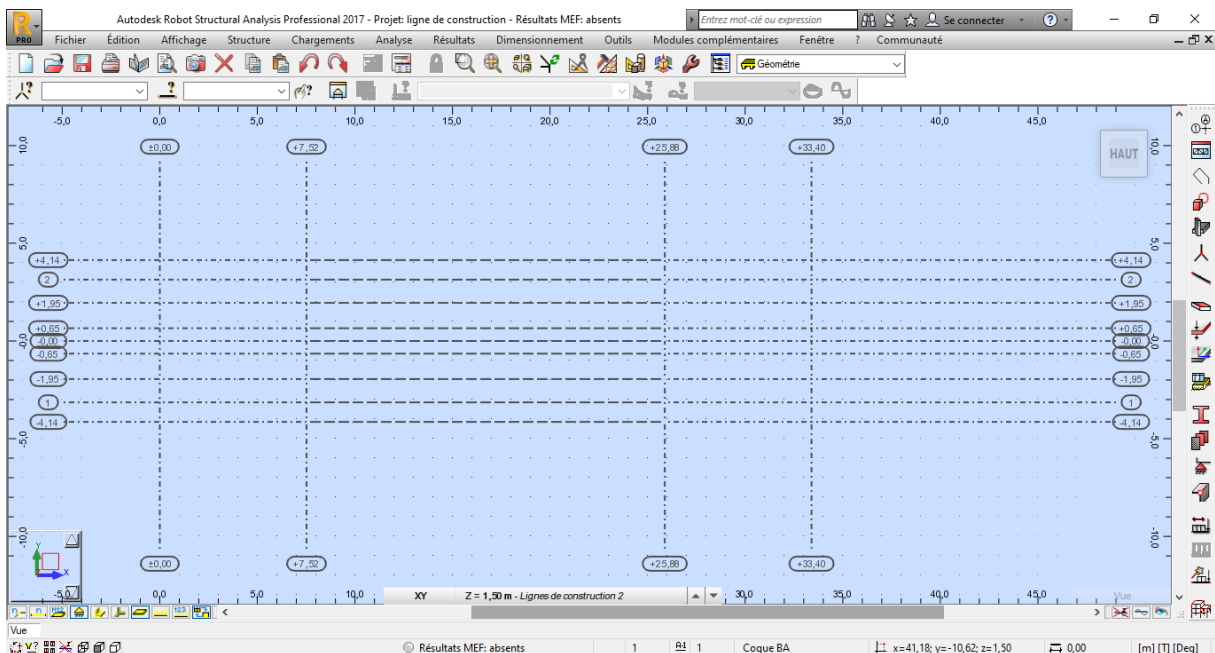


- **Troisième étape :** Introduire les lignes de constructions Cette étape consiste à définir les lignes de construction après avoir lu le plan Autocad

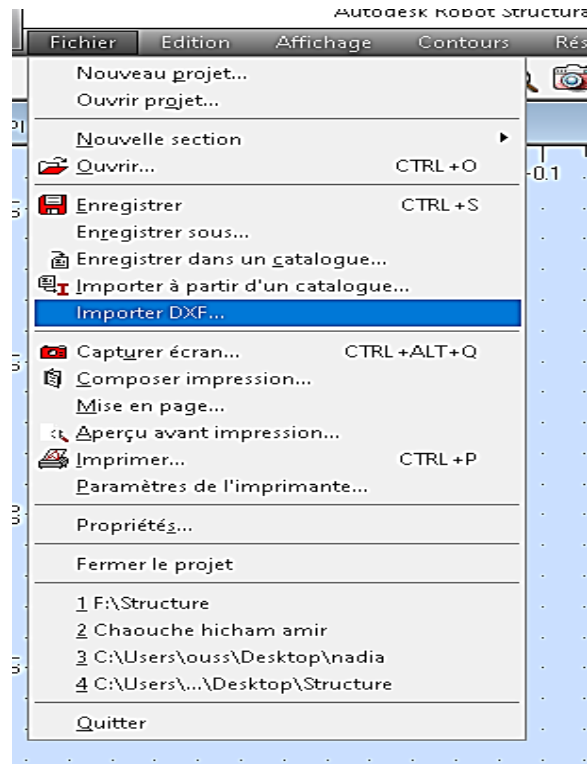




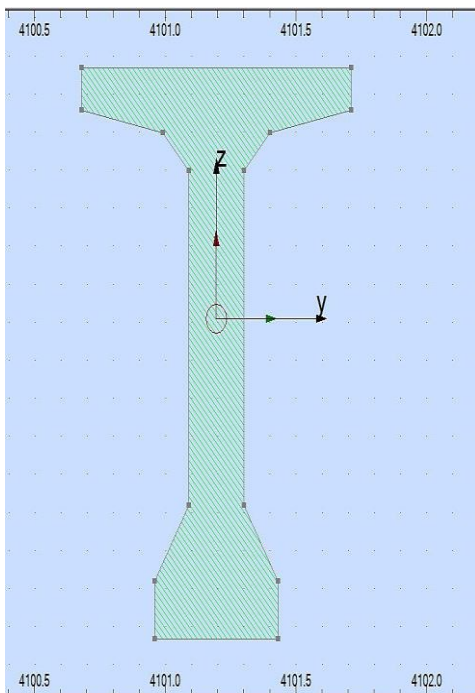
Introduction des lignes de construction



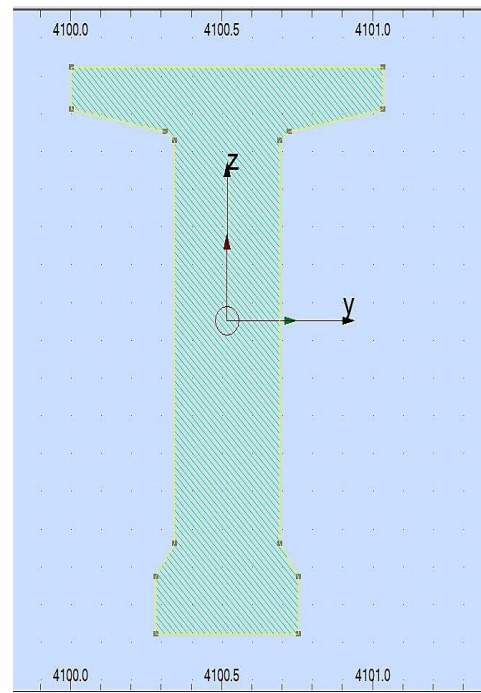
- **Quatrième étape :** Introduire les sections des éléments Comme les figures ci-dessous le montre on a chois la section de la poutre après avoir définis précédemment sur autocad et les importer en fichier DXF



Importation des sections.



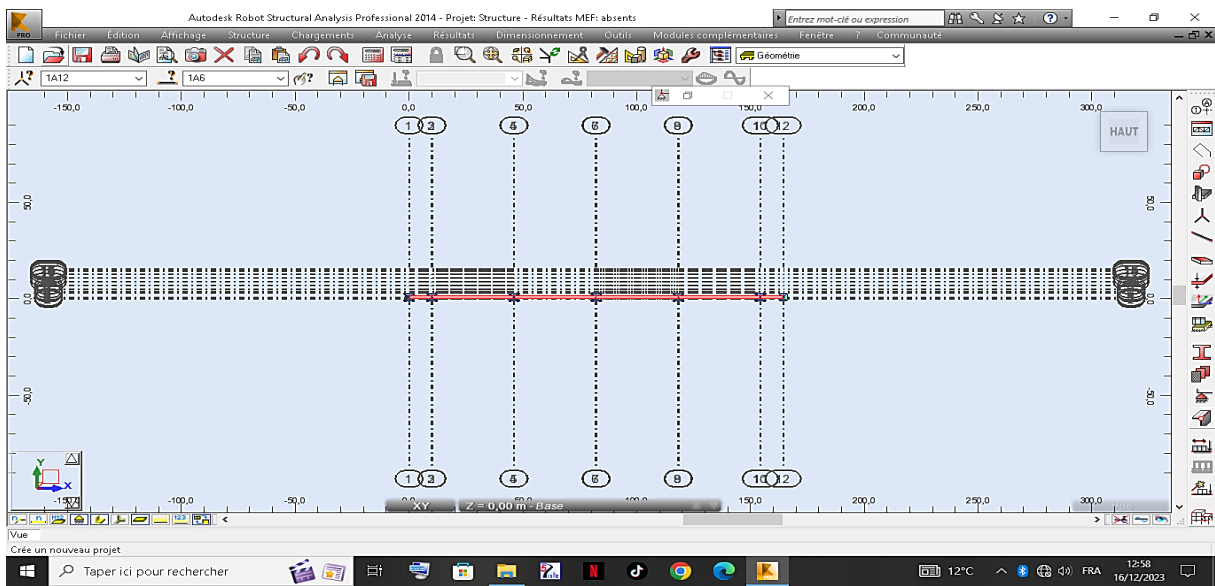
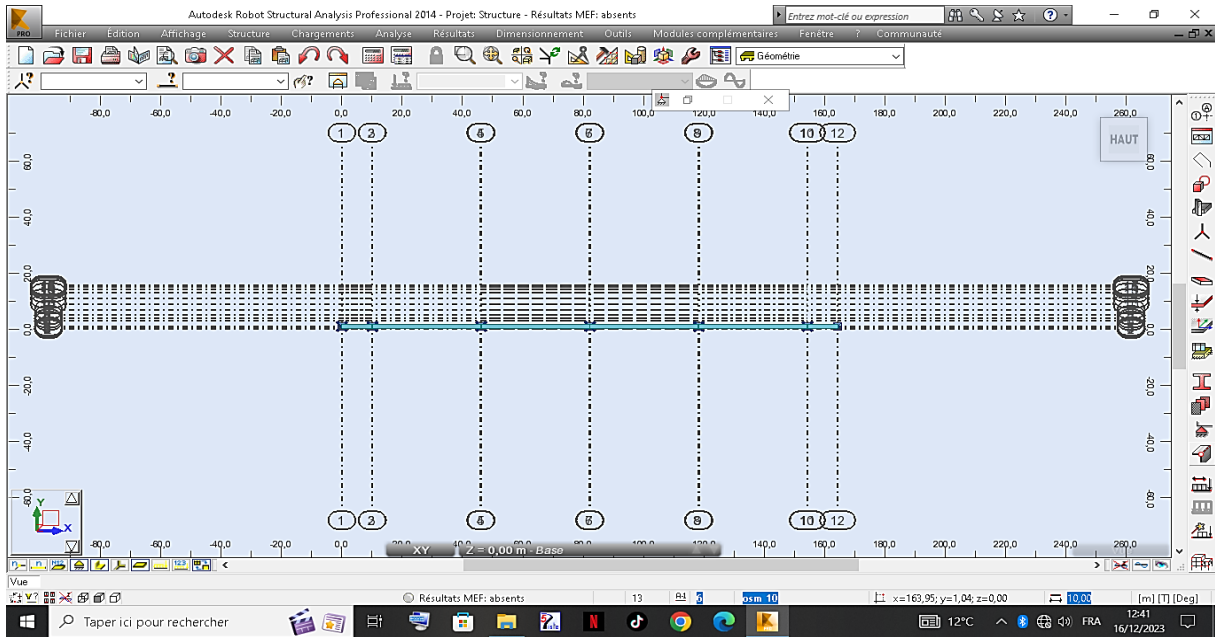
Section médiane



Section d'about

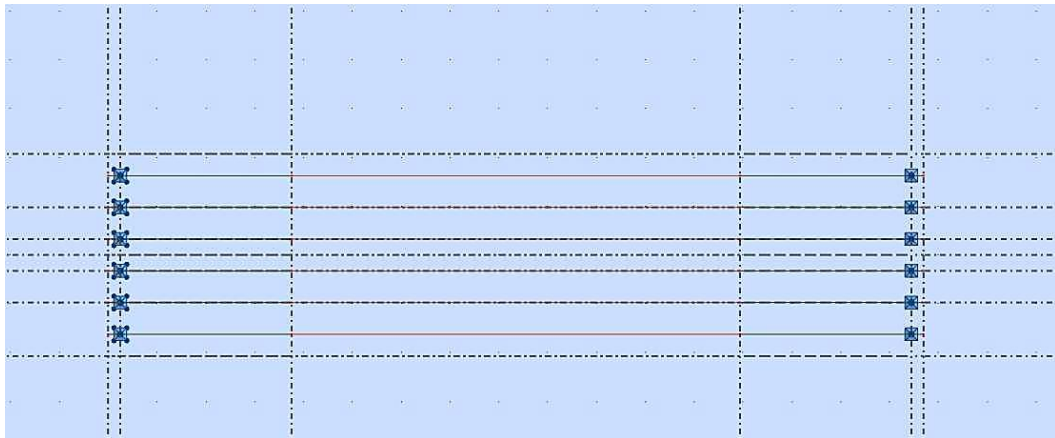
Chapitre IV : Modélisation à l'aide du logiciel Autodesk Robot 2014

- **Cinquième étape :** translation des poutres Après l'effectuation du réglage de la poutre on fait la translation sur édition ; translation pour un nombre de répétition de 7 fois



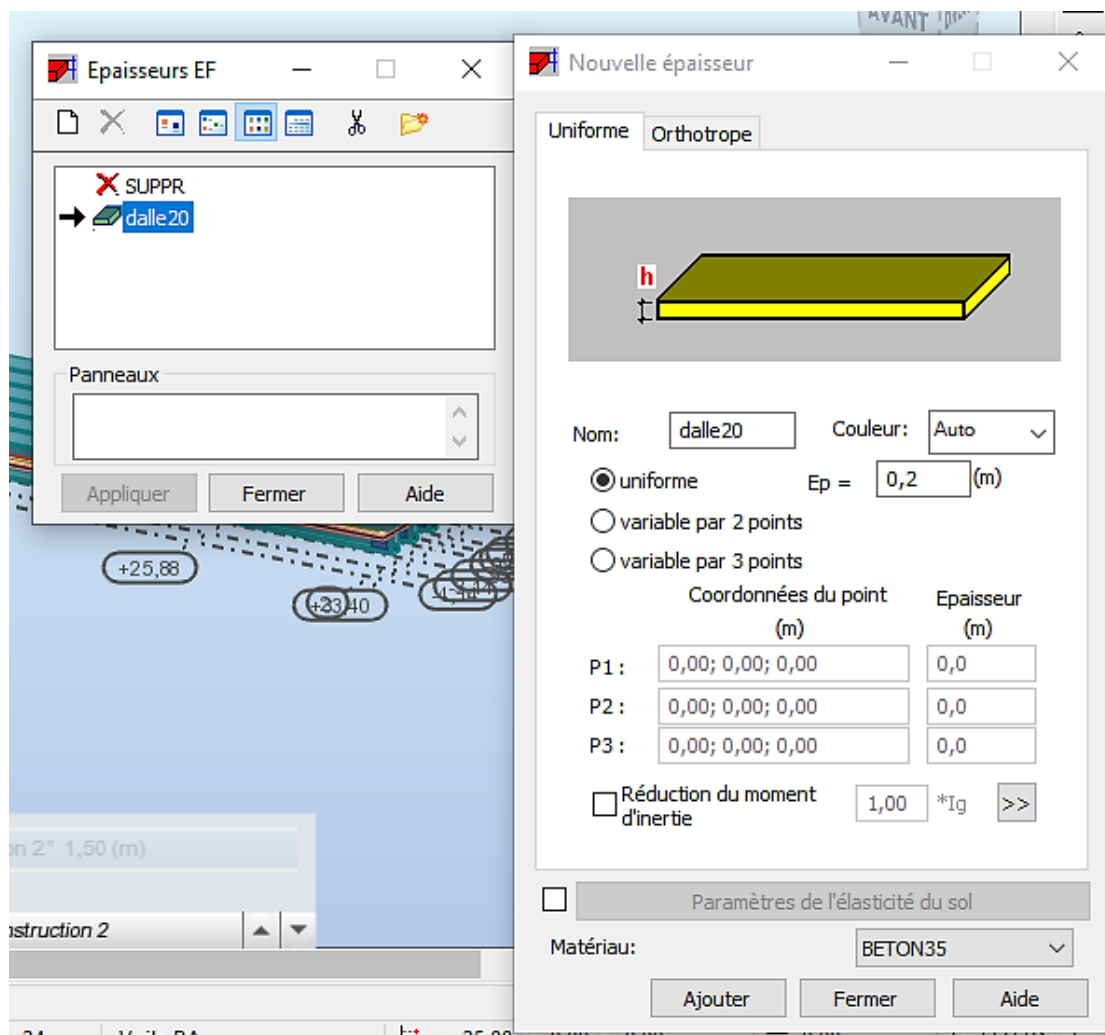
Translation des poutres

- **Sixième étape :** les appuis On définit les appuis sur les lignes de construction



- **Septième étape :** modélisation de la dalle

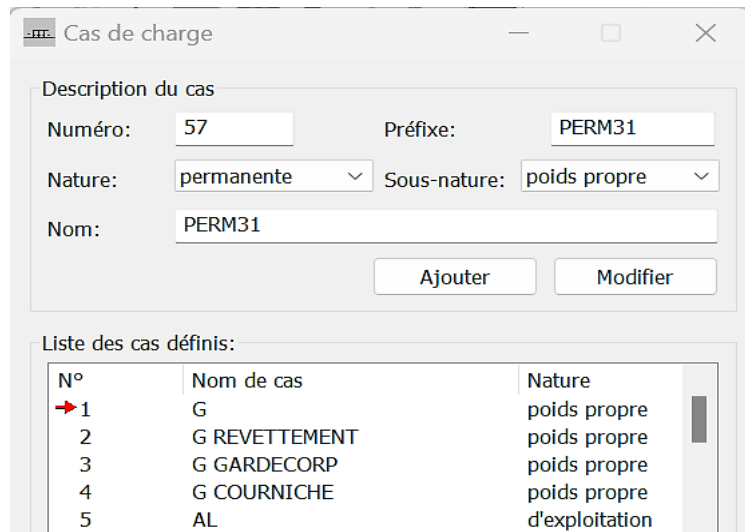
La modélisation de la dalle se fait comme suit : Définir le contour → Panneaux → Liste d'objet → choisir le contour de la dalle Déclarer l'épaisseur de la dalle, ainsi que le béton a utilisé.



Modélisation de la dalle

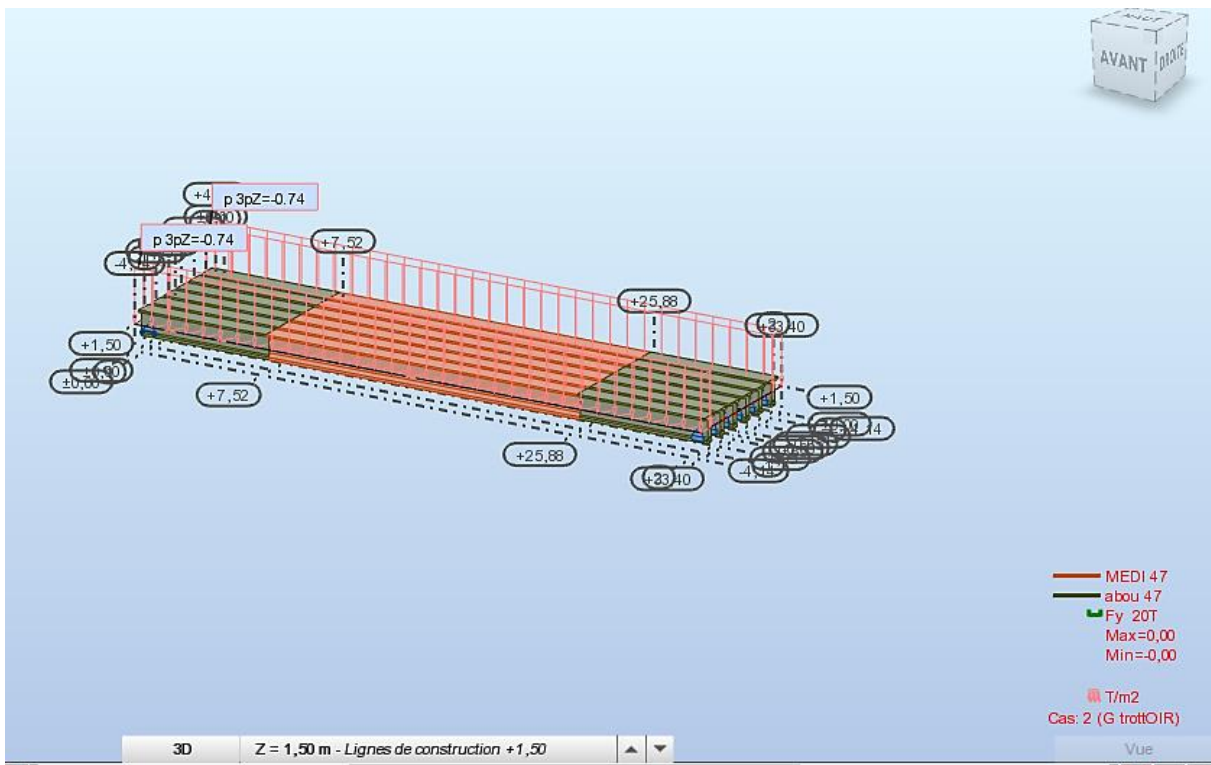
Huitième étape : Définition des charges permanentes et des charges d'exploitations

Charges : chargements → cas de charges → définir charges

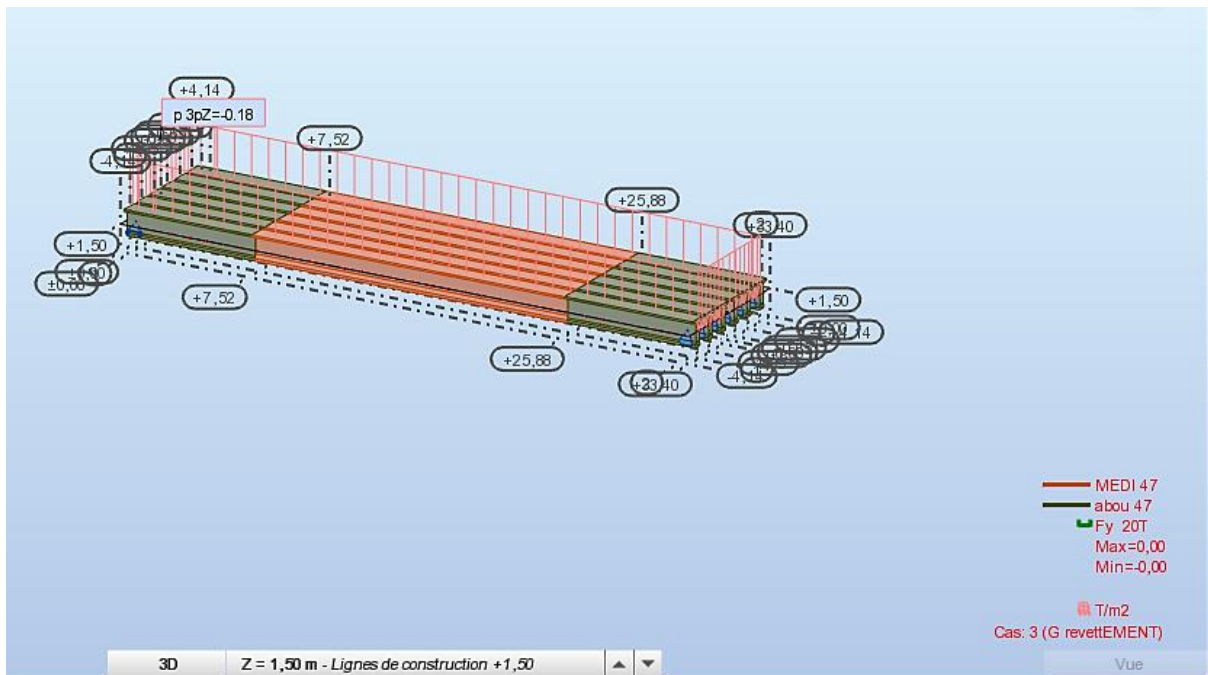
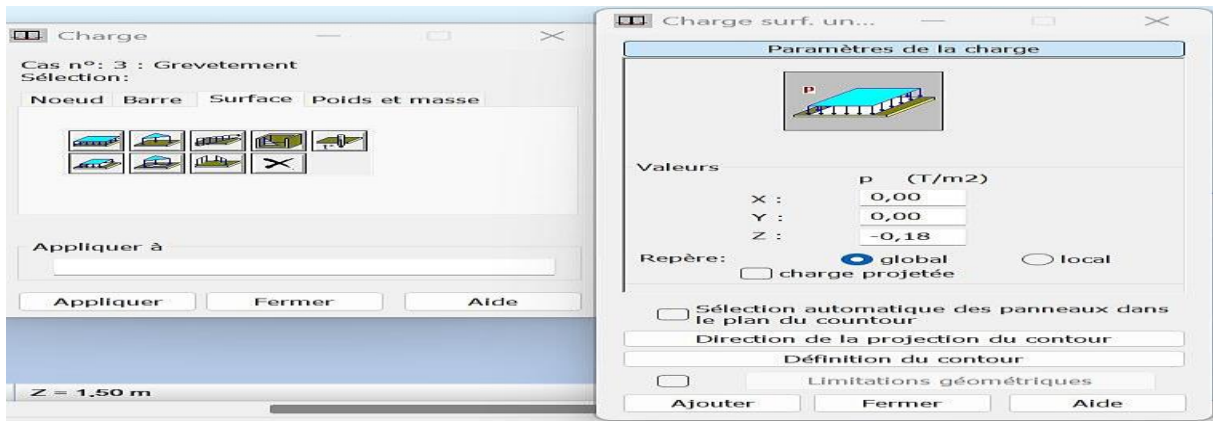


Introduction des charges

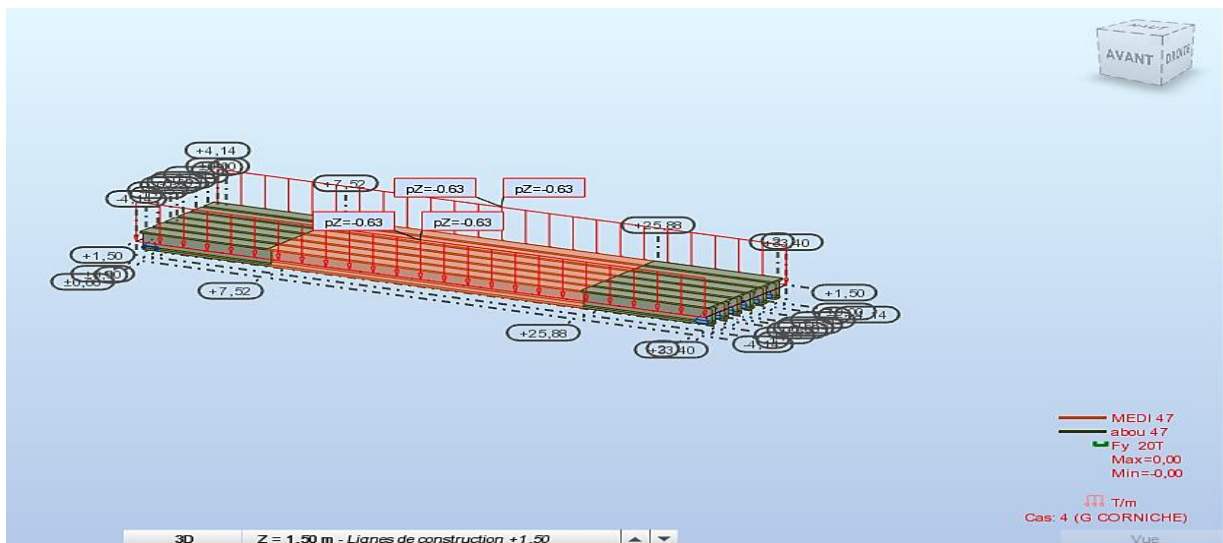
Les charges permanentes :



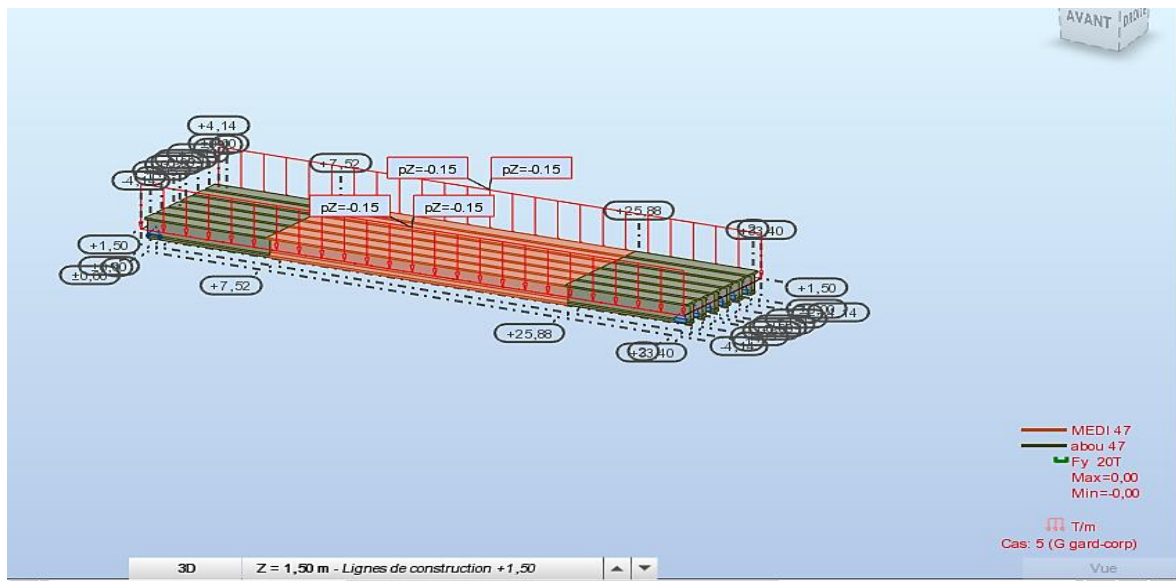
G Trottoir



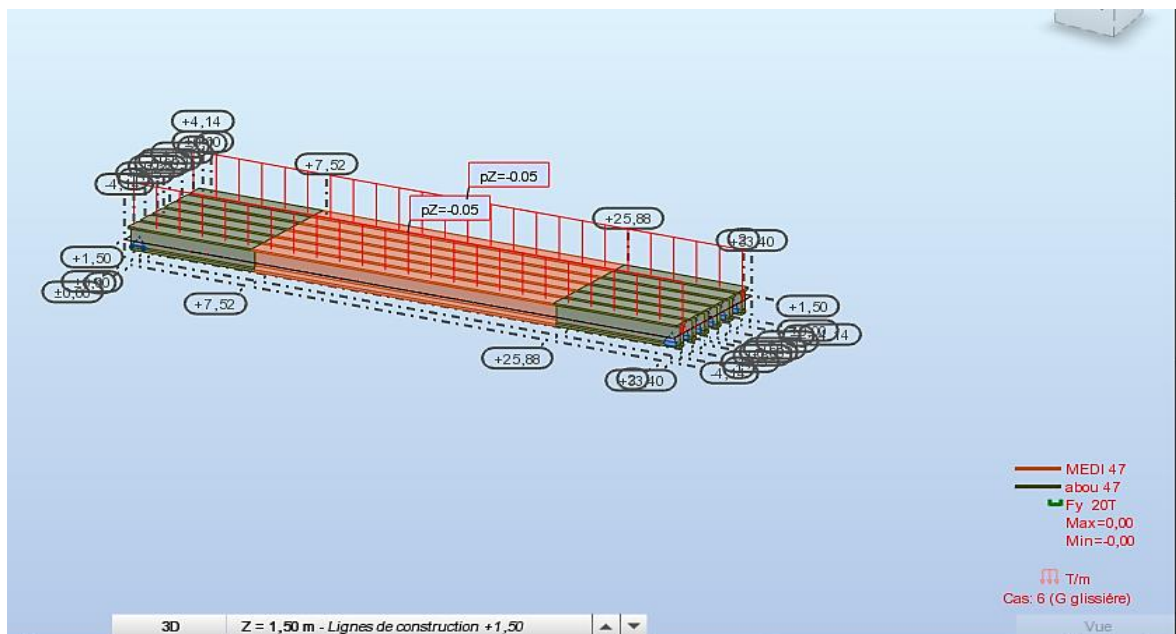
G revêtement



G corniche

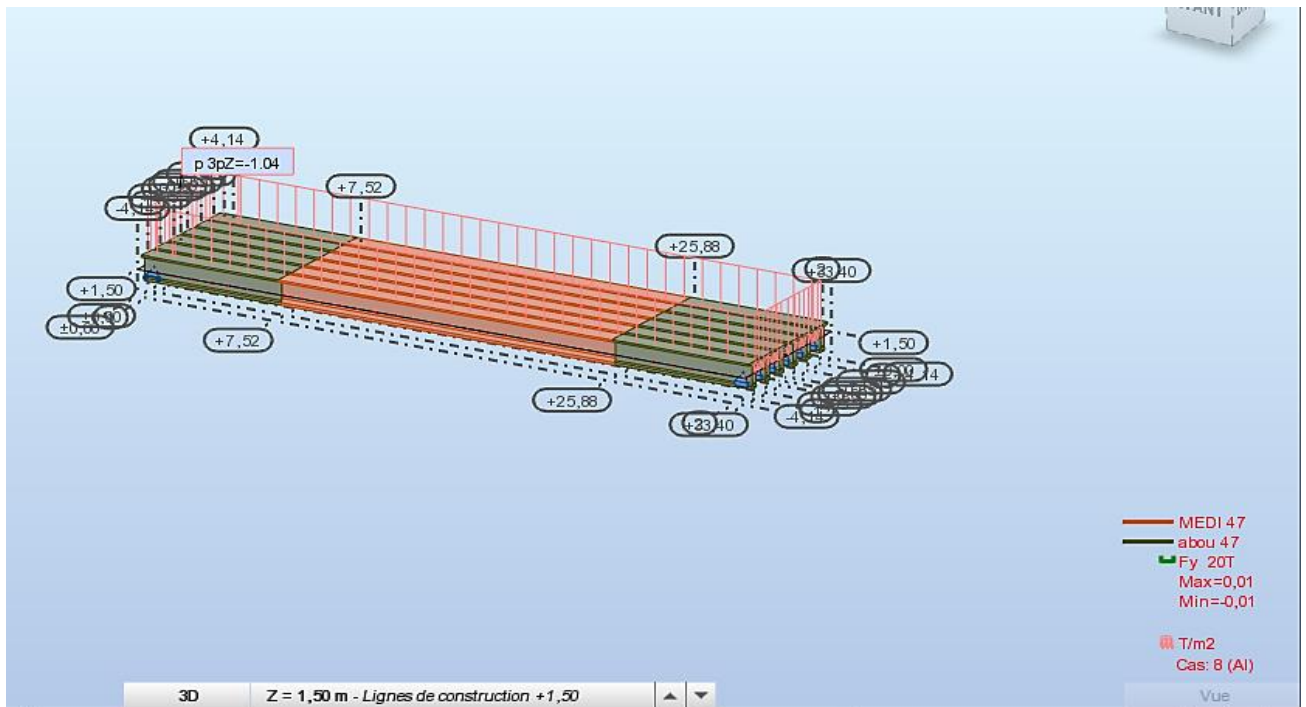


G garde-corps

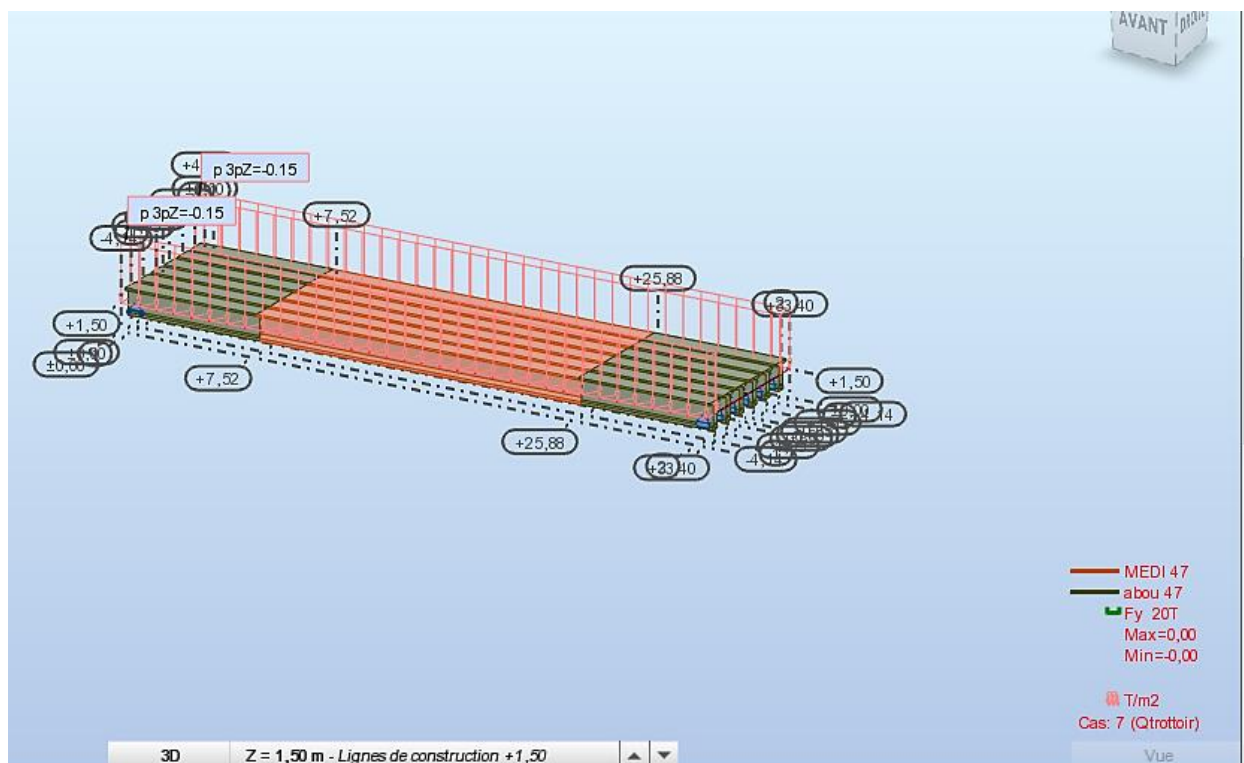


G glissière

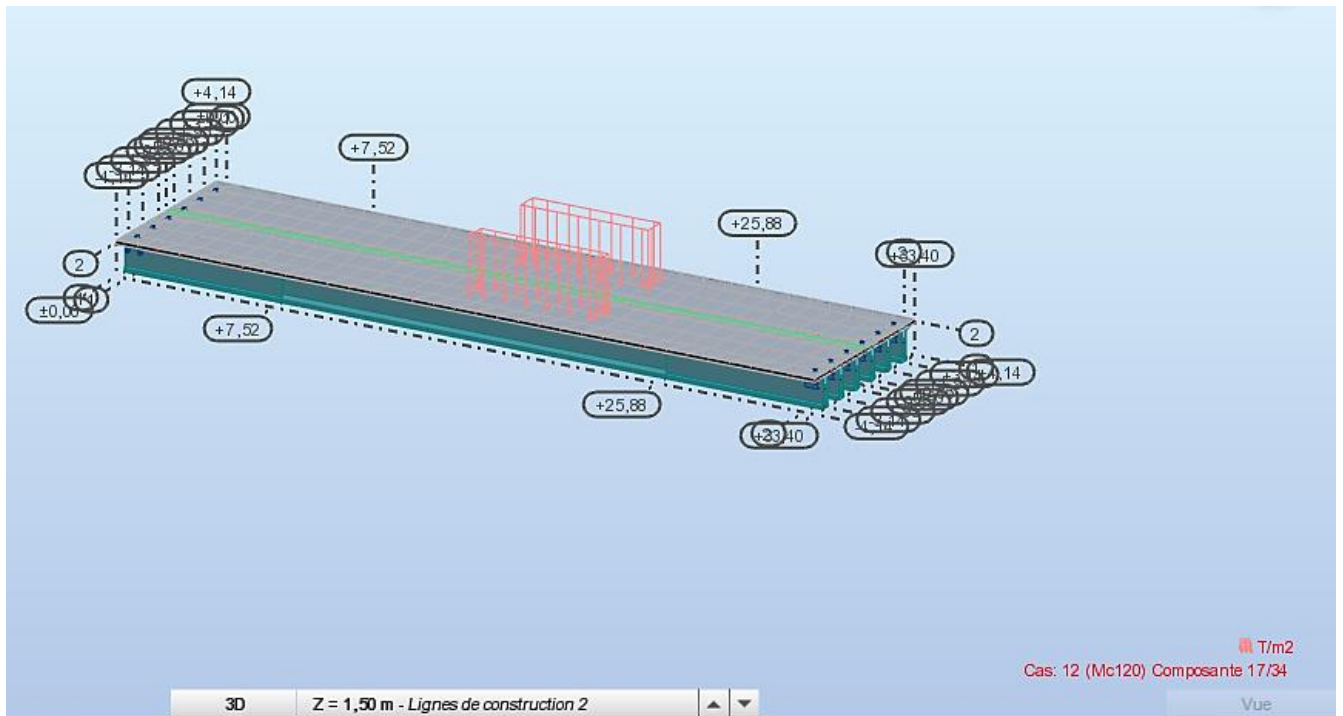
Les charges d'exploitation :



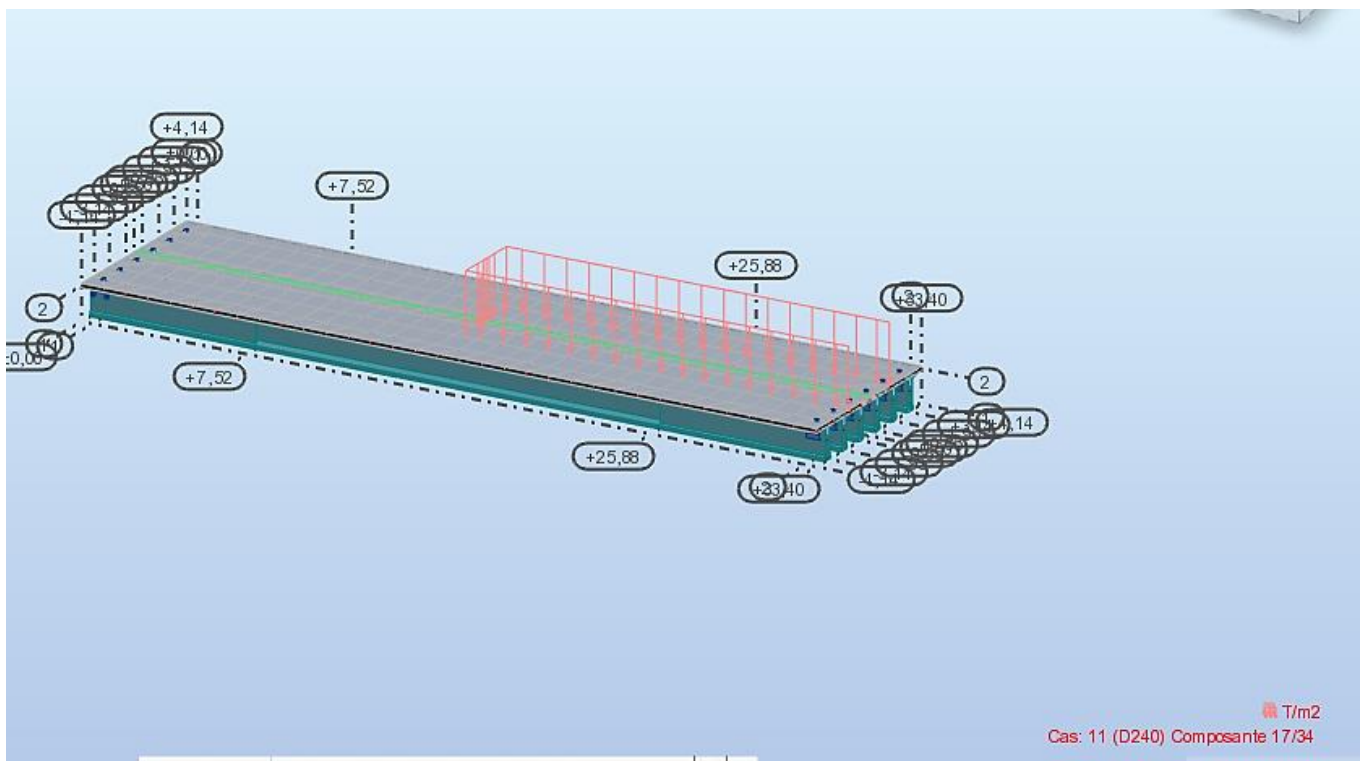
Charge AI



Q trottoir



Système MC120

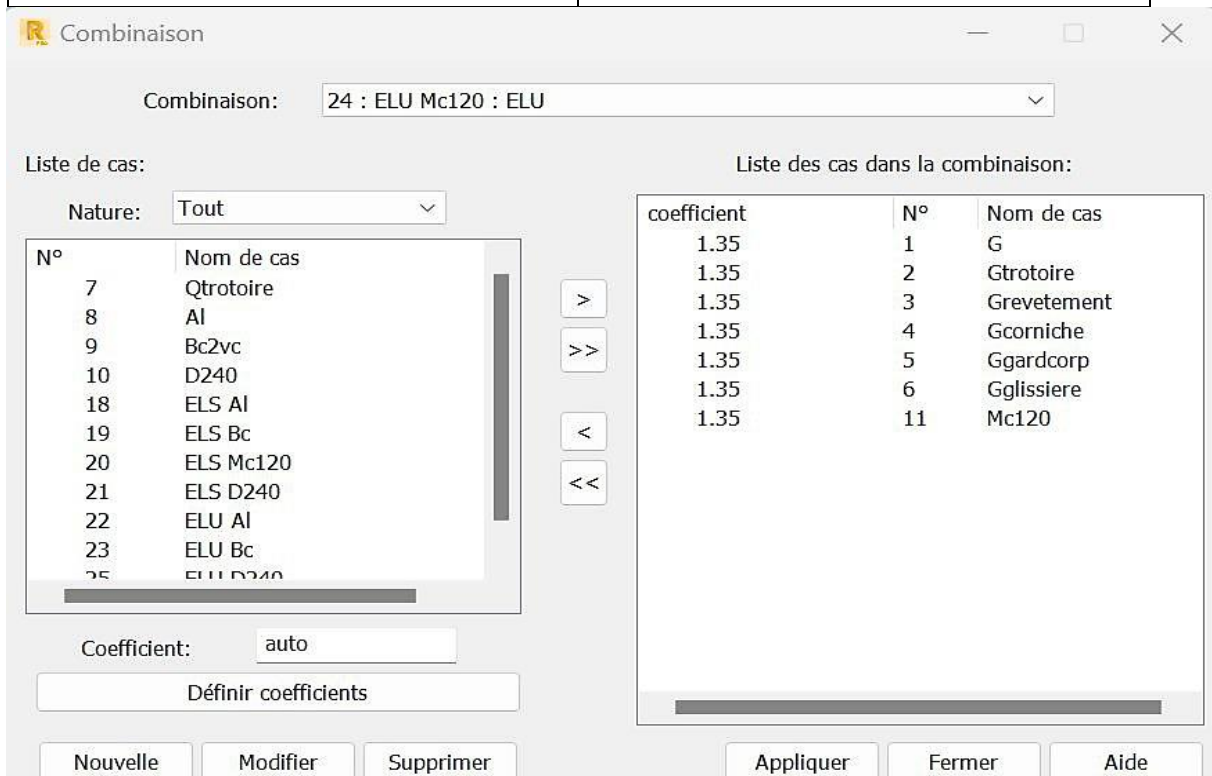


Système d240

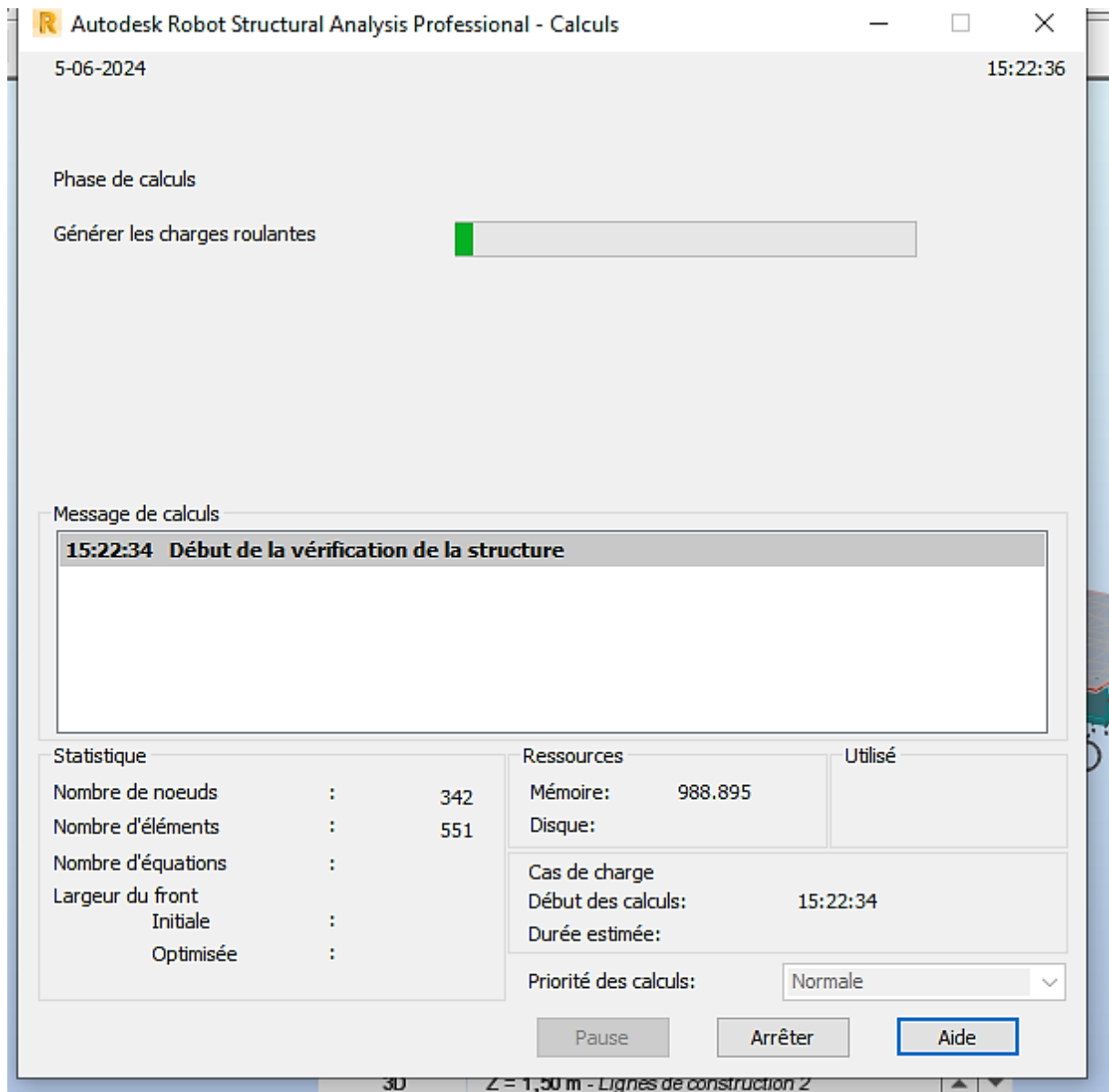
Neuvième étape : Définition des combinaisons de charges

Tableau IV. 2: Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61

Action prépondérante	Combinaisons
ELU	$1,35G + 1,6(Q_t + AL)$
	$1,35G + 1,6(Q_t + B_c)$
	$1,35(G + Mc_{120})$
	$1,35(G + D_{240})$
ELS	$G + 1,2(Q_t + AL)$
	$G + 1,2(Q_t + B_c)$
	$G + D_{240}$
	$G + Mc_{120}$



Dixième étape : lacement du calcul



IV.2 Effort interne dans les poutres

a. Moment fléchissant

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable à L'ELU 1, 35(G + D240) et a L'ELS (G + D240).

$$M_{\max} = 687.85 \text{ t.m à l'ELU}$$

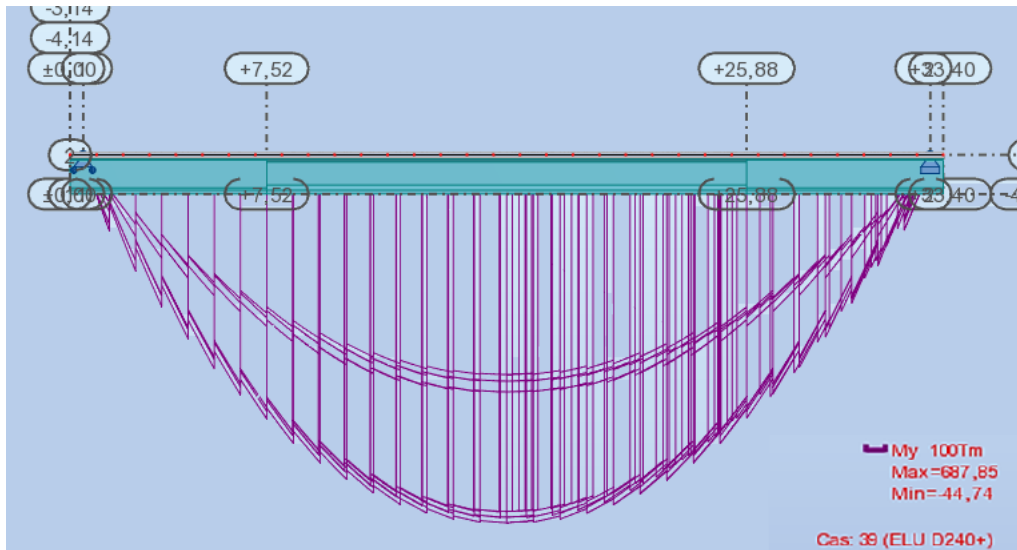


Figure IV.1 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$M_{\max} = 513.81 \text{ t.m à l'ELS}$$

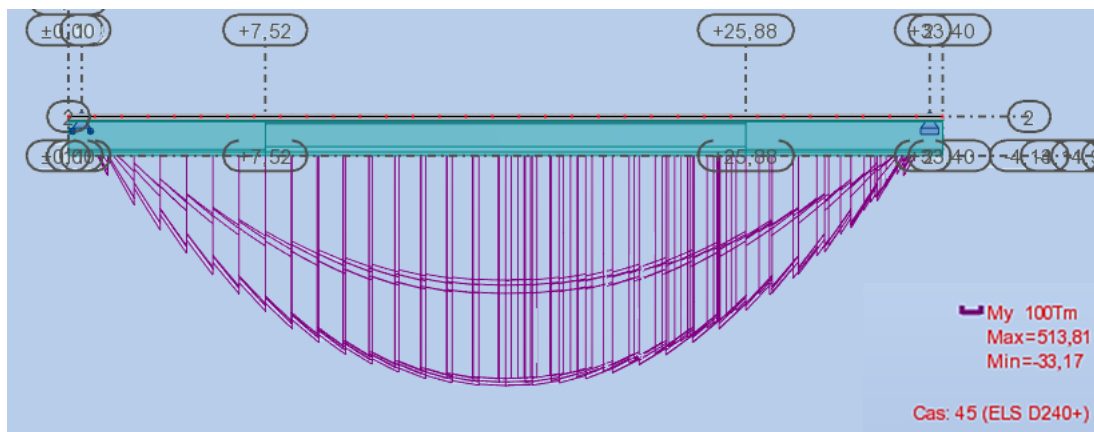


Figure IV.2: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b. L'effort tranchant

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

$$T_{\max} = 188.63 \text{ t à l'ELU}$$

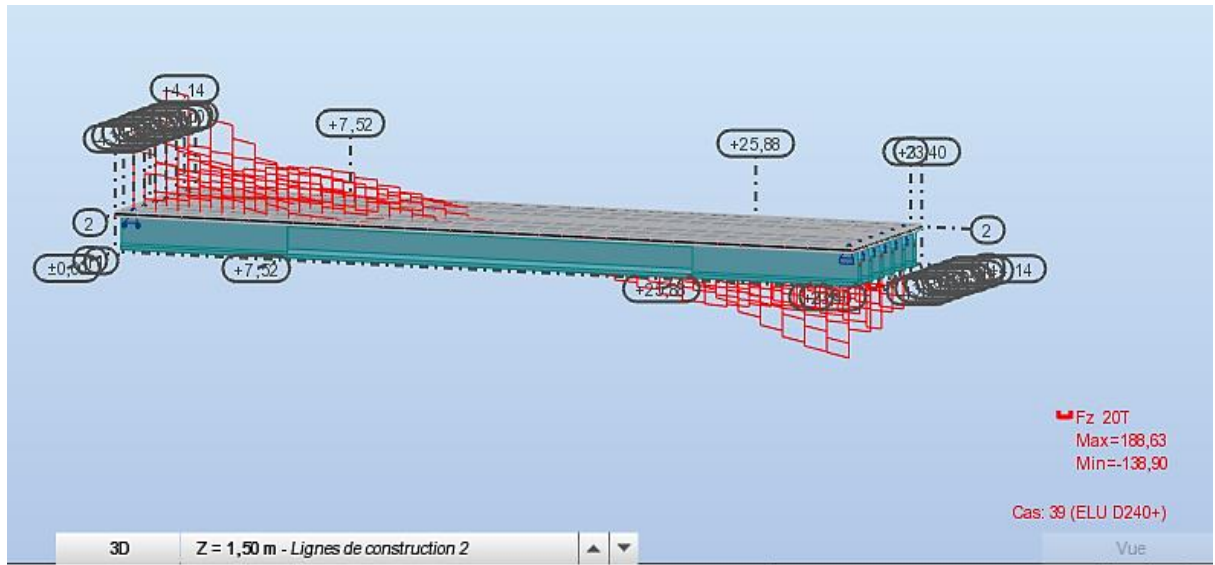


Figure IV.3 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$T_{\max} = 140.46 \text{ t à l'ELS}$$

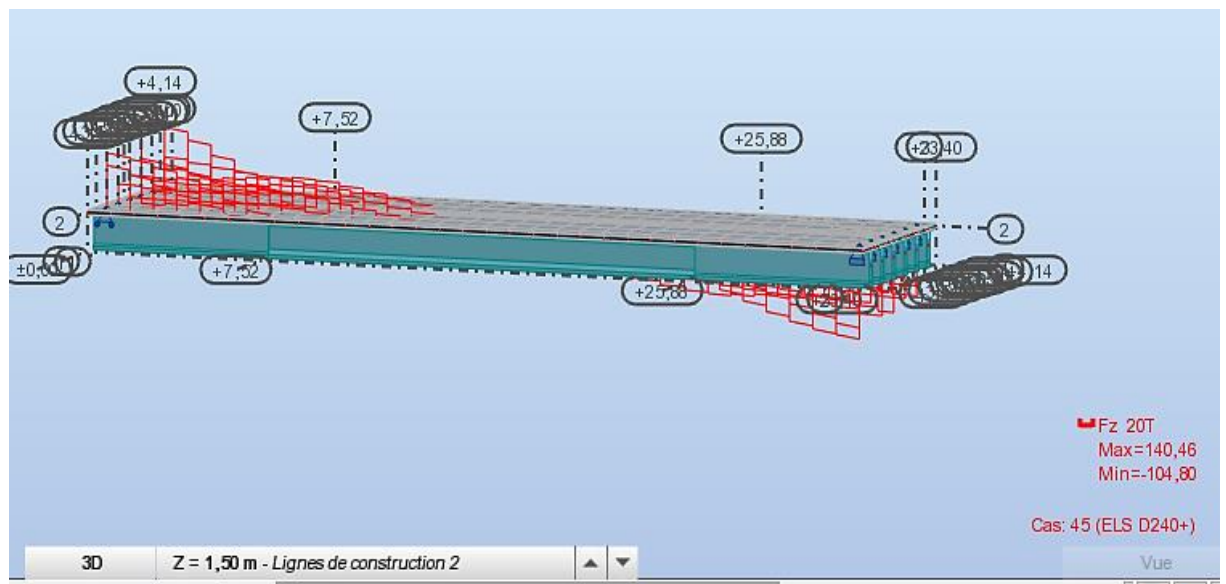


Figure IV.4 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

CHAPITRE V : ETUDE DE PLATELAGE

V.1 L'étude

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

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

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

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

a. Flexion longitudinale

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison (1.35G + 1.35Bc 4vc) à L'E.L.U.

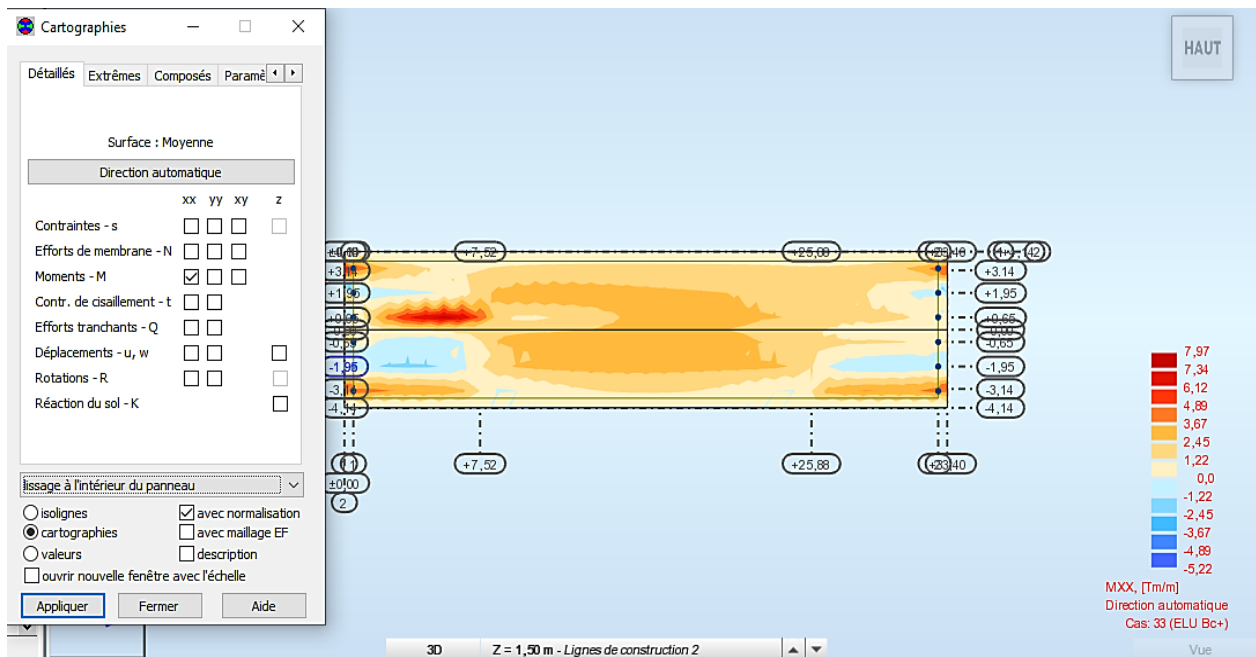


Figure V.1 : Moment maximum longitudinal à l'ELU(Mxx)

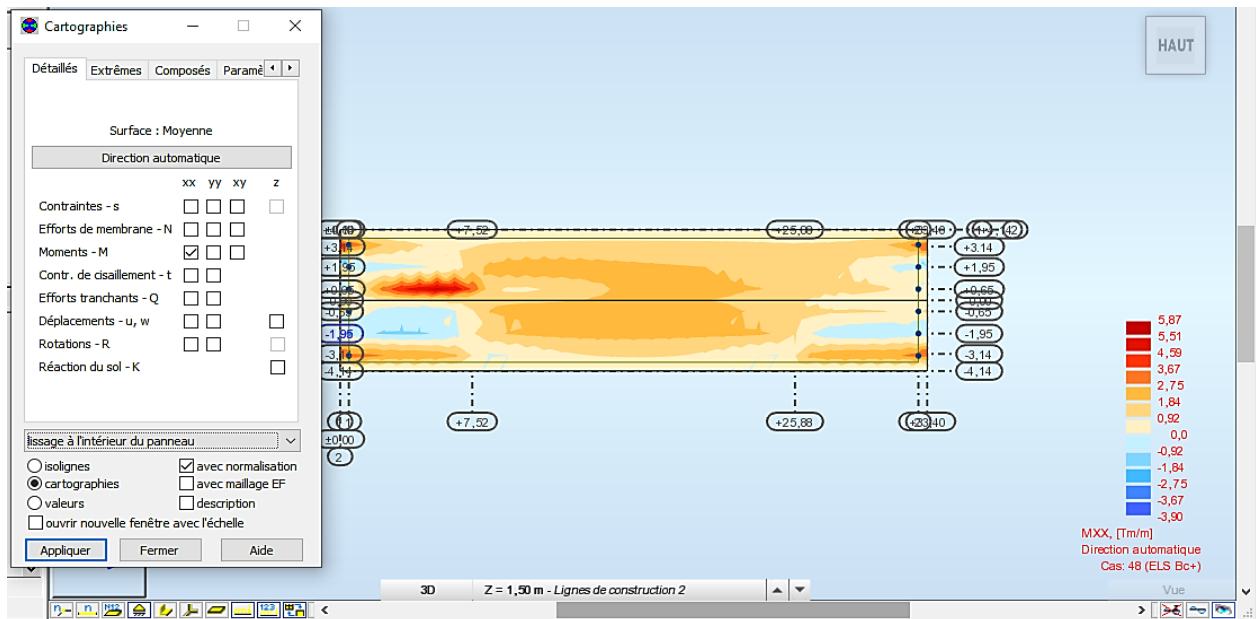


Figure V.2 : Moment maximum longitudinal à l'ELS (Mxx)

b. Flexion transversale

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison () à l'ELU.

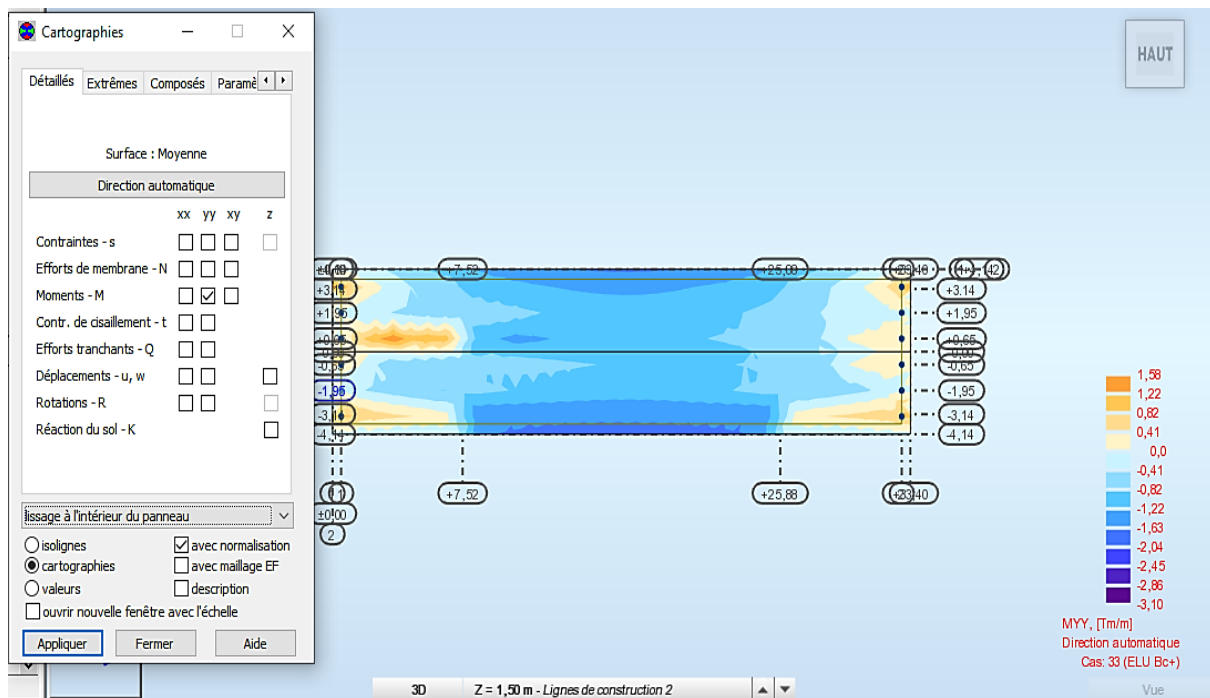


Figure V.3 : Moment maximum transversal dans la dalle à l'ELU(Myy)

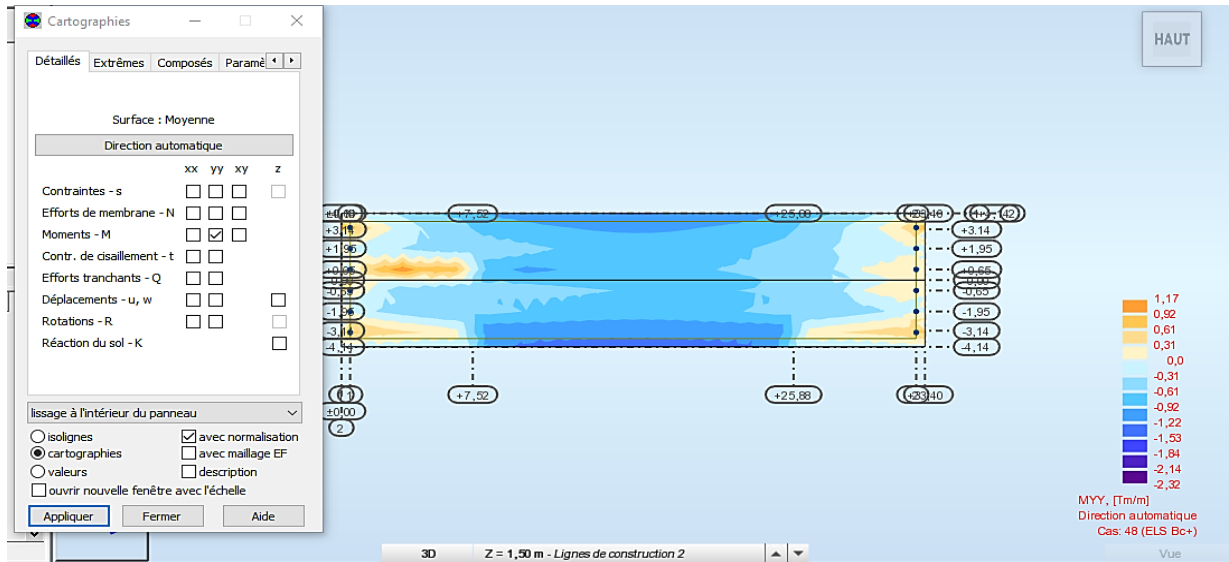


Figure V.4 : Moment maximum transversal dans la dalle à l'ELS(Myy)

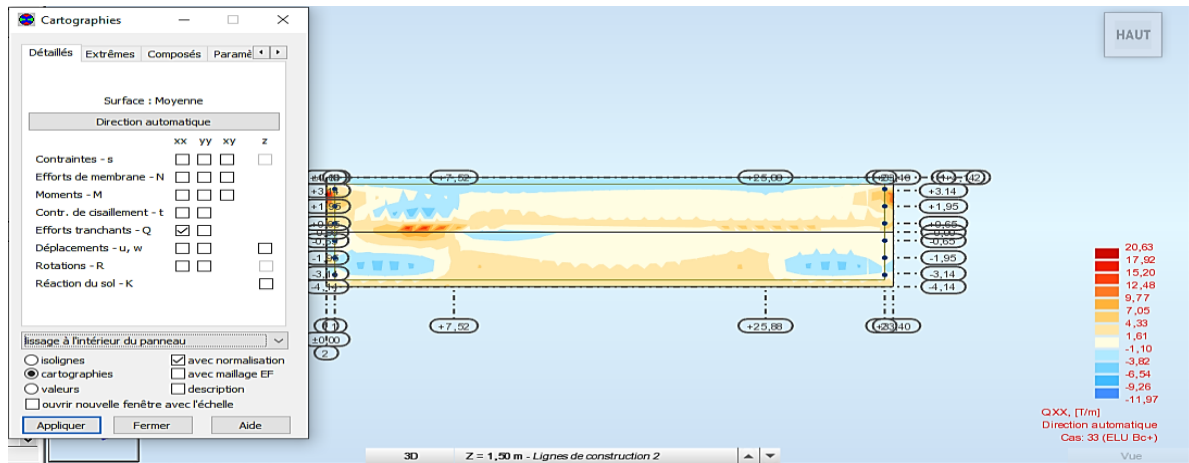


Figure V.5 : Effort tranchant longitudinal à l'ELU(Qxx)

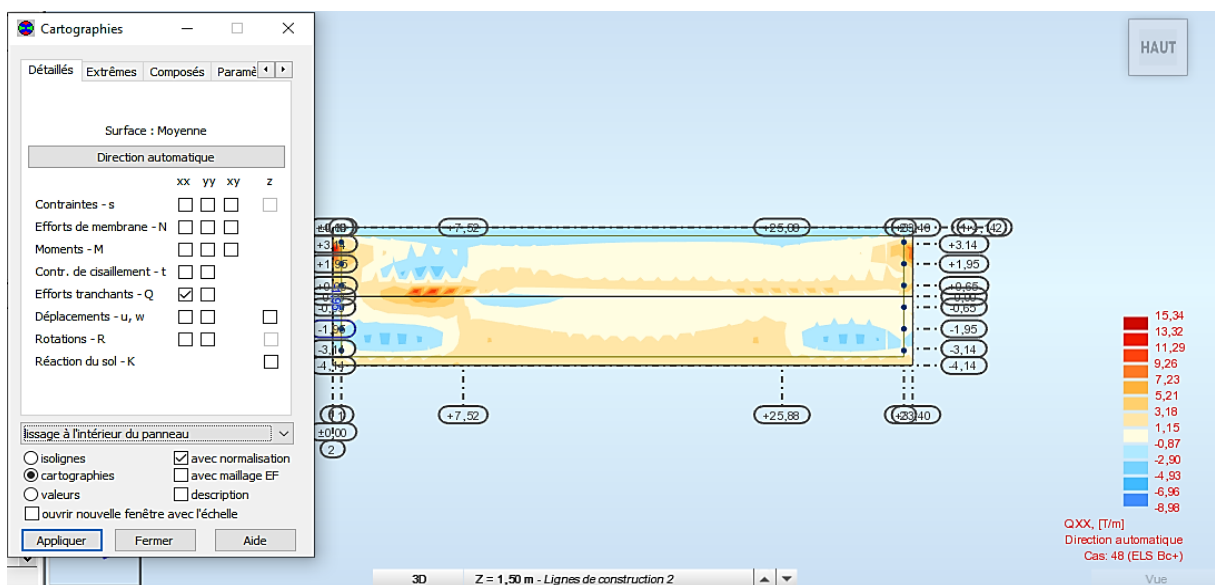


Figure V.6 : Effort tranchant longitudinal à l'ELS (Qxx)

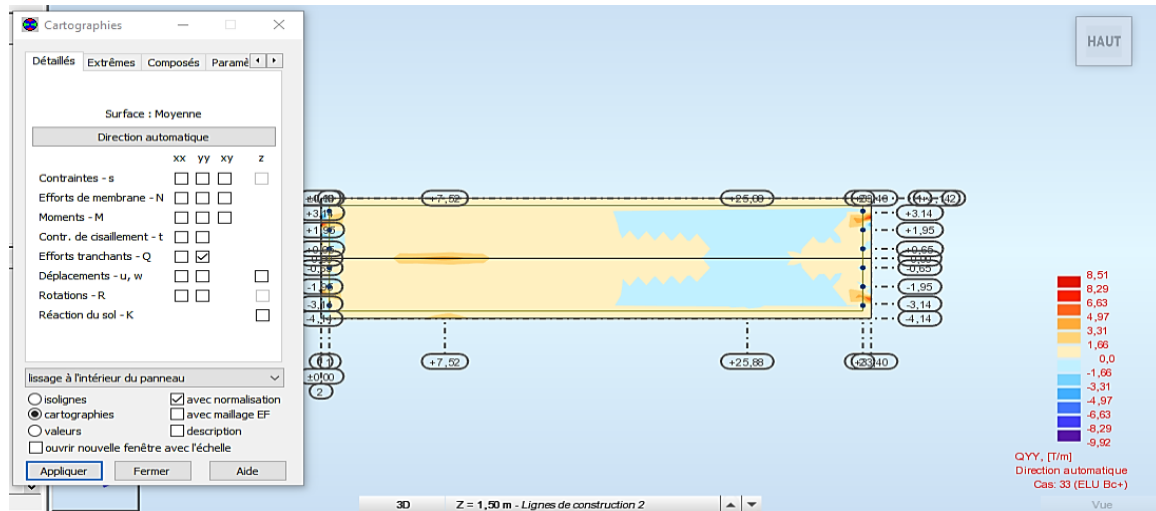


Figure V.7 : Effort tranchant transversal à l'ELU (Qyy)

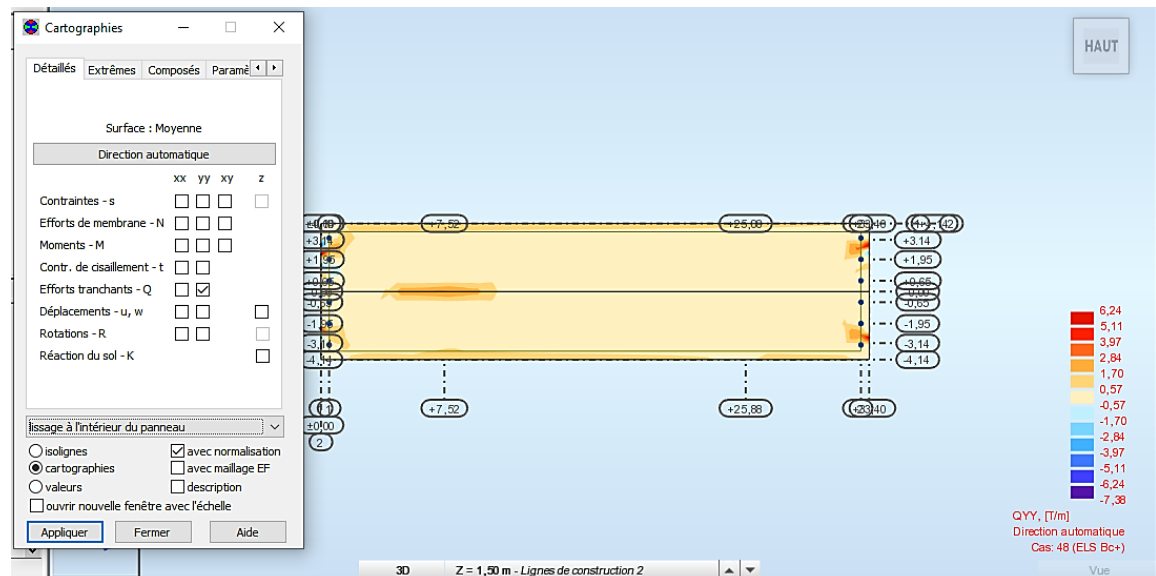


Figure V.8 : Effort tranchant transversal à l'ELS (Qyy)

V.2 Ferrailage du platelage

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

V.2.1 Dans le sens transversal

a) Aux appuis : armatures supérieures

ELU:

- $M_u = 1.58 \text{ t.m}$
- $d = 0.9h = 0.9 \times 20 \rightarrow d = 18 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$

- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$
- $\mu = \frac{M_{\mu}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\mu = \frac{1.58 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 15.3} = 0.032$
- $\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;
- Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$.
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) \rightarrow \alpha = 0.040$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.040) = 0.984$
- $A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.58 \times 10^4}{0.984 \times 18 \times 434.78} = 2.05 \text{ cm}^2$

ELS :

- $M_s = 1.17 \text{ t.m}$
- La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPA}$
- $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$
- $\eta = 1.6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$
- $\mu_s = \frac{1.17 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 207.31} = 0.0017$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0017}) \rightarrow \alpha = 0.00425$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.00425) = 0.999$
- $z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.999 = 17.982$
- $A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.17 \times 10^4}{17.982 \times 207.31} = 3.14 \text{ cm}^2$

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

Donc : $A = \text{Max} (2.05 \text{ cm}^2 ; 3.14 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit 5HA10 = 3.93 cm²

➤ **Vérification de non fragilité du béton**

$$\text{➤ } A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.22}{500}\right) \times 100 \times 18 = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$$

$$\text{➤ } A \geq A_{min}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\text{➤ } \tau_u = \frac{8.51 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.473 < \min \left\{ 0.15 \frac{27}{1.5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.7 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

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

• 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.

$$\bullet \sum u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157$$

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

$$\bullet \overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.22 = 6.66 \text{ MPa}.$$

$$\bullet \tau_{se} = \frac{8.51 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 157} = 3.35 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

b) **En travée** : armatures inférieures

ELU :

- $M_u = 3.10 \text{ t.m}$
- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$
- $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\mu = \frac{3.10 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 15.3} = 0.063$
- $\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;

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

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}) \rightarrow \alpha = 0.081$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.081) = 0.9676$
- $A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.10 \times 10^4}{0.9676 \times 18 \times 434.78} = 4.10 \text{ cm}^2$

ELS :

$M_s = 2.32 \text{ t.m}$

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

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$
- $\eta = 1.6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$

- $\mu_s = \frac{2.32 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 207.31} = 0.0035$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0035}) \rightarrow \alpha = 0.0044$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0044) = 0.998$

- $z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.998 = 17.964$
- $A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.32 \times 10^4}{17.964 \times 207.31} = 6.23 \text{ cm}^2$

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

Donc : $A = \text{Max}(4.10 \text{ cm}^2 ; 6.23 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 6.23 \text{ cm}^2$

Soit 5HA14 = 7.70 cm²

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

- $A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.22}{500}\right) \times 18 \times 100 = 1.84 \text{ cm}^2$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$
- $A \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

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

- $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$
- $\tau_u = \frac{9.92 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.55 < \min\left\{0.15 \frac{27}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.7 \text{ MPa condition vérifiée}$

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

- $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B.A.E.L(A6.1,3).}$
- ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence.
- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.
- $\sum u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.
- n : nombre des barres.
- ϕ : Diamètre d'une barre.
- $\sum u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8$

Avec : $\psi_s = 1.5 \text{ (HA)} ;$

- $\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.22 = 6.66 \text{ MPa}$.
- $\tau_{se} = \frac{9.92 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 2.79 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ condition vérifiée

V.2.2 Ferrailage longitudinal

a) Aux appuis

ELU :

- $M_u = 7.97 \text{ t.m}$
- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$
- $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\mu = \frac{7.97 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 15.3} = 0.16$
- $\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;

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

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.16}) \rightarrow \alpha = 0.22$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.22) = 0.912$
- $A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.97 \times 10^4}{0.912 \times 18 \times 434.78} = 11.17 \text{ cm}^2$

ELS :

$M_s = 5.87 \text{ t.m}$

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

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(333.33; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$
- $\eta = 1.6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.22 \text{ MPa}$

- $\mu_s = \frac{5.87 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 207.31} = 0.0087$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0087}) \rightarrow \alpha = 0.11$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.11) = 0.956$
- $z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.956 = 17.208$
- $A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{5.87 \times 10^4}{17.208 \times 207.31} = 16.46 \text{ cm}^2$

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

Donc : $A = \text{Max}(11.17 \text{ cm}^2; 16.46 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 16.46 \text{ cm}^2$

Soit 6HA20 = 18.85 cm²

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

- $A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.22}{500}\right) \times 18 \times 100 = 1.84 \text{ cm}^2$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$
- $A \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

➤ **Vérification l'effort tranchant :**

- $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$
- $\tau_u = \frac{20.63 \times 10^2}{100 \times 18} = 1.15 < \min\left\{0.15 \frac{27}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.7 \text{ MPa condition vérifiée}$

➤ **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.

- \emptyset : Diamètre d'une barre.
- $\sum u = n\pi\emptyset = 6 \times 3.14 \times 20 = 376.8$

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

- $\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.22 = 6.66 \text{ MPa}$.
- $\tau_{se} = \frac{20.63 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 376.8} = 3.38 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ condition vérifiée

b) En travée :

ELU :

- $M_u = 5.22 \text{ t.m}$
- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$
- $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\mu = \frac{5.22 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 15.3} = 0.105$
- $\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;
- Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}) \rightarrow \alpha = 0.14$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.14) = 0.944$
- $A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.22 \times 10^4}{0.944 \times 18 \times 434.78} = 7.07 \text{ cm}^2$

ELS :

$M_s = 3.90 \text{ t.m}$

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

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(333.33; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$

- $\eta = 1,6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$
- $\mu_s = \frac{3.90 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 207.37} = 0.0058$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0058}) \rightarrow \alpha = 0.0073$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0073) = 0.997$
- $z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.997 = 17.946$
- $A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{3.90 \times 10^4}{17.946 \times 207.31} = 10.48 \text{ cm}^2$

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

Donc : $A = \text{Max}(7.07 \text{ cm}^2 ; 10.48 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 10.48 \text{ cm}^2$

$A = \text{max}(A_s, A_{min}) = 3.10 \text{ cm}^2$

Soit $6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

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

- $A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.22}{500}\right) \times 18 \times 100 = 1.84 \text{ cm}^2$.
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$
- $A \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

➤ **Vérification l'effort tranchant :**

- $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$
- $\tau_u = \frac{11.97 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.665 < \min\left\{0.15 \frac{27}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.7 \text{ MPa condition vérifiée.}$

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

- $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B.A.E.L(A6.1,3).}$
- $\psi_s = \text{Coefficient de scellement relatif à une armature}$
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

- $\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.
- $\sum u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.
- n : nombre des barres.
- ϕ : Diamètre d'une barre.
- $\sum u = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 16 = 301.44$

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

- $\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.22 = 6.66 \text{ MPa}$.
- $\tau_{se} = \frac{11.97 \times 10^4}{0.9 \times 180 \times 301.44} = 2.45 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ condition vérifiée

Sens transversal		Sens longitudinale	
Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure
5HA14	5HA10	6HA16	6HA20

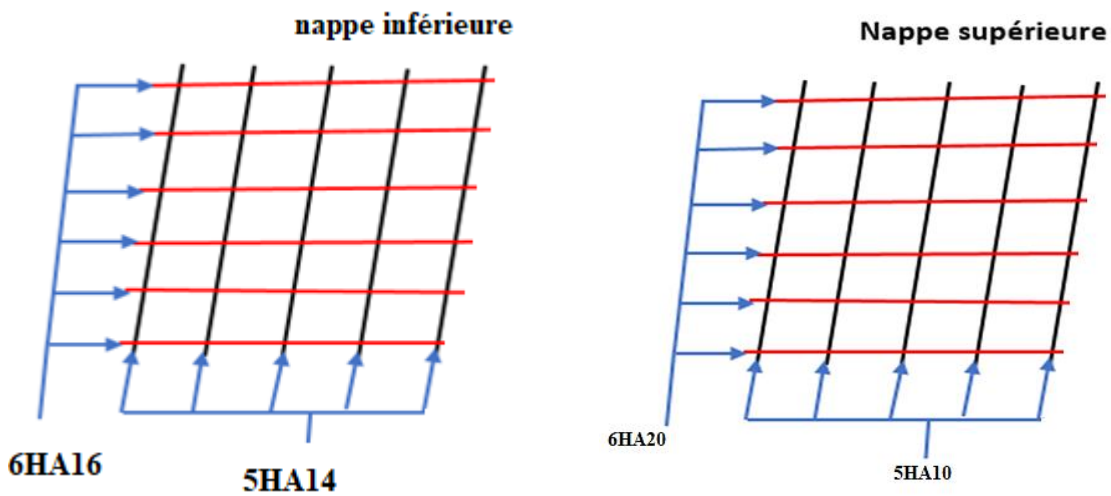


Figure V.9 : Schéma du ferrailage de la dalle

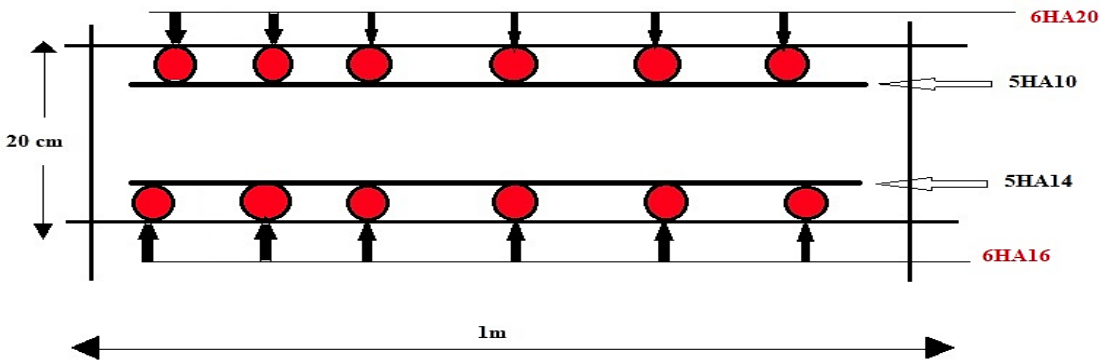


Figure V.10 : Ferrailage dans le sens longitudinal

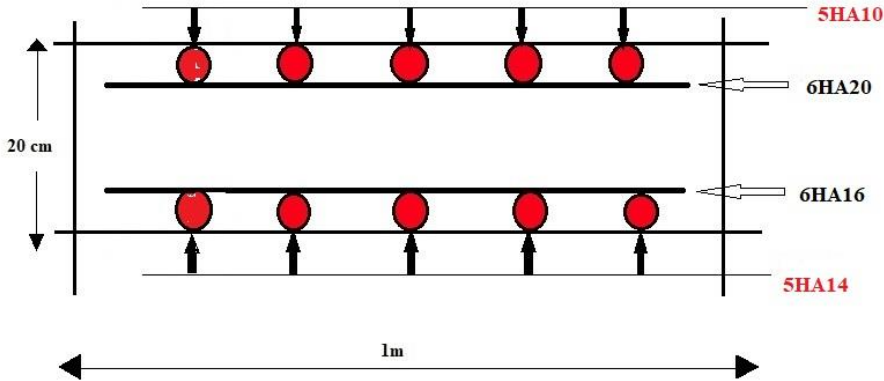


Figure V.11 : Ferrailage dans le sens transversal

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTE ET PERTES DE TENSION

VI.1 Introduction

Selon Eugène Freyssinet, l'inventeur de la précontrainte en 1928, la précontrainte consiste à appliquer des forces additionnelles sur une section avant l'application des charges, de manière à générer des contraintes dont les composantes, combinées à celles provenant des charges, donnent des résultats inférieurs aux contraintes limites que le matériau peut supporter indéfiniment sans subir d'altération. Cette technique implique de tendre les aciers constituant les armatures du béton, les comprimant ainsi lorsqu'ils sont au repos. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois se mettre en traction, car 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

Il s'agit d'un procédé de précontrainte où des câbles sont placés dans des gaines avant que le béton ne soit coulé et durci. Une fois que le béton est durci, les câbles sont tendus à l'aide d'un vérin qui repose sur le béton. Une fois la tension souhaitée atteinte, le câble est bloqué à l'aide d'un système d'ancrage, et un coulis de mortier est injecté à travers l'ancrage pour protéger les câbles contre la corrosion.

VI.2 Etude de la précontrainte

L'analyse de la précontrainte sera effectuée sur la poutre qui est soumise à la plus grande charge et dans la section la plus critique.

VI.2.1 Précontrainte minimale

Notre objectif est de déterminer la valeur optimale de la précontrainte dans la section la plus sollicitée, qu'elle soit en situation critique ou non.

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 :

P₁: Précontrainte minimale en section sous critique.

P₂ : Précontrainte minimale en section sur critique.

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

M_{max}: Moment maximale sous l'effet de D₂₄₀(en charge)

$$M_{\max} = 687,77 \text{ t.m}$$

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

$$M_{\min} = 243,99 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 687,77 -$$

$$243,99 = 443,78 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 443,78 \text{ t.m.}$$

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

	B(cm²)	I_G(cm⁴)	V'(cm)	V(cm)	ρ(%)	H(cm)
Poutre seule	4886	46434328,17	82,34773	47,6522718	69,38	150
Poutre avec hourdi	7886	145653079,2	117,1522	37,84784623	70,84	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 sur critique**

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

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \overline{\sigma_{t1}}}{p}$$

➤ **En sections sous critique**

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{t1}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

d : enrobage des armatures

d' = h - 0.9h = 15 cm avec (h = 150 cm).

• **Application**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \overline{\sigma_{t1}} + V' \cdot \overline{\sigma_{ts}})$$

$$\overline{\sigma_{t1}} = \overline{\sigma_{ts}} \text{ et } (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{443,78 \times 10^3}{0,69 \times 150} + \frac{4886}{150} \times [47,65 \times (-2,7 \times 10^{-1}) + 82,35 \times (-4,05 \times 10^{-1})]$$

$$P_1 = 2782,28 \text{ KN}$$

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{t1}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$P_2 = \frac{687,77 \times 10^3 + 0,69 \times 4886 \times 47,65 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,69 \times 47,65 + 82,35 - 15}$$

$$P_2 = 6429,27 \text{ KN}$$

$$P_1 = 2782,28 \text{ KN} < P_2 = 6429,27 \text{ KN}$$

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

Donc :

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

$$P_{\min} = \text{Max}(P_1 = 2782,28 \text{ KN}; P_2 = 6429,27 \text{ KN}).$$

Alors l'excentricité e_0

$$e_0 = -(V' - d') = -(82,35 - 15) = -67,35 \text{ cm}$$

VI.2.1 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 % :

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

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{6429.27}{0.68} = 9454.8 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

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

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **12T15** de type FREYSSINET (classe 1770) :

- Diamètre normal du câble = 15,2 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 12 cm.
- Section nominal du câble = $150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$.
- $f_{\text{prg}} = 1800 \text{ Mpa}$
- $f_{\text{peg}} = 1500 \text{ Mpa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1800 = 1400 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1500 = 1350 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1350 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1350 \times 1800 \times 10^{-3} = 2430 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{9454,8}{2430} = 3.89 \text{ soit } n = 4 \text{ cables de 12T15}$$

$$P_{\min} = 4 \times 2430 = 9720 \text{ KN.}$$

VI.2.3 Vérification des sections

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{ts}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{CI}} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{cs}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{tl}} \end{array} \right.$$

$\overline{\sigma}_{\text{CI}}$ 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**

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

$$f_{cj} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ Mpa}$$

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

• **En traction**

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ Mpa} & \text{(hors de la section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.7 \text{ Mpa} & \text{(dans la section d'enrobage)} \end{cases}$$

$$f_{cj} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ Mpa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 9720 = 9136.8 \text{ KN.}$$

b) Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(82.34773 - 15) = -67,35 \text{ cm}$$

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

(Dans le chapitre 03).

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

$$\sigma_{ts} = \frac{9136.8}{4886} + 9136.8 \times \frac{(-67.35) \times 47.6522718}{46434328,17} + 2109 \times \frac{47.6522718 \times 10^2}{46434328,17} = 1.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = 14.5 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification des contraintes en fibre inférieure

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

$$\sigma_{ci} = \frac{9136.8}{4886} - 9136.8 \times \frac{(-67.35) \times 82.34773}{46434328,17} - 2109 \times \frac{82.34773 \times 10^2}{46434328,17} = 2.6 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.94 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition non vérifiée.**

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles ; On pose 3 câble a l'about et un câble a l'extrados.

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

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa}$$

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

$$P = 0.94 P_{\min} = 0.94 \times 6429.27 \times n \quad (n = \text{nombre des câbles})$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.94 \times 6429.27 \times n}{4886} + (0.94 \times 6429.27 \times n) \times \frac{(-67.35) \times 47.6522718}{46434328.17} + 2109 \times$$

$$\frac{47.6522718 \times 10^2}{46434328.17} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ts} = (1.24n - 0.42n + 0.216) \times 10 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow n \leq 0.76 \quad \dots (1)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0.94 \times 9136.8 \times n}{4886} - (0.94 \times 9136.8 \times n) \times \frac{(-67.35) \times 82.34773}{46434328.17}$$

$$- 2109 \times \frac{82.34773 \times 10^2}{46434328.17} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = (1.75n - 1.025n - 0.374) \times 10 \leq 17.94 \text{ MPa} \Rightarrow n \leq 2.99 \quad \dots (2)$$

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, un 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

La force de précontrainte « N » est introduite avec une excentricité « e » afin d'établir un équilibre entre le moment causé par la précontrainte et les moments extérieurs. Les moments extérieurs sont maximums et positifs au niveau de la section médiane de la poutre, et diminuent en s'annulant vers les appuis. Pour contrebalancer ces moments extérieurs, la meilleure solution est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane, et diminue en se rapprochant des 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 :**

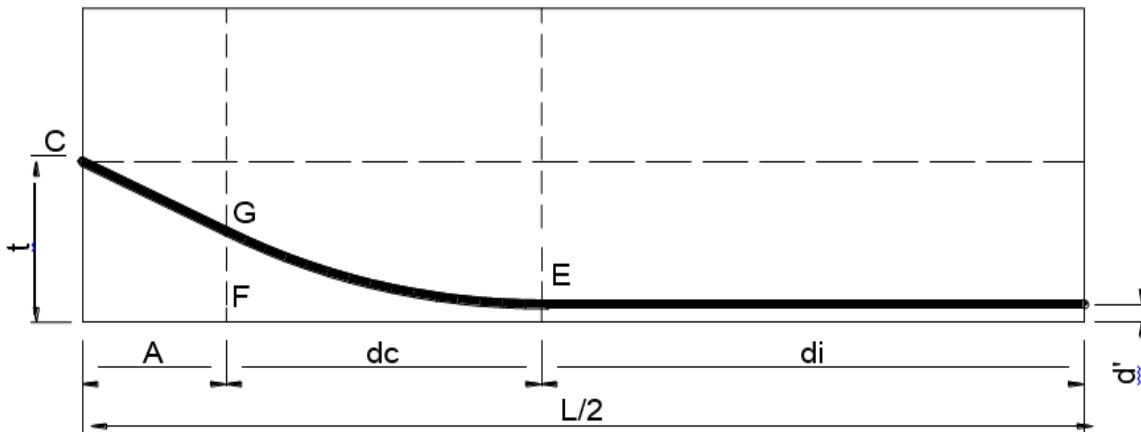


FIGURE VI. 1 : TRACE D'UN CÂBLE

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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

➤ Câble émergent (extrados) :

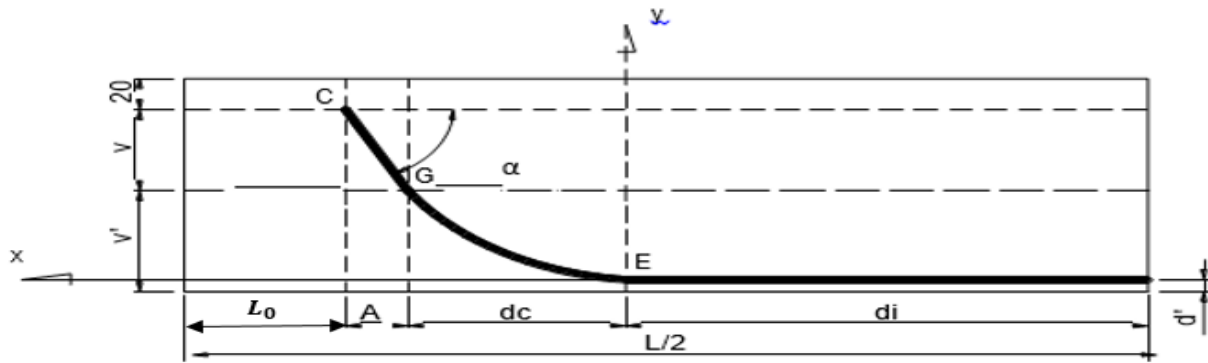


FIGURE VI. 2 : TRACE DE CÂBLE EMERGEANT

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

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

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

Pour : $x = dc \rightarrow Y = a \cdot dc^2$ ----- (1)

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

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

On remplace (3) dans (1) :

$Y = \frac{\tan \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \Rightarrow dc = \frac{2 \cdot y}{\tan \alpha}$ ----- (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 2430 KN.

L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10$ cm

Compte tenu de la disposition :

$P1 + P2 + P3 + P4 = R$

$P1 = P2 = P3 = P4 = P$

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

$v' = a' - d$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

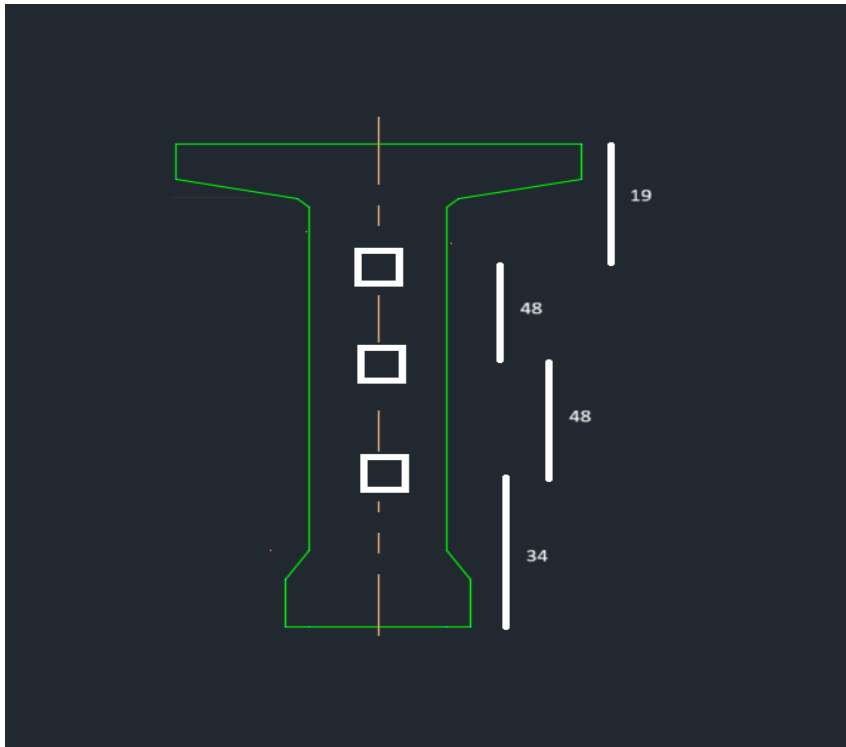


FIGURE VI. 3 : DISPOSITION DES CABLES SE PRECONTRAINTE

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 7^\circ, \alpha_2 = 11^\circ, \alpha_3 = 21^\circ.$$

Exemple de calcul :

Câble d'about

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 7} (0.34 - \tan 7 - 0.15) = 1.09\text{m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 7}{2 \times 1.09} = 0.056$$

Câble émergent (extrados) :

$$dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\tan \alpha} = dc = \frac{2 \cdot (82.34773 - 21)}{\tan 25} = 263.12\text{cm} = 2.63\text{m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 25}{2 \times 2.63} = 0.088$$

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	7	0.122	0.34	0.15	1.09	0.056
	2	11	0.194	0.83	0.15	4.99	0.019
	3	21	0.383	1.3	0.15	3.99	0.048
2ème famille	4	25	0.466	1.5	0.21	2.63	0.088

Pour la 2^{ème} famille $b = \frac{v}{\tan \alpha} = \frac{47.65}{\tan 25} = 1.02\text{m}$

VI.3.4 Tracé des câbles

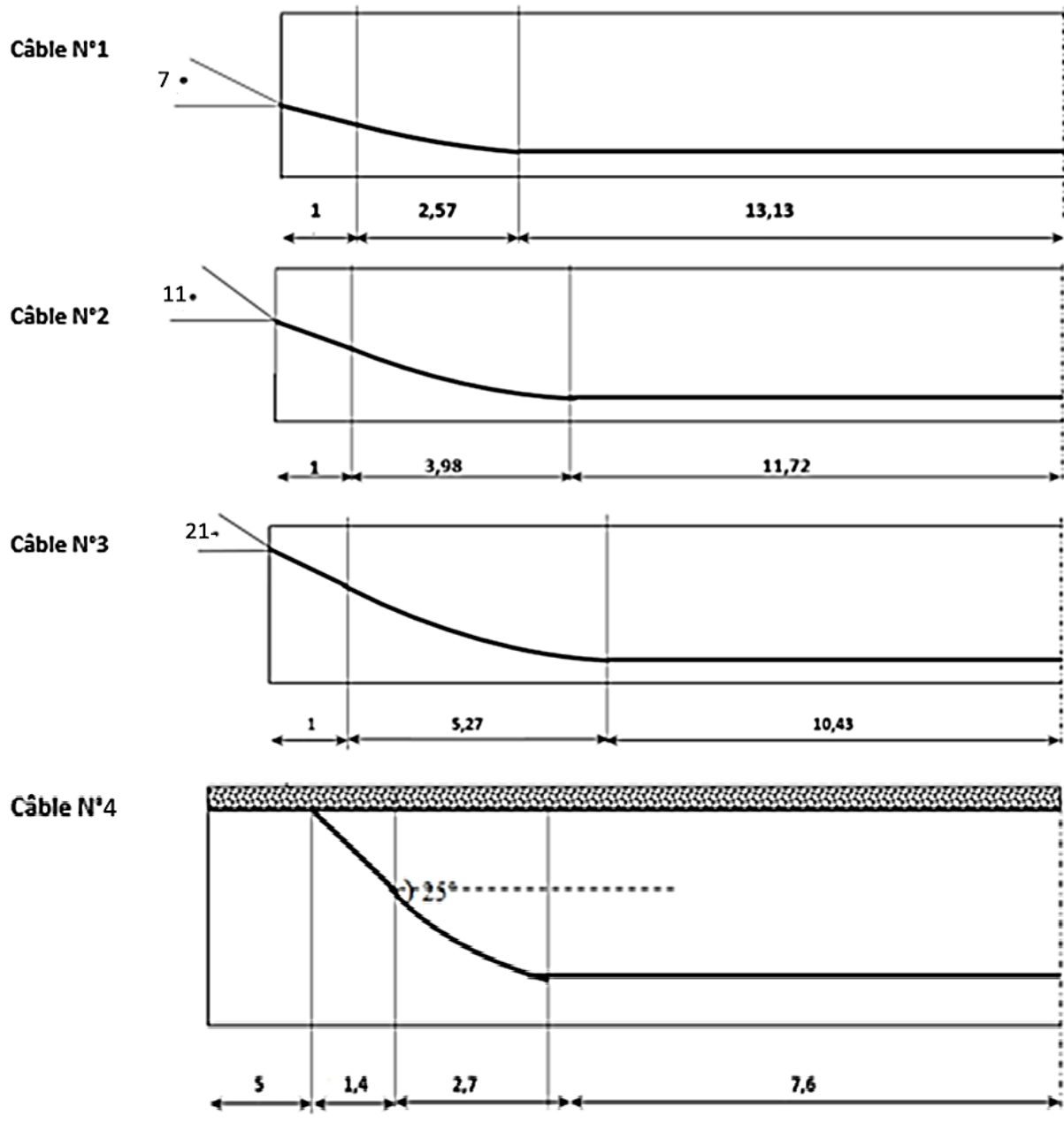


FIGURE VI. 4 : TRACE DES CABLE

➤ 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.

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

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

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

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 7} = 1.5 \text{ pour les cables de 1ere famille} \right.$$

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

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.056} \left[\ln \left(2 \times 0.056 \times 1.09 + \sqrt{1 + (2 \times 0.056 \times 1.09)^2} \right) + 2 \times 0.056 \times 1.09 \sqrt{1 + (2 \times 0.056 \times 1.09)^2} \right] = 1.09m$$

TABLEAU VI. 3 : RECAPITULATIF DES LONGUEURS DES CABLES

N°Cables	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt x 2
1	1.50	1.09	13.13	15.72	31.44
2	1.54	5.02	11.72	18.28	36.56
3	1.58	4.08	10.43	16.09	32.18
4	1.54	2.72	9.6	13.86	27.72

VI.3.5 Câble moyen fictif

Dans un élément en béton précontraint traversé par plusieurs câbles, on peut simplifier le système en remplaçant tous les câbles par un seul câble fictif qui passe par le point d'application de la résultante des forces de précontrainte. Les points de passage équivalents du câble fictif sont déterminés dans chaque section en calculant la distance "e" entre le centre de gravité des câbles et la fibre inférieure de l'élément. La position du câble fictif est alors déterminée dans chaque section en utilisant les formules appropriées :

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

Remarque :

À la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul

➤ **Section d'appui : 3 câbles**

Câble n° (1) : $t_1 = 0.34$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.83$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 1.3$ m

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

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.3 + 0.83 + 1.3}{3} = 0.81\text{m}$$

➤ **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) : $t_1 = 0.3215$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.6558$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 0.8035$ m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.3215 + 0.6558 + 0.8035}{3} = 0.5936\text{m}$$

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	0.34	0.823	1	0.3215	0.5936	Câble	ti	t _{moy}	Câble	ti	T _{moy}
2	0.83		1	0.205		0.35	1	0.205	0.6375		
3	1.3		2	0.314			2	0.314			
		3	0.531	3	0.531						
						4	1.5				

VI.4 Caractéristiques géométriques des sections nettes

- Il est important de se référer aux normes et aux spécifications techniques applicables pour garantir que les caractéristiques géométriques calculées et les fuseaux limites respectent les exigences de conception et de sécurité. Si nécessaire, il est recommandé de consulter un ingénieur spécialisé dans la conception de câbles pour obtenir une assistance plus détaillée et des calculs spécifiques.
- **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 x cos α	Z _i ² (m ²)
1	7	0.121	0.9925	0.34	0.3375	0.1156
2	11	0.19	0.9816	0.82	0.8049	0.6724
3	21	0.3583	0.9335	1.3	1.2136	1.69
Σ	/	/	2.9079	2.46	2.356	2.478

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.356}{2.9079} = 0.81 \text{ m}$$

Afin de tracer les fuseaux limites, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques

géométriques de certaines sections spécifiques de la poutre. Cela implique de soustraire les caractéristiques des gaines aux caractéristiques brutes de la poutre.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 12 \text{ cm}$$

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

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0.12^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0.12^2}{4} \cdot 2.478 = 2996464.32 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 12^2}{4} = 113.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 113.04 = 3 \times 113.04 = 339.12 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 81 \times 113.04 = 9156.24 \text{ cm}^3$$

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	6857	81	591770,5	67319725,67
Gaines	339.12		9156.24	2996464.32
Section nette	7196.12		600926.74	70316189.99

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
83.51	66.49	20135171.722	50	-2.51

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{600926.74}{7196.12} = 83.51 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 83.51 = 66.49 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 70316189.99 - \frac{(600926.74)^2}{7196.12} = 20135171.722 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{20436185.52}{7196.12 \times 66.49 \times 83.51} \times 100 = 50 \%$$

$$e_p = Z - V' = 81 - 83.51 = -2.51 \text{ cm}$$

➤ **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	9857	91	1071770,5	144219725,7
Gaines	339.12		10286.64	2996464.32
Section nette	10196.12		1082057.14	147216190.02

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
106.12	63.88	32383522.86	46.8	-15.12

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1082057.14}{10196.12} = 106.12 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 170 - 115.22 = 63.88 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 147216190.02 - \frac{(1082057.14)^2}{10196.12} = 32383522.86 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{32383522.86}{10196.12 \times 63.88 \times 106.12} \times 100 = 46.8 \%$$

$e_p = Z - V' = 91 - 106.12 = -15.12 \text{ cm}$ 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)	7196.12	9857	7196.12	9857
V' (cm)	83 .51	106.12	83 .51	106.12
V (cm)	66.49	63.88	66.49	63.88
I _G (cm ⁴)	201351171.722	32383522.86	201351171.722	32383522.86
ρ (%)	50	46.8	50	46.8
e _p (cm)	2.51	-15.12	2.51	-15.12

Section	Section à 0.5L de l'about.	
	Poutre seule	Poutre +hourdis
B (cm ²)	4886	7886
V' (cm)	82,34773	111,8883
V (cm)	47,6522718	43,11171697
I _G (cm ⁴)	13301638,4	24609590,7
ρ (%)	69,38	64,69
e _p (cm)	-1.34773	-20.89

VI.5 Calcul des pertes tensions

Introduction

En général, les pertes de précontrainte se réfèrent à toute différence entre la force exercée par le vérin lorsqu'il est en tension et la force qui s'exerce sur une armature à un moment donné. Pour calculer les valeurs initiales et finales de la force précontrainte, il est nécessaire d'estimer précisément les pertes de précontrainte. Ces pertes peuvent être classées en deux catégories pour cette évaluation.:

- **Les pertes instantanées** se produisent au moment de la mise en tension et sont causées par les facteurs suivants :

- Les frottements.
- Le recul des encrages.
- Le raccourcissement instantané du béton (dû à la non-simultanéité des différents câbles)

- **. Les pertes différées** surviennent pendant l'exploitation de la structure et sont causées par les éléments suivants :

- Le retrait du béton.
- La relaxation des aciers.
- Le fluage du béton.

VI.5.1 Pertes instantanées

VI.5.1.1 Perte par frottement

Lorsque le câble est mis sous tension et entre en contact avec la gaine, il se produit un frottement qui entraîne une réduction de 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 $\sigma_{P_0} = 1350$ MPa

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

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

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

Donc, la perte par frottement est :

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

TABLEAU VI. 9 : PERTE PAR FROTTEMENT

Section	A	σ_{P_0} MPa	X=0.00L		X=1m		X=0.5L	
			X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$
Câble1	7	1350	0.00	29.32	1	31.96	16.7	72.70
Câble2	11	1350	0.00	45.86	1	48.46	16.7	88.69
Câble3	21	1350	0.00	86.98	1	89.50	16.7	128.47
Câble4	25	1350	0.00	102.79	1	105.29	13.7	136.51
Valeur moy de 3 câbles				54.05		56.64		96.62
Valeur moy de 4 câbles								106.59

VI.5.1.2 Perte par recul d'ancrage

Les pertes mentionnées sont dues au glissement des torons dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque les clavettes dans les ancrages en raison de l'effet de coin. Ce glissement, également appelé tassement, peut varier de 1 à 12 mm en fonction de la puissance de l'ancrage et du procédé de précontrainte utilisé. Le tassement des câbles entraîne un raccourcissement du câble, ce qui se traduit par une perte de tension. Cette perte n'a d'effet que sur une certaine distance, appelée longueur d'influence, au-delà de laquelle le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles contre la gaine.

➤ Câble N°1 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1350$ MPa

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

$$\sigma_B = 1350(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1347.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1350(1 - 0.18 \times 0.122 - 2 \times 10^{-3} \times 3.57) = 1310.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1350(1 - 0.18 \times 0.122 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1275.26 \text{ MPa}$$

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

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1350 - 1347.3) \times \frac{1}{2} = 1.35 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1347.3 - 1310.71) \times 1 = 36.59 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1347.3 - 1310.71) \times 1.09/2 = 19.94 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1310.71 - 1275.26) \times 3.57 = 132.79 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1383.42 - 1346.24) \times \frac{13.13}{2} = 232.73 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 423.4 = 846.8 \text{ MPa.m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 846.8) / 16.7 = 17.56 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 17.56 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

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

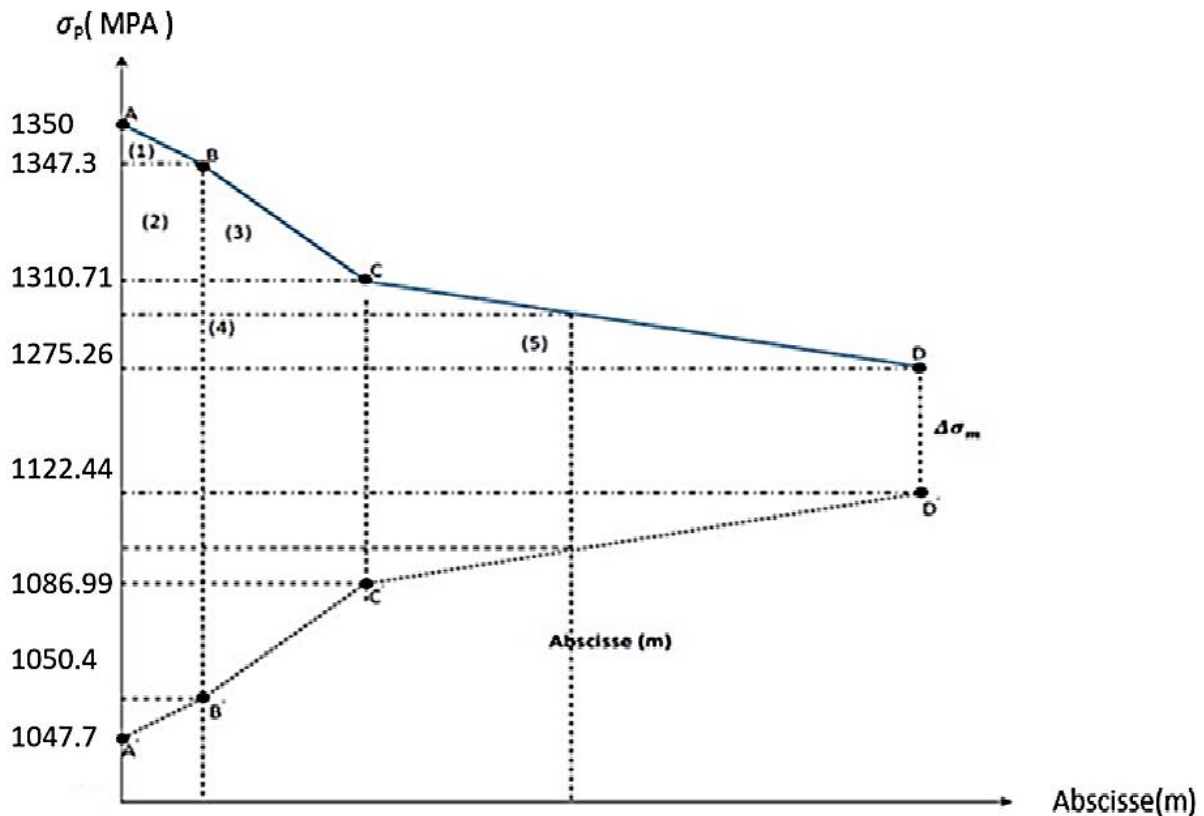


FIGURE VI. 6 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°1

➤ **Câble No2 :**

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1350$ MPa

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

$$\sigma_B = 1350(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1347.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1350(1 - 0.18 \times 0.192 - 2 \times 10^{-3} \times 4.98) = 1289.90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = 1350(1 - 0.18 \times 0.192 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1258.25 \text{ MPa}$$

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

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1350 - 1347.3) \times \frac{1}{2} = 1.35 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1347.3 - 1289.90) \times 1 = 57.4 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1347.3 - 1289.90) \times 3.98/2 = 96.32 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1289.90 - 1258.25) \times 4.98 = 114.23 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1289.90 - 1258.25) \times \frac{11.72}{2} = 185.47 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 454.77 = 909.54 \text{ MPa.m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 909.54) / 16.7 = 13.8 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_M = 13.8 \text{ MPA}$$

On voit ci-après :

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

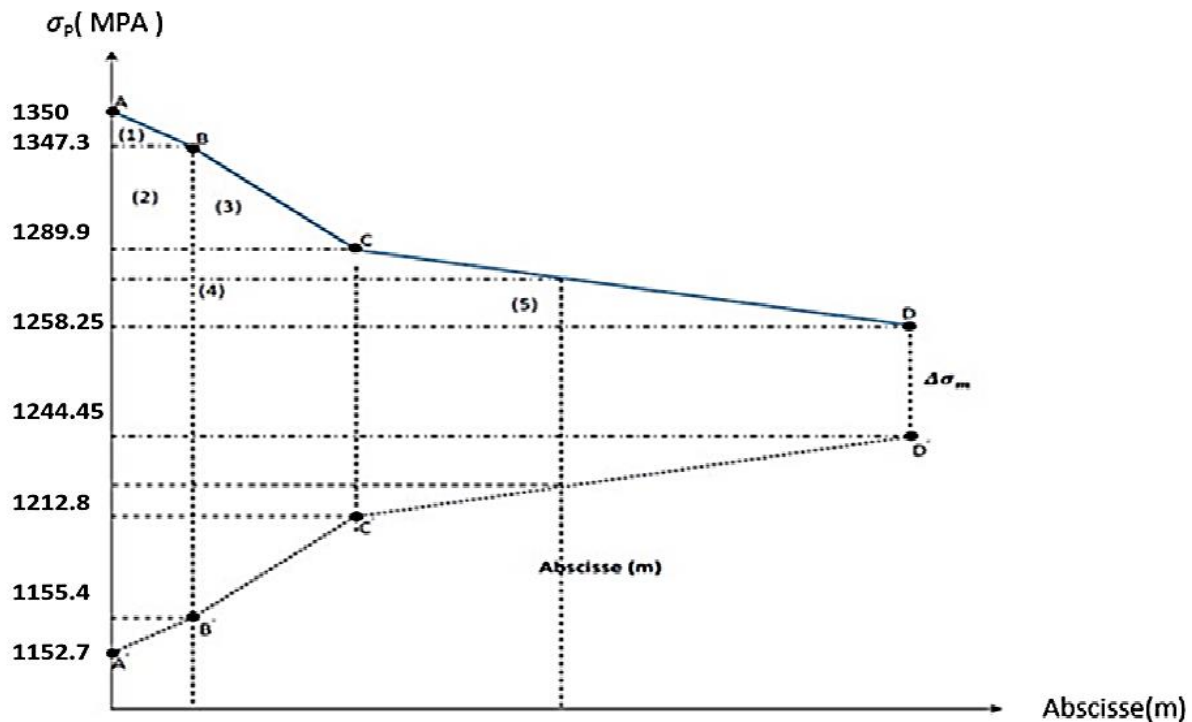


FIGURE VI. 7 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°2

➤ **Câble No3 :**

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1350 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_B = 1350 (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1347.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1350 (1 - 0.18 \times 0.37 - 2 \times 10^{-3} \times 6.27) = 1243.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1350 (1 - 0.18 \times 0.37 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1215 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1350 - 1347.3) \times \frac{1}{2} = 1.35 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1347.3 - 1243.16) \times 1 = 104.14 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1347.3 - 1243.16) \times \frac{5.27}{2} = 274.41 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1243.16 - 1215) \times 6.27 = 176.46 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1243.16 - 1215) \times \frac{10.43}{2} = 146.85 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 703.21 = 1406.42 \text{ MPa. m}$$

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S_1 = 1.35 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 104.14 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 274.41 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1243.16 - \sigma_M) \times 6.27$$

$$S_5 = (1243.16 - \sigma_M) \frac{(x - 6.27)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 379.9 + (1243.16 - \sigma_M) \left(6.27 + \frac{(x-6.27)}{2} \right).$$

$$S = 759.8 + (1243.16 - \sigma_M)(6.27 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} \times (1 - f\alpha - \varphi x) = 1350 \times (1 - 0.18 \times 0.37 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1260.09 - 2.7 \cdot x$$

Donc :

$$S = 759.8 + (1243.16 - [1260.09 - 2.7 \cdot x])(6.27 + x)$$

$$S = 759.8 - 106.15 - 16.93 \cdot x + 16.93 \cdot x + 2.7 \cdot x^2$$

$$S = 2.7 \cdot x^2 + 653.65$$

$$2.7 \cdot x^2 - 653.65 = 0$$

$$X = 15.56 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1260.09 - 2.7 \cdot x$$

$$\sigma_M = \mathbf{1218.08 \text{ MPa. m}}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :3

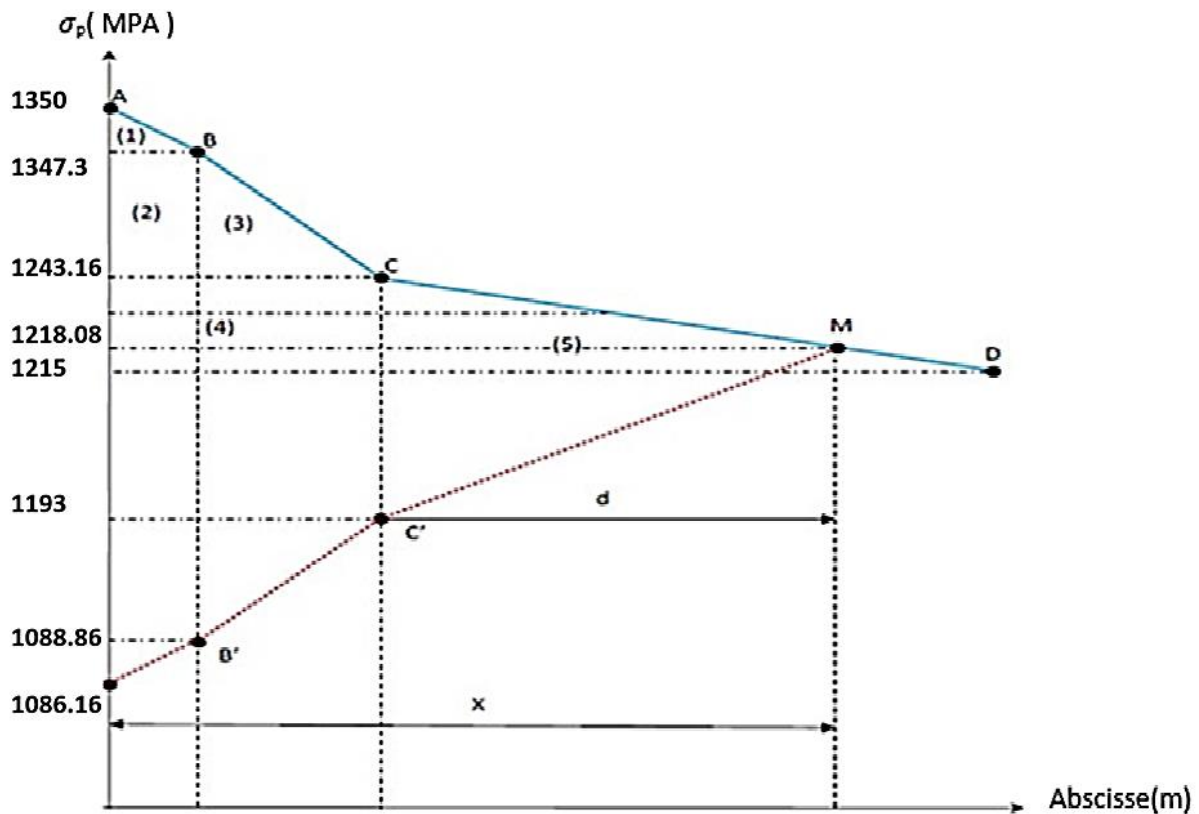


FIGURE VI. 8 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°3

➤ **Câble No4 :**

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1350$ MPa

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

$$\sigma_B = 1350(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.4) = 1346.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1350(1 - 0.18 \times 0.44 - 2 \times 10^{-3} \times 4.1) = 1232.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1350(1 - 0.18 \times 0.44 - 2 \times 10^{-3} \times 13.7) = 1206.09 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1350 - 1346.22) \times \frac{1}{2} = 1.89 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1346.22 - 1232.01) \times 1.4 = 159.89 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1346.22 - 1232.01) \times \frac{2.7}{2} = 154.18 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1232.01 - 1206.09) \times 4.1 = 106.27 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1232.01 - 1206.09) \times \frac{9.6}{2} = 124.42 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 546.65 = 1093.3 \text{ MPa.m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 1093.3) / 13.7 = 3.41 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_M = 3.41 \text{ MPA}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° 4 :

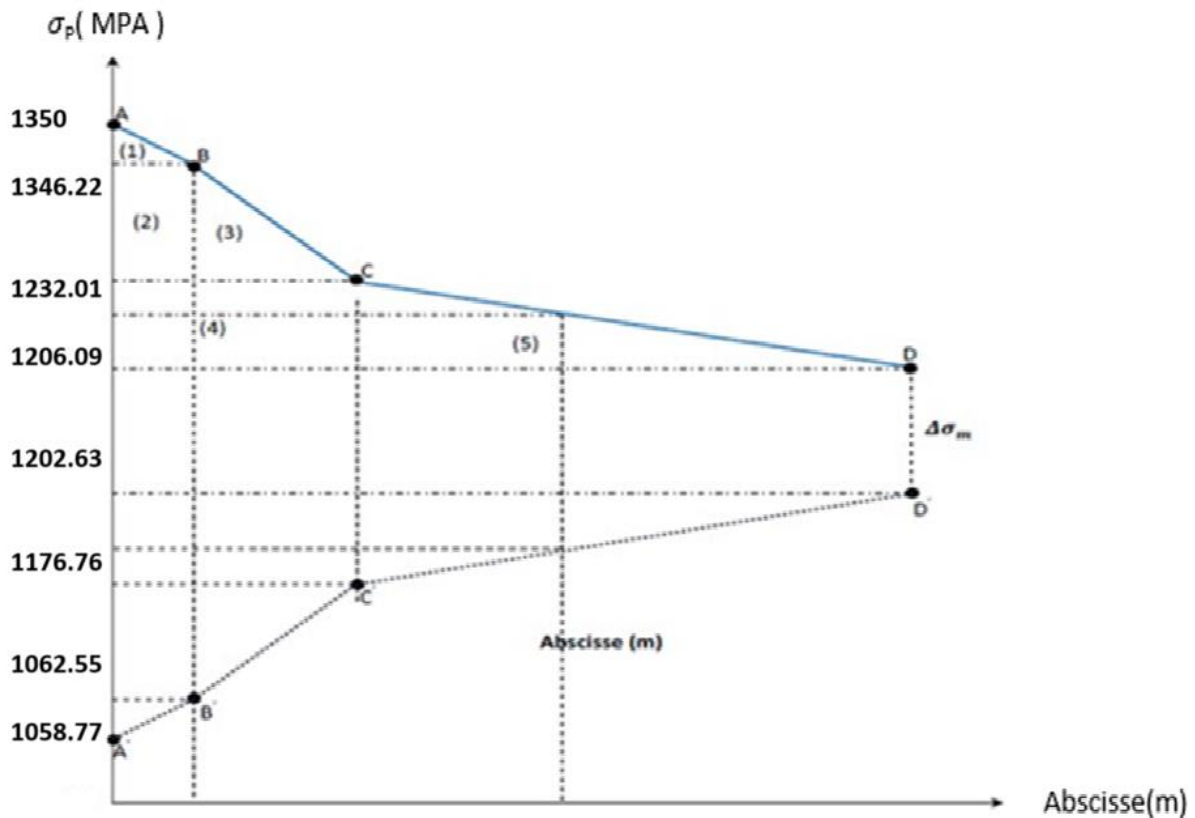


FIGURE VI. 9 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°4

a) Pertes par recul d'ancrage :

➤ Câble 1 :

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 17.56 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1297.81 - 1275.26) \times 2 + 17.56 = 62.66 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1347.3 - 1050.4) = 296.9 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1350 - 1047.7) = 302.3 \text{ MPa}$$

➤ Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 13.8 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1280.79 - 1258.25) \times 2 + 13.8 = 58.87 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1347.3 - 1155.4) = 191.9 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1350 - 1152.7) = 197.3\text{MPa}$$

➤ **Câble 3 :**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1237.55 - 1218.08) \times 2 + 0.00 = 38.94\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1347.3 - 1088.86) = 258.44 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1350 - 1086.16) = 263.84\text{MPa}$$

➤ **Câble 4 :**

$$\Delta\sigma(x = 13.7 \text{ m}) = 3.41\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 6.85 \text{ m}) = (1224.59 - 1206.09) \times 2 + 3.41 = 40.41 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1346.22 - 1062.55) = 283.67 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1350 - 1058.77) = 291.23\text{MPa}$$

TABLEAU VI. 10 : RECAPITULATIF DES PERTES PAR RECUIL D'ANCRAGE

Section	0.00L	0.299L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1	8.35	16.7
Câble 1	302.3	296.9	62.66	17.56
Câble 2	197.3	191.9	58.87	13.8
Câble 3	263.84	258.44	38.94	0
Câble 4	291.23	283.67	/	/
Valeur moyenne des 3 Câbles	255.38	249.08	53.49	10.45
Valeur moyenne des 4 Câble	264.34	257.73	/	/

VI.5.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une contrainte est appliquée sur le béton, cela entraîne une déformation instantanée du matériau. Cependant, cette déformation affecte également les armatures de précontrainte, ce qui entraîne une perte de tension dans ces armatures.

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 = 1 câbles).

a) La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanété de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

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

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 :**

$$B = 7196.12 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 29.91 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(14)} = 11000^3 \sqrt{29.91} = 34145.34 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = 2.51$$

$$I_G = 201351171.722 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 2.51 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.61575 \text{ t/ml}$$

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

$$\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{2.51 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \cdot \frac{3 \cdot 1800 \cdot (1350 - 0 - 255.38)}{7196.12 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{7196.12 \cdot (2.51)^2}{201351171.22}\right) = 20.13 \text{ MPa.}$$

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

TABLEAU VI. 11 : PERTES PAR RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON (1^{ERE} FAMILLE)

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	20.13	31.65

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**

Caractéristique géométriques de la section nette :

$$B = 7886 \text{ cm}^2$$

$$F_{c28} = 35 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = -20.89$$

$$I_G = 24609590.7 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 2.51 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.61575 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - X) ; \text{ pour } x = 16.7$$

$$Mg = \frac{1.61575 \cdot 16.7}{2} \cdot (33.4 - 16.7) = 225.31 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0.5L) = \frac{1.9 \times 10^5}{35981.73} \cdot \frac{225.31(-20.89).10^4}{24609590.7} + \frac{1.9 \times 10^5}{35981.73} \cdot \frac{4 \cdot 1800 \cdot (1350 - 106.59 - 10.45)}{7886} \cdot \left(1 + \frac{7886 \cdot (-20.89)^2}{24609590.7}\right) = 57.66$$

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

TABLEAU VI. 12 : PERTES SUBIES PAR LA 1^{ERE} FAMILLE LORS DE LA MISE EN TENSION DE LA 2^{EME} FAMILLE

Câbles de la	Section	0.00L	0.5L
1ère famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	0.00	57.66

➤ **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. 13 : PERTES INSTANTANÉES TOTALES A DIFFÉRENTES SECTIONS (MPa)

Section	0.00L	0.5L
Abscisse(m)	0.00	16.7
Câble 1	322.35	75.22
Câble 2	217.35	71.46
Câble 3	283.89	57.66
Câble 4	311.28	/
Valeur moyenne de 03 câbles	274.53	68.11
Valeur moyenne de 04 câbles	283.72	/

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus

TABLEAU VI. 14 : TENSIONS INITIALES PROBABLES « σ_{pi} (MPa)».

Section	0.00L	0.5L
Abscisse(m)	0.00	16.7
Câble 1	1027.65	1274.78
Câble 2	1132.65	1278.54
Câble 3	1066.11	1292.43
Câble 4	1038.72	/
Valeur moyenne de 03 câbles	1075.47	1281.88
Valeur moyenne de 04 câbles	1066.28	/

VI.5.2 Pertes différées

Elles sont dues aux changements dans la déformation et les contraintes des matériaux au fil du temps, causés par le retrait et le fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers.

VI.5.2.1 Perte due au retrait du béton

En l'absence de toute charge externe, le béton subit un raccourcissement dû à l'évaporation de l'excès d'eau qu'il contient. Cela entraîne une détente des câbles de précontrainte et une perte de tension, qui peut être mesurée à l'aide de 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 :

$$r_m = \frac{7196.12}{491.34} = 14.65 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{4886}{513.2} = 9.52 \text{ cm}$$

a) Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille.

Section d'about :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 14.65} = 0.096$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.096] \times 1.9 \times 10^5 = 51.528$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 9.52} = 0.14$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.14] \times 1.9 \times 10^5 = 49.02$

b) Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille.

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 9.52} = 0.25$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.25] \times 1.9 \times 10^5 = 42.75$

TABLEAU VI. 15 : VALEURS DES PERTES DUES AU RETRAIT DE BETON

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.5L
la1 ^{ère} famille	14 ^{ème} jour	51.528	49.02
la2 ^{ème} famille	28 ^{ème} jour	/	42.75

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0.5L) est égale à :

$$\Delta_{\sigma_r}^{moy} = \frac{3 \times 49.02 + 42.75}{4} = 47.452 \text{ MPA.}$$

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 tres basse relation

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout perte instantanée

f_{prg} = 1800 MPA.

σ_{Po} = 1350 MPA.

a) Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :

➤ **Exemple de calcul :**

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1075.47}{1800} - 0.43 \right) \times 1075.47 = 27.02 \text{ MPa.}$$

TABLEAU VI. 16 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 1^{ÈRE} FAMILLE

Câbles de la 1 ^{ère} famille	Section	0.00L	0.5L
	Abscisse	0.00	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1075.47	1281.88
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	27.02	54.25

TABLEAU VI. 17 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 2^{ÈME} FAMILLE

Câbles de la 2 ^{ème} famille	Section	0.00L	0.5L
	Abscisse	0.00	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1066.28	/
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	25.97	/

VI.5.2.3 Perte dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Lorsqu'un béton est soumis à une contrainte de décompression permanente, il subit un phénomène de raccourcissement progressif appelé "fluage". Ce raccourcissement entraîne une diminution de la tension des câbles qui sont ancrés dans le béton..

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) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

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

$G = 1.61575 \text{ t/ml}$ (poutre seule)

$$M_g = \frac{GL^2}{8} = \frac{1.61575 \times 33.4^2}{8} = 225.31 \text{ t.m}$$

$B = 4886$

$I_G = 13301638.4$

$e_p = -1.34773$

$E_p = 2.51 \times 10^5$

$AP = 1800 \text{ mm}^2$.

$\sigma_{pi} = 1281.88 \text{ MPa}$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{225.31 \times (-1.34773) 10^4}{13301638.4} + 3 \times 1800 \frac{1281.88}{4886 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4886 \cdot (-1.34773)^2}{13301638.4}\right)$$

$\sigma_M(0.5L) = 13.95 \text{ MPa}$

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

$$\Delta_{\sigma d} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

$$\Delta_{\sigma d} = 42.75 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 54.25$$

$$\Delta_{\sigma d} = 87.96 + \Delta\sigma_{fl}$$

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

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$\sigma_{pi} - \Delta_{\sigma d} = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule (1) devient alors :

$$\Delta_{\sigma fl}(0.5L) = \left[2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta_{\sigma d}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times 13.95 - 3 \times 1800 \times \frac{2 \times (87.96 + \Delta\sigma_{fl})}{4886 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4886 \cdot (-1.34773^2)}{13301638.4} \right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{34145.34}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 22.48 \text{ MPA}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

TABLEAU VI. 18 : PERTES PAR FLUAGE " $\Delta\sigma_{fl}$ " DANS LES CABLES DE LA 1^{ÈRE} FAMILLE

Câbles de la 1ère Famille	Section	0.00L	0.5L
	Abscisse	0.00	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	$74.09 + \Delta\sigma_{fl}$	$87.96 + \Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	225.31
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1075.47	1281.88
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	13.84	13.95
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	27.12	22.48

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.

$$G = 1,61575 + 0,75 = 2,36757 \text{ t}$$

TABLEAU VI. 19 : PERTES PAR FLUAGE " $\Delta\sigma_{fl}$ " DANS LES CABLES DE LA 2^{ÈME} FAMILLE

Câbles de la 2ème Famille	Section	0.00L	0.5L
	Abscisse	0.00	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	$87.96 + \Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	330.14
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1281.88
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	/	15.39
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	24.58

• 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. 20 : PERTES DIFFERENTES TOTALES " $\Delta\sigma_d$ " DANS LES DIFFERENTES SECTIONS

	Section	0.00L	0.5L
	Abscisse	0.00L	16.7
Câbles de la 1ère Famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	51.927	49.02
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	45.38	54.25
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	50.71	22.48
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	106.84	192.74
Câbles de la 2ème famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	/	42.75
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	/	25.97
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	98.32
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	24.58

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. 21 : MOYENNE DE PERTES DIFFERENTES DANS LES DIFFERENTES SECTIONS

Section	0.00L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa)	106.84	110.18

VI.6 Tension finale probable

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p0} = 1350 \text{ MPa}$$

TABLEAU VI. 22 : POURCENTAGE DES PERTES

Section	0.00L	0.5L
Abscisse	0.00	16.7
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1075.47	1174.08
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	106.84	110.18
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	968.63	1063.9
% de perte	28.24	22.19
Vérification	Vérifier	Vérifier

Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 28.24 et % 22.19 % de σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 32 %.

CHAPITRE VII :

ÉTUDE DE LA CULEE

VII.1 Introduction

Les culées sont les extrémités d'appui du pont. On peut construire des culées massives remblayées, avec un mur de façade visible, placées au pied d'un talus, surtout lorsqu'on veut minimiser la longueur nécessaire du tablier. Les parois latérales correspondantes peuvent être soit des murs en forme d'aile, soit des murs en retour.

Elles ont un 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 lors
- qu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

Vu les données géotechniques du site, l'entreprise a opté pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

➤ **Mur garde-grève**

Il s'agit d'une structure utilisée pour séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Elle protège l'extrémité du tablier en retenant les terres et garantit la fixation de la couche de chaussée.

➤ **Dalle de transition**

Son objectif est de réduire les effets des variations de niveau entre la route principale et la structure d'art, assurant ainsi le confort des utilisateurs.

➤ **Un sommier d'appuis** : Sur lequel s'appuie l'extrémité du tablier.

Dans le cas d'une culée remblayée, il est intégré au mur de façade. Sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'installation des appareils d'appui.
- La mise en place de vérins pour leur remplacement, si nécessaire, ou pour effectuer des mesures de réaction d'appui.
- Assurer le drainage des eaux, au moins pendant la construction du tablier, avec une pente minimale de 2%.

➤ **Un mur en retour** : Ils servent à retenir les terres sur les côtés de l'extrémité de la culée. Ils sont connectés au mur de garde-grève.

Ces murs jouent également un rôle architectural en assurant la fixation de la corniche au-dessus du tablier.

- **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- **Corbeau avant** : sert de support pour le tablier.

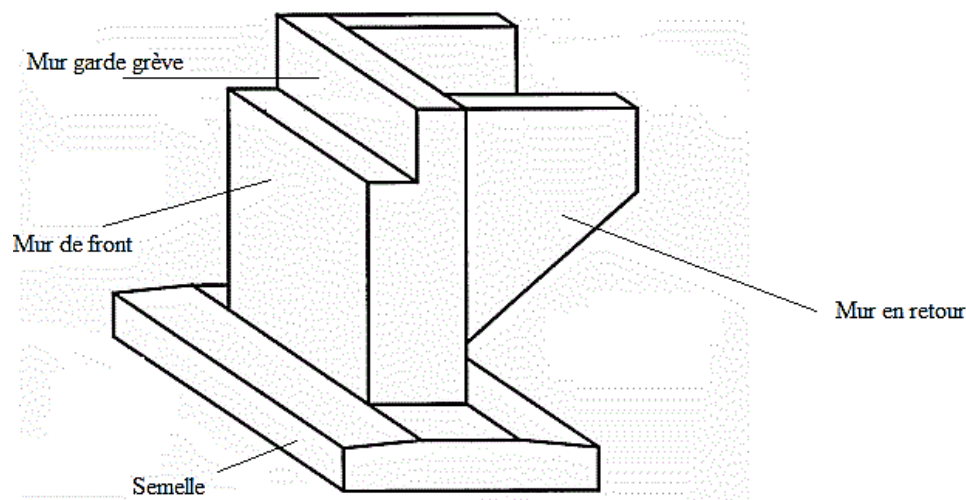


FIGURE VII. 1 : PRESENTATION DES ELEMENT DE LA CULEE

VII.2 Pré dimensionnement de la culée

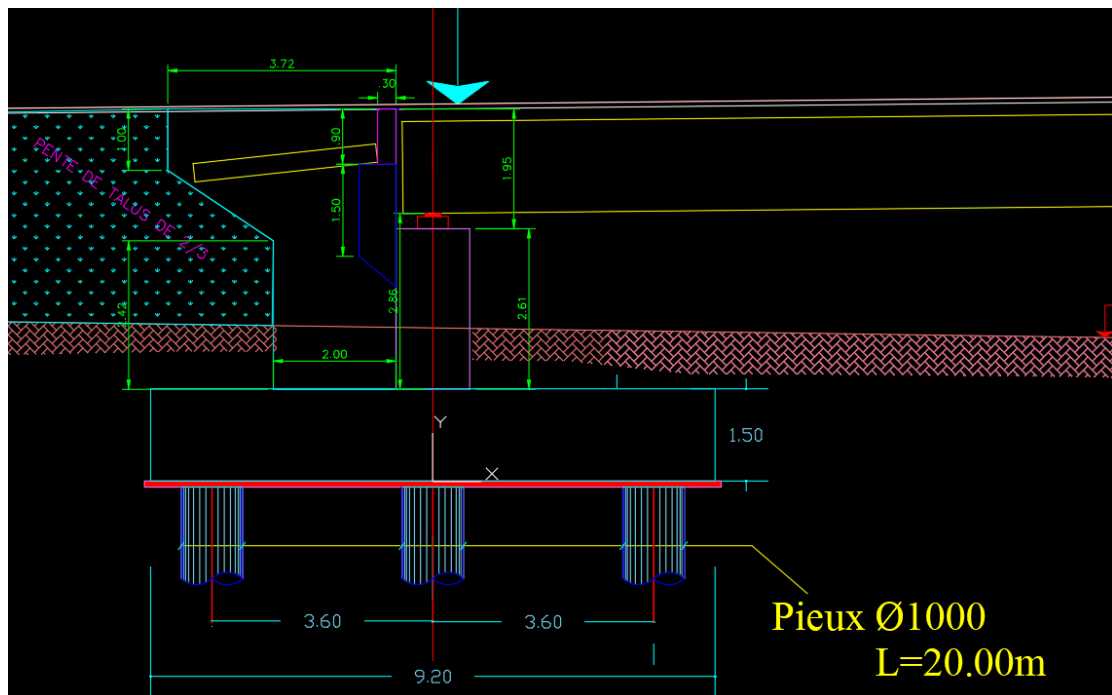


FIGURE VII. 2 : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

➤ **Mur de garde-grève**

La hauteur du mur garde-grève $h=0.90$ m

L'épaisseur du mur $e=0,30$ m

La longueur du mur garde grève $L= 11.20$ m

➤ **Dalle de transition**

La longueur de la dalle

$L=\min (6 ; \max (3\text{m} ; 0.6H)) =\min (6\text{m} ; \max (3\text{m} ; 0.6\times 4.56))$

$L=3\text{m}$

L'épaisseur de la dalle de transition $e= 0,30$ m

La largeur de la dalle $L_r=11.20$ 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**

$E_p : 0.50$ m

La longueur : 3.72m

La hauteur : 4.56m

➤ **Mur de front**

L'épaisseur de mur frontale $e = 1,2$ m

La longueur de mur frontal $L = 11.20$ m

La hauteur de mur frontal $h = 2.61$ m

➤ **Corbeau**

La largeur de corbeau = longueur du mur garde grève - 2(épaisseurs du mur en retour)

$L = 11.20 - (2 \times 0,50) = 10.2$ m

Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 2 m,
une petite base de 1,50 m et une hauteur de 0,60 m

VII.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 30^\circ$: 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.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPOA2008) 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 Bouira (zone II.a) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

$\varepsilon_h=0.20$ Coefficient sismique horizontale ; $\varepsilon_v=0.06$ 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	0.20	0.06	1.078	10.685	0.455
C.S	0.20	0.06	0.961	12.01	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	263,28	/	/	/	/	/
Mur garde grève	7.56	/	0.75	/	/	5.67
Mur de front	87.696	/	/	/	/	/
Mur en retour	21.204	/	2.09	/	/	44.316
Corbeau	26.77	/	0.89	/	/	23.82
Poids des trottoirs	27.28	/	7.18	/	/	195.87
Poids de DT	25.2	/	0.75	/	/	18.9
Semelle	270	/	/	/	/	/
Poids des terres 1	252.03	/	2.73	/	/	688.04
Poids des terres 2	60.58	/	2.6	/	/	157.508
la poussée des terres 1	/	51.67	/	3.05	157.59	/
la poussée des terres 2	/	49.335	/	0.716	35.32	/
Freinage due à B_c	/	30	/	9.8	294	/
Totale	1346.83	131.005	/	/	486.91	1134.124

➤ Poids des Poussée des terres

$$P_S = \frac{1}{2}(k_a \times v \times \gamma)$$

γ : densité du remblais. $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^2$

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

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{6561.73}{1729.1} = 3.79 > 1.5 \Rightarrow C.V$$

➤ Vérification au poinçonnement

$$\frac{M}{N} = \left| \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{N} \right| = \frac{6561.73 - 1729.1}{1785.35} = 2.7 > \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \Rightarrow C.V .$$

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.6.2 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: $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,75 + 1,6 + 0,154 = 2,504$

t/ml Surcharges : 1 t/m.

On utilise la combinaison d'action à l'ELU sachant que $M = 1.35M_G + 1.6M_Q$.

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2.504 \times 3^2}{8} = 2.82 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1 \times 3^2}{8} = 1.125 \text{ t.m}$$

$$M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 2.82 + 1.6 \times 1.125 = 5.61 \text{ t.m}$$

VII.6.3 Ferrailage de la dalle de transition

a) Ferrailage verticale

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles de

BAEL99. $M_u = 5.61 \text{ t.m}$

$M_{ser} = 4.1 \text{ t.m}$

$F_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $F_c = 500 \text{ MPa}$

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.61}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.61 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 19.83 \times 10^2} = 0.03 < 0.39.$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}}{0.8} = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.266 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{5.61 \times 10^6}{26.6 \times 434 \times 10^2} = 4.86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.86 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de transition, nous prenons :

$A_s \Rightarrow [5HA14]$ pour une section $[7.70 \text{ cm}^2]$,

Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{500} = 2.76 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ cm}^2 ; \text{Condition}$$

vérifiée.

a) Les armatures de répartition

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{7.70}{3} = 2.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend : } 2.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA12.$$

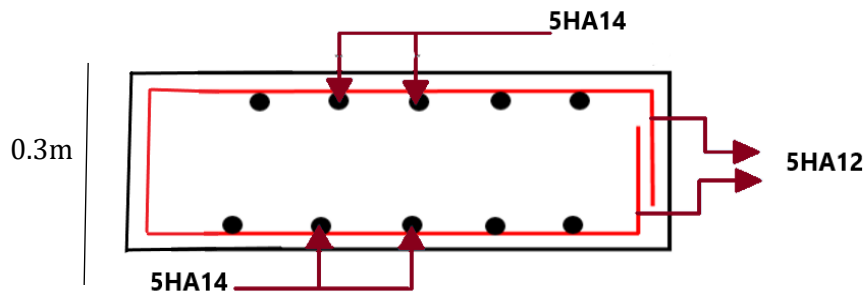


Figure VII. 1 : ferrailage de la dalle de transition

VII.7 Mure garde-grève

VII.7.1 Evaluation des efforts

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- La réaction verticale 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 : $P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2 \times l$

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.

$h = 0.90 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0.3333 \times 1.8 \times 0.9^3 \times 1 = 0.073 \text{ t.ml}$$

D'où : $M_t = 0.073 \text{ t.ml}$

$$M_{tu} = 1.35 \times 0.073 = 0.1095 \text{ t.ml}$$

$$M_{ts} = 1 \times 0.073 = 0.073 \text{ t.ml}$$

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 :

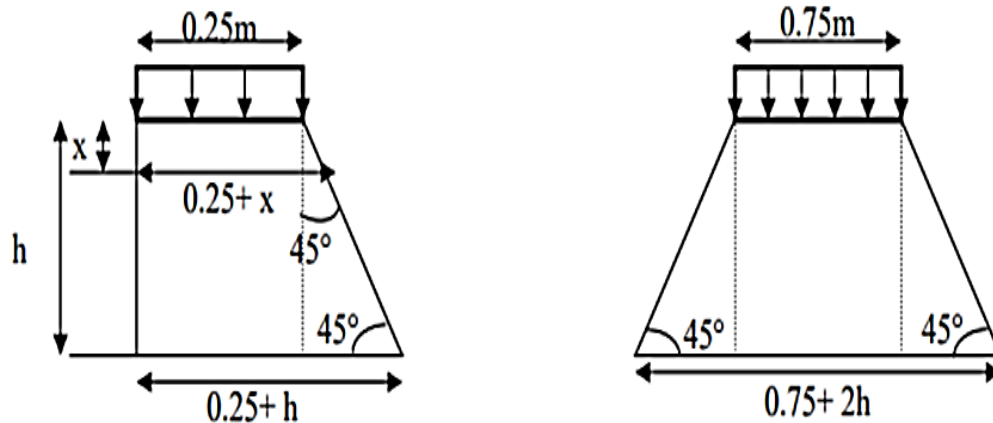


Figure VII. 1 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Avec :

$bc = 1.1$ (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):

$$M_P = \frac{12.k}{0.75+2H} [-x + (h+0.25) \cdot \ln(0.25+x)]_0^{0.9}$$

$$M_P = \begin{cases} 2.54 \text{ t.m L'E. L. U} \\ 2.49 \text{ t.m L'E. L. S} \end{cases}$$

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 :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \times \gamma = 2.63 \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.208 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \\ 3.156 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_P + M_f) = 1.35(2.54) + 1.6(2.54 + 4.208) = 14.23 \text{ t.m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1.2 (M_P + M_f) = 0.073 + 1.2 (2.49 + 3.156) = 6.85 \text{ t.m /m} \end{cases}$$

VII.7.2 Ferrailage

a) Ferrailage vertical

Le moment maximal : M ELU = 14.23 t. m.

Enrobage = 5 cm.

h = 30 cm.

b = 100 cm.

Dimension (0.30 x 1m²).

f_{c28} = 27 MPa.

d = 0.9h = 0.9 x 0, 30 = 0,270 m.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.23}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.23 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.13 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}}{0.8} = 0.174$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.174) = 0.251 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_{sup} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{14.23 \times 10^6}{24.9 \times 434 \times 10^2} = 13.06 \text{ cm}^2$$

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 [7.70cm² /ml], avec un espacement de 20cm.

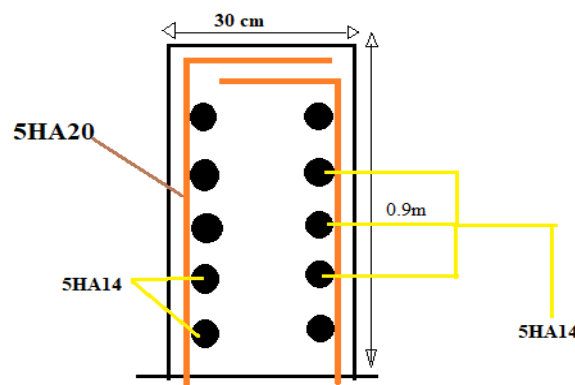


Figure VII. 3 : Ferrailage du mur garde grave

VII.8 Mur en retour

VII.8.1 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 :

$$\text{Poussée des terres : } p_t = \frac{1}{2}[0,333 \times 1,8 \times (4,56)^2] = 6,23 \text{ t}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } p_{sr} = 1 \cdot k \cdot L \cdot h = (1 \times 3,72 \times 0,333 \times 4,56) = 5,64 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (2t) : } p_s = 2 \times 1 = 2 \text{ t.}$$

➤ **Moments :**

$$\text{Poussée des terres : } M_T = 6,23 \times \frac{1}{3}(4,56) = 9,46 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{SR} = 5,64 \times \frac{1}{3}(4,56) = 8,57 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_S = 2 \times 4,56 = 9,12 \text{ t.m.}$$

➤ **Combinaisons**

à l'ELU

$$M_{ELU} = 1,35M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 1,35 (9,46) + 1,6 (8,57 + 9,12) = 41,075 \text{ t.m}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = M_t + 1,2 (M_{sr} + P_{sr}) = 9,46 + 1,2 (8,57 + 9,12) = 30,688 \text{ t.m}$$

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (4.56 m).

$$M_{ELU} = \frac{41,075}{4,56} = \mathbf{9,007 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = \frac{30,688}{4,56} = \mathbf{6,73 \text{ t.m/ml}}$$

b) Efforts verticaux

$$\text{Poids propre du mur : } P_G = 12,72 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } P_{sc} = 4 \times 1 = 4 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure : } P_{su} = 0,3333 \text{ t/ml}$$

➤ **Moments**

$$\text{Poids propre du mur : } M_G = 12,72 \times \frac{1}{2} (4,56) = 29,0016 \text{ t. m}$$

Poids propre de la superstructure : $M_{su} = 0.3333 \times 0.5 = 0.1665 \text{ t. m}$

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4 \times 4.56 = 18.24 \text{ t. m}$

➤ **Combinaisons**

à l'ELU

$$M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 1.35 (29.0016 + 0.1665) + 1.6 \times 18.24 = 68.56 \text{ t. m}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = (29.0016 + 0.1665) + 1.2 \times 18.24 = 51.056 \text{ t. m}$$

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de longueur on va diviser par la longueur de mur égale à (4.56 m).

$$M_{ELU} = \frac{68.56}{4.56} = \mathbf{15.03 \text{ t. m/ml}}$$

$$M_{ELS} = \frac{51.056}{4.56} = \mathbf{11.20 \text{ t. m/ml}}$$

VII.8.2 Ferrailage du mur en retour

a) Ferrailage horizontal

La section est soumise à la flexion simple

➤ **A l'ELU**

$$M_u = 9.007 \text{ t. m/ml}$$

$$L' \text{enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.03 \text{ m}$$

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

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Acier : Fe} = 500 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.007}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.007 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.08 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}}{0.8} = 1.145$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 1.145) = 0.149 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{9.007 \times 10^6}{14.9 \times 434 \times 10^2} = 13.928 \text{ cm}^2$$

➤ **A P'ELS:**

$$M_{ELS} = 6.73 \text{ t.m/ml}$$

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 0.27}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.028 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0.27 \times \left(1 - \frac{0.028}{3}\right) = 0.267 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 0.267 = 2.1627 \text{ MN.m} = 216.27 \text{ t.m}$$

$$M_u = 6.73 \text{ t.m/ml} < M_1 = 21.627 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \text{Armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{6.73}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{6.73 \times 10^6}{26.7 \times 207.31 \times 10^2} = 12.158 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage vertical

La section est soumise à la flexion simple

➤ **A P'ELU**

$$M_u = 15.03 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.03 \text{ m}$$

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

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Acier : Fe} = 500 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.03}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.03 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.135 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135}}{0.8} = 0.18$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.18) = 0.250 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{15.03 \times 10^6}{25 \times 434 \times 10^2} = 13.85 \text{ cm}^2$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_{ELS} = 11.20 \text{ t.m/ml}$$

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 0.27}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.028 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0.27 \times \left(1 - \frac{0.028}{3}\right) = 0.267 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 0.267 = 2.1627 \text{ MN.m} = 216.27 \text{ t.m}$$

$$M_u = 11.20 \text{ m/ml} < M_1 = 21.627 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{11.20}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{11.20 \times 10^6}{26.7 \times 207.31 \times 10^2} = 20.23 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{500} = 2.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Les armatures horizontales a l'ELS

On opte pour des **5HA20/ml**, [15.71 cm²]

Les armatures verticales a l'ELS

On opte pour des **5HA25/ml**, [24.54 cm²] avec un espacement de 15cm

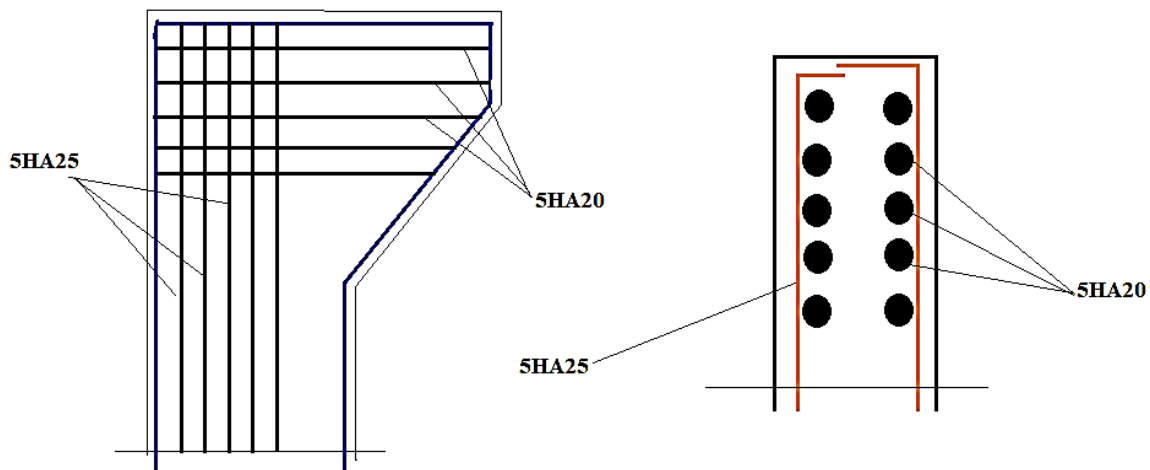


Figure VII. 2 : Ferrailage du mur en retour

VII.9 CORBEAU

VII.9.1 Evaluation des charges et des surcharges

Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = q \cdot L/2 = (0,3 \times 3 \times 2,5 \times 1) / 2 = 1.125 \text{ t/ml}$.

Réaction des poids des terres sur la dalle de transition : $R_2 = q \cdot L / 2 = (1.26 \times 3 \times 1.8 \times 1) / 2 = 3.4 \text{ t/ml}$.

Réaction due au revêtement : $R_3 = q \cdot L / 2 = (0,07 \times 3 \times 2,2 \times 1) / 2 = 0.231 \text{ t/ml}$.

Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = q \cdot L = \left(\frac{2+1.50}{2} \times 0.6\right) \times 2.5 \times 1 = 2.625 \text{ t/ml}$.

Réaction due aux surcharges sur remblai $Q=1\text{t/m}^2$: $R_5 = q \cdot L/2 = (3 \times 1) / 2 = 1.5 \text{ t/ml}$.

Combinaison d'action :

➤ **Réactions :**

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) \\ R_{ELU} = 1.35(1.125 + 3.4 + 0.231 + 2.625) + 1.6(1.5) = 12.364 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) \\ R_{ELS} = 1(1.125 + 3.4 + 0.231 + 2.625) + 1.2(1.5) = 9.181 \end{array} \right.$$

➤ **Moments :**

$$M_{ELU} = [1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5)] \times 0.2 = 2.472.m$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times 0.2 = 1.836 t.m$$

VII.9.2 Ferrailage du corbeau**a) Ferrailage vertical**

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$Mu = 2.472.m$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

Dimension

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.60 = 0.54 \text{ cm}$$

$$b = 1m$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.472}{100 \times 54^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.472 \times 10^6}{100 \times 54^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.0055 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0055}}{0.8} = 0.0069$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.0069) = 0.99 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2.472 \times 10^6}{99 \times 434 \times 10^2} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit **[4HA6]** pour $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.22}{500} = 5.51 \text{ cm}^2 > 1.13 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée donc on prend :

$A_s = 5.51 \text{ cm}^2$, soit **7HA12** pour $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$, 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 .

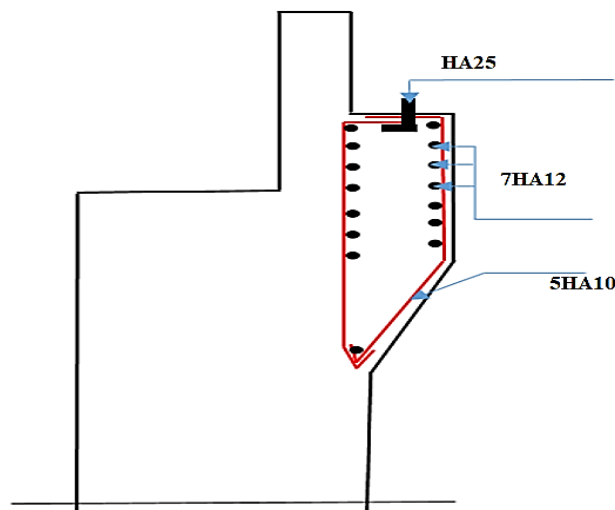


Figure VII. 3 : Ferrailage du corbeau

VII.10 Mur frontale

VII.10.1 Évaluation des efforts

Le mur frontal est encasturé 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. 1 : VALEURS DES EFFORTS ET DES MOMENTS SUR LE MUR FRONT

Désignation	ϵ_h	Calcul e de p(t)	Effort horizontal $\epsilon_h \cdot p$	Effort verticales $(1 \pm \epsilon_v)p$	Bras de levier v(m)	Bras de levier h(m)	Moment de renversement $M_R(t \cdot m)$	Moment stabilisateur $M_S(t \cdot m)$
Mur garde grève	CN	7.56	0	7.56	5.61	4.45	0	33.64
	H + V ⁺		1.512	8.013			8.84	35.66
Corbeau	CN	26.77	0	26.77	5.76	4.3	0	115.11
	H + V ⁺		5.354	28.37			30.84	121.99
Mur frontal	CN	87.696	0	87.696	4.755	4	0	350.784
	H + V ⁺		17.539	92.957			83.398	371.828
Mur en retour	CN	21.204	0	21.204	3.78	2.47	0	52.37
	H + V ⁺		4.24	22.47			16.072	55.5
Freinage du à Bc	CN	30	30	/	8.30	/	249	/
	H + V ⁺		0	/			/	/
Dalle de transition	CN	25.2	0	25.2	5.91	3.1	0	78.12
	H + V ⁺		5.04	26.71			29.786	82.801
Tablier	CN	263.28	0	263.28	/	0.7	/	184.296
	H + V ⁺		52.656	279.07			/	195.349
	CN	/	101	/			/	/

Poussée des terres Mur GG+ mur frontale	H + V ⁺	/	154.420	/	/	3.34	/	/
Total	/	/	131	431.71	/	/	249	814.32
	/	/	240.761	457.59	/	/	166.94	863.128

VII.10.2 Récapitulatif des efforts

a) Condition normale

Effort normal : $\Sigma (1 + v) P = 431.71t$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma (1 + v) P}{b} = \frac{431.71}{11} = 39.25 t$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 39.25 = 52.99 t$$

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 814.32 - 249 = 565.32t.m.$

$$\text{ELS: } M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{565.32}{11} = 51.39 t.m$$

$$\text{ELU: } M = 1.35 \times 51.39 = 69.38 t.m$$

b) Condition sismique

Effort normal : $\Sigma (1 + v) P = 457.59 t$

$$\text{ELS : } N = 41.6 t$$

$$\text{ELU : } N = 56.16t /ml.$$

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 863.128 - 166.94 = 696.188t.m$

$$\text{ELS : } M = 63.29t.m$$

$$\text{ELU : } M = 85.44t.m$$

TABLEAU VII. 2 : SOLLICITATION A LA BASE DE VOILE

	à l' ELU		à l' ELS	
	Condition normal	Condition sismique	Condition normal	Condition sismique
M (t.m)	69.38	85.44	51.39	63.29
N(t)	52.99	56.16	39.25	41.6

VII.10.3 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 :

$$N_u = 56.16 \text{ t}$$

$$M_u = 85.44 \text{ t.m}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier} : f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimension (1x 1.2 m}^2) \text{ et } d = 0.9 h = 1.08 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{85.44}{100 \times 108^2 \cdot f_{bu}} = \frac{85.44 \times 10^6}{100 \times 108^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.047 < \mu_{bc} = 0.493$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \times \frac{120}{108} \left(1 - 0.4 \frac{120}{108} \right) = 0.493 b_0$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 1.05 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{85.44 \times 10^6}{105 \times 434 \times 10^2} = 18.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

➤ Armatures en flexion composée

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} ; \text{ avec } (N_u < 0, \text{ traction}) \Rightarrow N_u = -56.16 \text{ t}$$

$$A = 18.74 + \frac{56.16 \times 10^4}{434 \times 10^2} = 31.68 \text{ cm}^2$$

On prend [8HA25] pour une section d'armatures (39.27 cm^2) avec un espacement de 12 cm .

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0.23 \times \frac{2.22}{500} 100 \times 105 = 12.9 \text{ cm}^2 < 31.68 \text{ cm}^2$$

⇒ 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 .

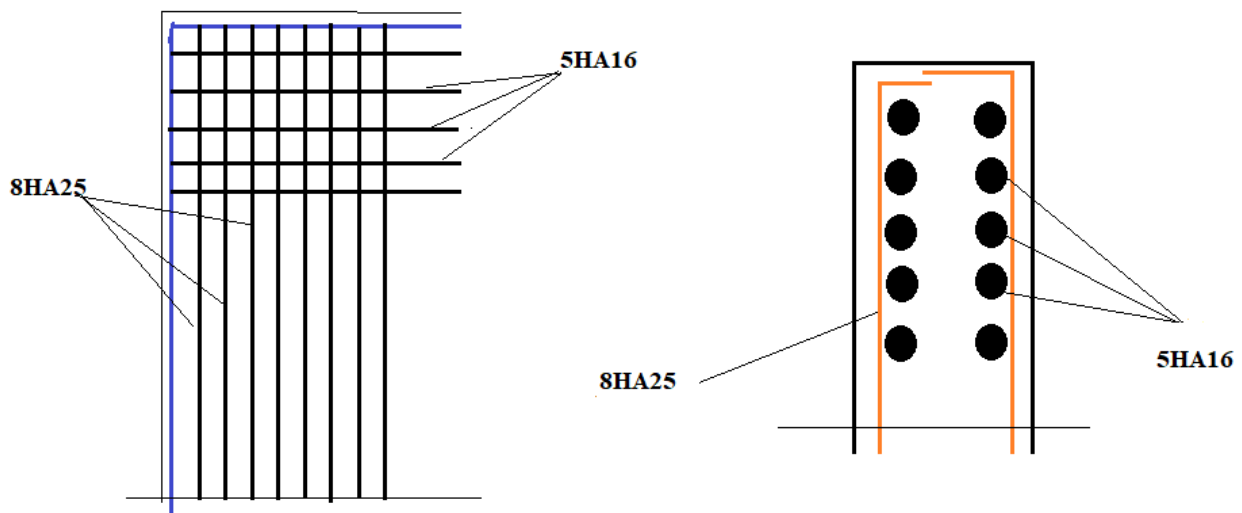


Figure VII. 4 : Ferrailage du mur frontal

CHAPITRE VIII :
ÉTUDE DE LA PILE

INTRODUCTION :

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier, elle se compose pour le présent pont d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis et de trois fûts en béton armé, permettant de transmettre les charges aux fondations, ces dernières sont composées de semelles et pieux qui permettent la transmission des charges au sol.

La forme d'une pile est influencée par plusieurs paramètres, notamment :

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.

Le rôle des piles dans le fonctionnement mécanique du tablier peut varier significativement, selon qu'elles soient simplement appuyé, partiellement ou encastéré. Ainsi, un dimensionnement approprié est crucial car une mauvaise conception pourrait entraîner la défaillance de l'ouvrage.

VIII.1. Pré dimensionnement de la pile

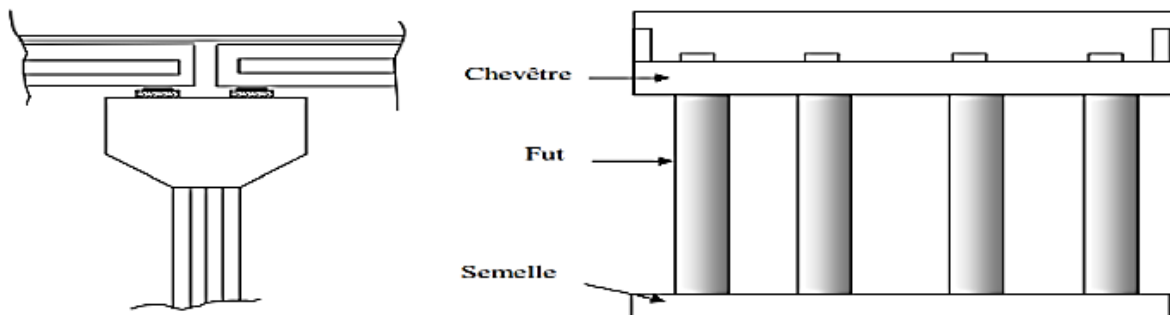


Figure VIII.1: Eléments constituant une pile.

VIII.1. 1. Dimensions du chevêtre

$H=1.20\text{m}$; H : la hauteur du chevêtre.

$L=8.28\text{ m}$; L : la longueur du chevêtre.

$D= 2.40\text{ m}$; D : la largeur du chevêtre.

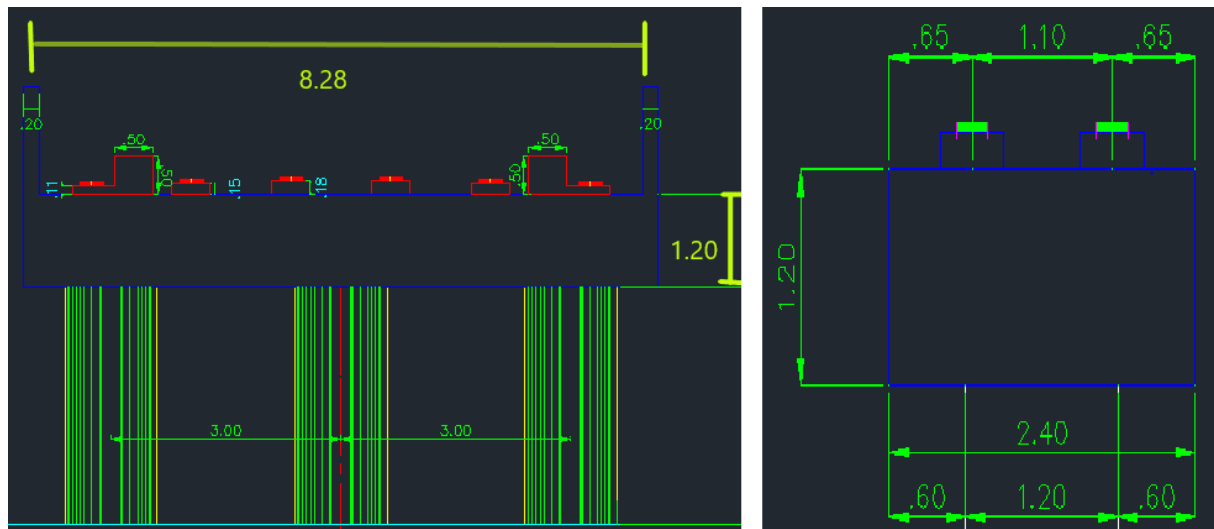


Figure VIII.2: Les dimensions du chevêtre

VIII.1.2. Poids propre du chevêtre :

➤ **Calcul des volumes :**

Le volume total du chevêtre est : $V_T = 8.28 \times 1.20 \times 2.40 = 23.85 \text{ m}^3$

➤ **Calcul du poids propre :**

Le poids propre du chevêtre est : $P_{pp} = 23.85 \times 2.5 = 59.63 \text{ T}$

VIII.1.3. Dimensions de fut et la semelle

➤ **Les dimensions du fut**

La hauteur de fut : $H = 4.70 \text{ m}$

Diamètre de fut : $\theta = 1.20 \text{ m}$

➤ **Poids propre du fut**

$$S = \frac{(3.14 \times 1.2 \times 1.2)}{4} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$V = 1.13 \times 4.70 = 5.23 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 5.23 \times 2.5 = 13.07 \text{ t}$$

$$P_{prt} = 13.07 \times 3 = 39.23 \text{ t}$$

➤ **Les dimensions de la semelle**

La hauteur de la semelle est : $H = 1.5 \text{ m}$

La longueur de la semelle est : $L = 12.8 \text{ m}$

La largeur de la semelle est : $D = 6 \text{ m}$

➤ **Volume de la semelle**

Le volume de la semelle : $V = 1.5 \times 12.80 \times 6 = 115.2 \text{ m}^3$

➤ **Poids propre de la semelle**

Le poids propre de la semelle : $P_{rp} = 115.2 \times 2.5 = 288t$

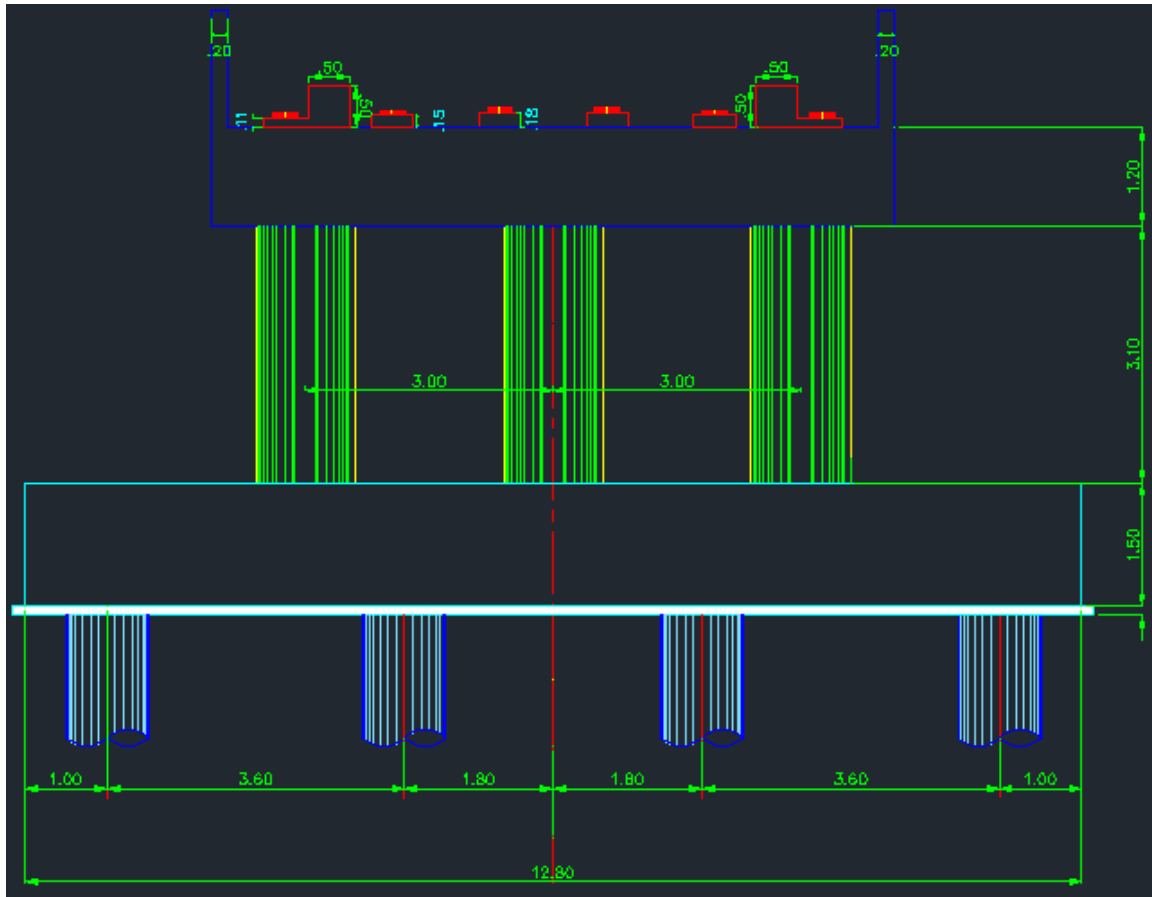


Figure VIII.3 : dimensions du fut et la semelle.

VIII.2 Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente : poids propre du tablier : $P_{pt} = 576.35 \text{ t}$

Charge verticale : chevêtre + fut = $59.63 + 39.23 = 98.86 \text{ t}$

Charge du vent : $W = 0.2 \text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation : D_{240}

Charge horizontale : force de freinage : $F_F = 30 \text{ t}$

G = PP tablier + PP pile = $567.35 + 98.86 = 666.21 \text{ t}$

G = 666.21 t

➤ **Séisme**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ex : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.} \\ \text{Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y} \\ \text{Ez: La composante horizontale du séisme suivant l'axe .} \end{array} \right.$

➤ **Sous D₂₄₀**

$$P_{D240} = R_{D240} / n$$

Avec : R_{D240} : réaction d'appuis sous D₂₄₀ ($R_{D240} = 206.7$).

n : nombres des poutres (n = 6).

$$P_{D240} = 206.7 / 6 = 46.16 \text{ t}$$

➤ **Les combinaisons**

Selon **SETRA** les combinaisons à prendre en compte et les plus défavorables sont :

$$ELS = G_{Tab} + D_{240}$$

$$ELU = 1.35 (G_{Tab}) + 1.6 (D_{240})$$

$$ELA = \begin{cases} G + V + E_x \\ G + V + E_y \\ G + V + E_z \end{cases}$$

VIII.3 Modélisation de la pile

Pour modéliser la pile de notre ouvrage et prendre en compte les charges permanentes ainsi que la surcharge la plus défavorable, nous utiliserons le logiciel ROBOT 2017. Ce logiciel nous a permis de créer des combinaisons de charges pour les états limites ultimes (ELU), les états limites de service (ELS) et les états limites d'aptitude (ELA). Avec ROBOT 2017, vous pourrez analyser la structure de la pile en tenant compte des différentes charges et combinaisons, afin d'évaluer sa résistance et sa capacité à supporter les charges appliquées.

En premier lieu nous avons introduit les différentes charges roulantes définie dans le fascicule 61 titre II, afin de déterminer la combinaison de charge la plus défavorable.

➤ **Etude de séisme.**

Voici les étapes à suivre pour introduire un séisme sur le logiciel Robot :

1. Ouvrez la fenêtre "Analyse" dans le logiciel Robot.

2. Sélectionnez le type d'analyse souhaité et cliquez sur "Nouveau".
3. Cochez la case "Modale" et cliquez sur "OK".
4. Choisissez le nombre de modes à prendre en compte et cochez la case "Vérification de structure".
5. Sélectionnez les paramètres simplifiés et choisissez l'amortissement en fonction du RPOA (Règlement Parasismique Algérien).
6. Cliquez sur "OK".
7. Cliquez sur "Nouveau", puis sélectionnez "Sismique" et cliquez sur "OK".
8. Sélectionnez la zone, l'usage et le site de la structure.
9. Définissez l'excentrement en utilisant des valeurs relatives.
10. Cochez les directions x et y et donnez-leur une valeur de 0,05% chacune.
11. Cliquez sur "OK" et fermez la fenêtre.

Ces étapes vous permettront d'introduire le séisme sur le logiciel Robot conformément aux conditions spécifiées dans le RPOA pour la zone sismique de votre ouvrage (II-a).

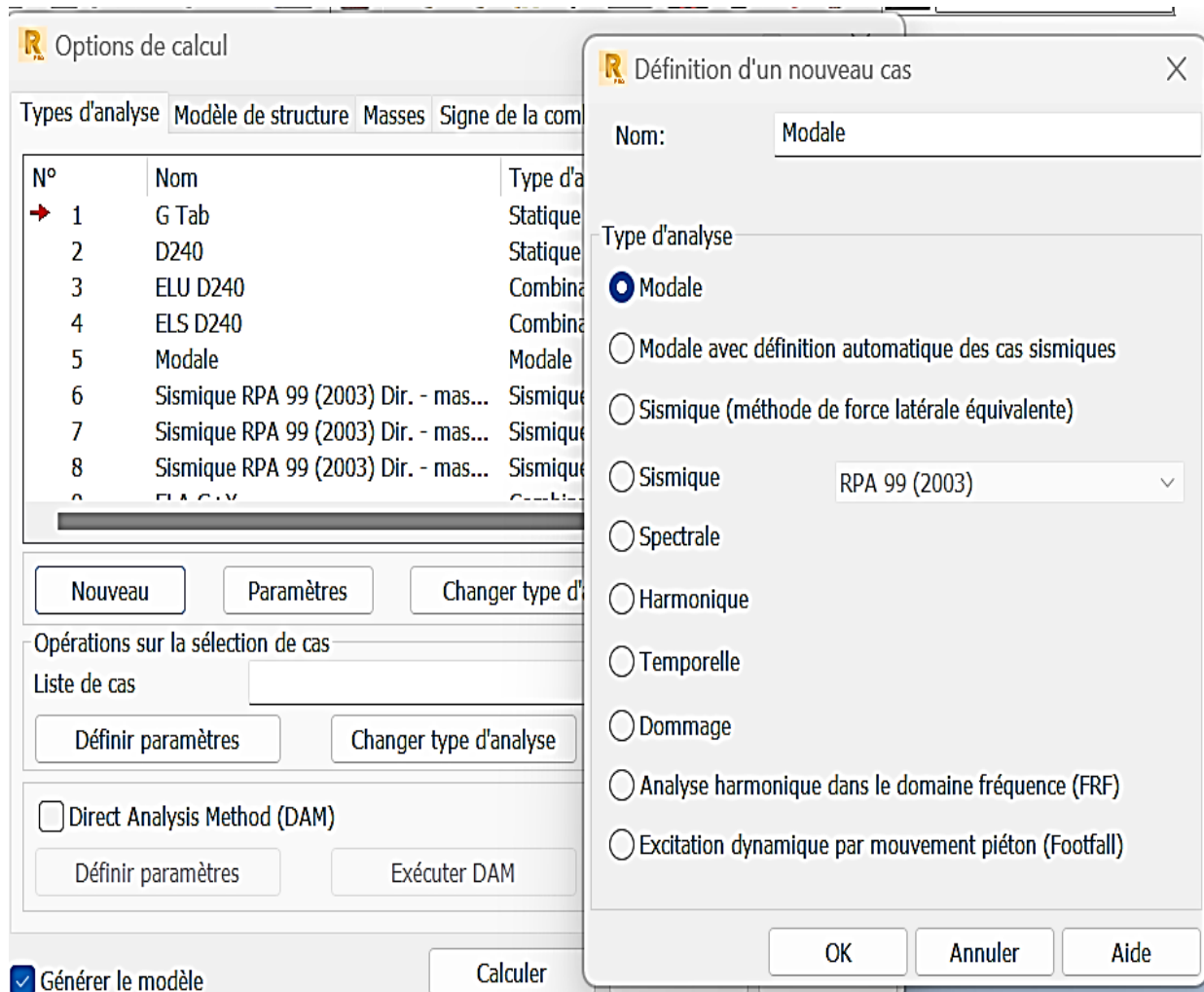


Figure VIII. 4 : Les étapes du séisme

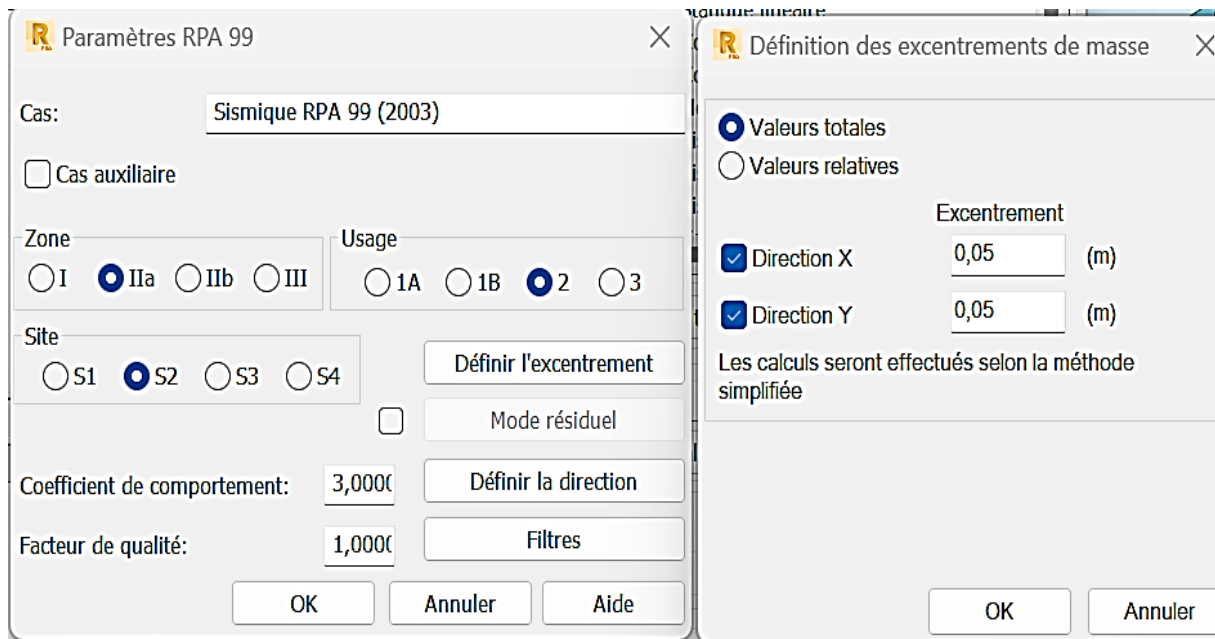


Figure VIII.5 : les étapes du séisme

Étant donné que le logiciel robot n'est pas conçu pour prendre en compte à la fois le tablier et la pile lors du calcul, nous devons donc séparer la structure afin d'introduire les charges et les surcharges de manière linéaire sur la pile uniquement.

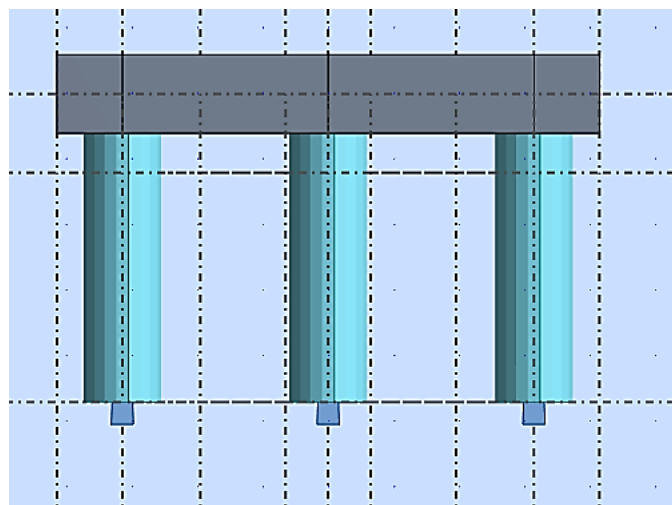


Figure VIII.6 : Modélisation de la pile

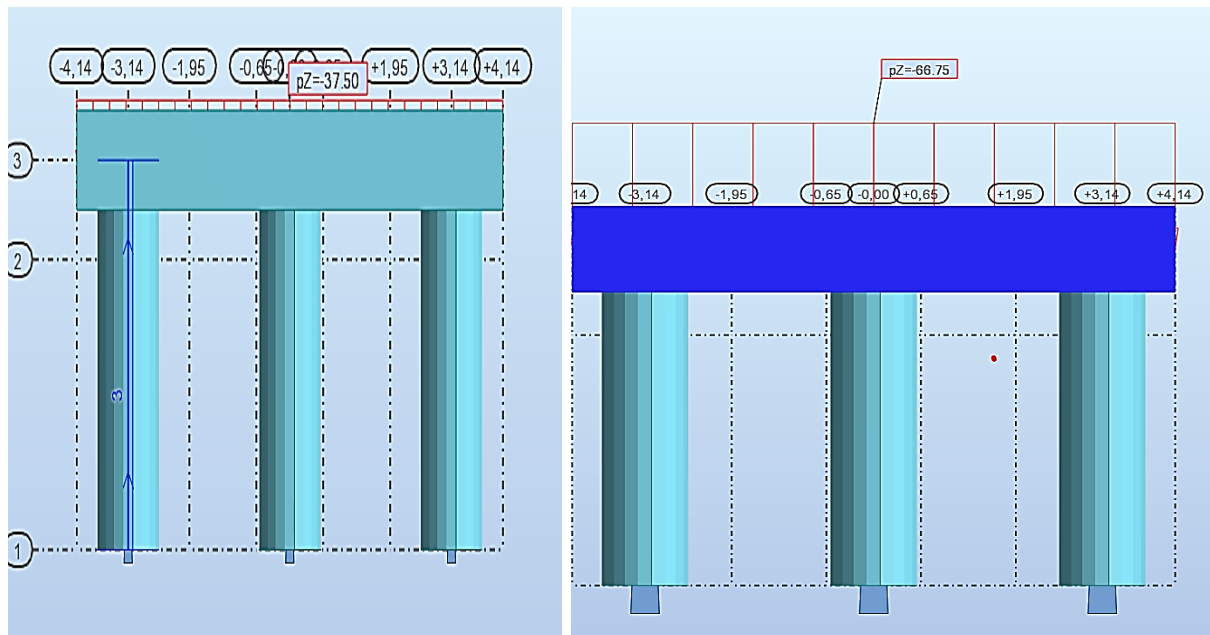


Figure VIII.7 : Les charges appliqué sur la pile

VIII.4 Etude du chevêtre

D'après la modélisation on adopte les moments fléchissant et efforts tranchants

➤ Efforts tranchants du chevêtre a l'ELU

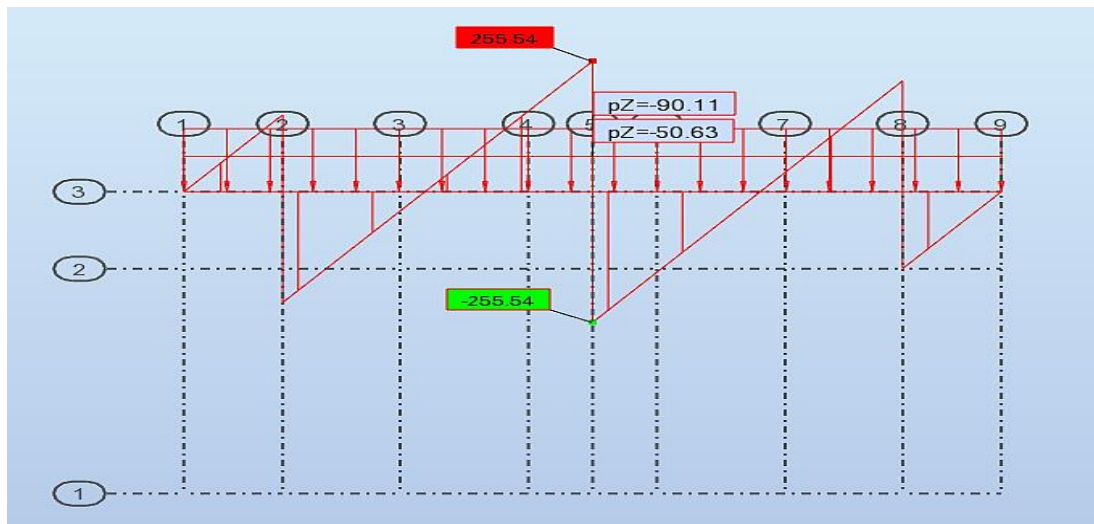


FIGURE VIII.8 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELU

➤ Moments fléchissant du chevêtre a l'ELU

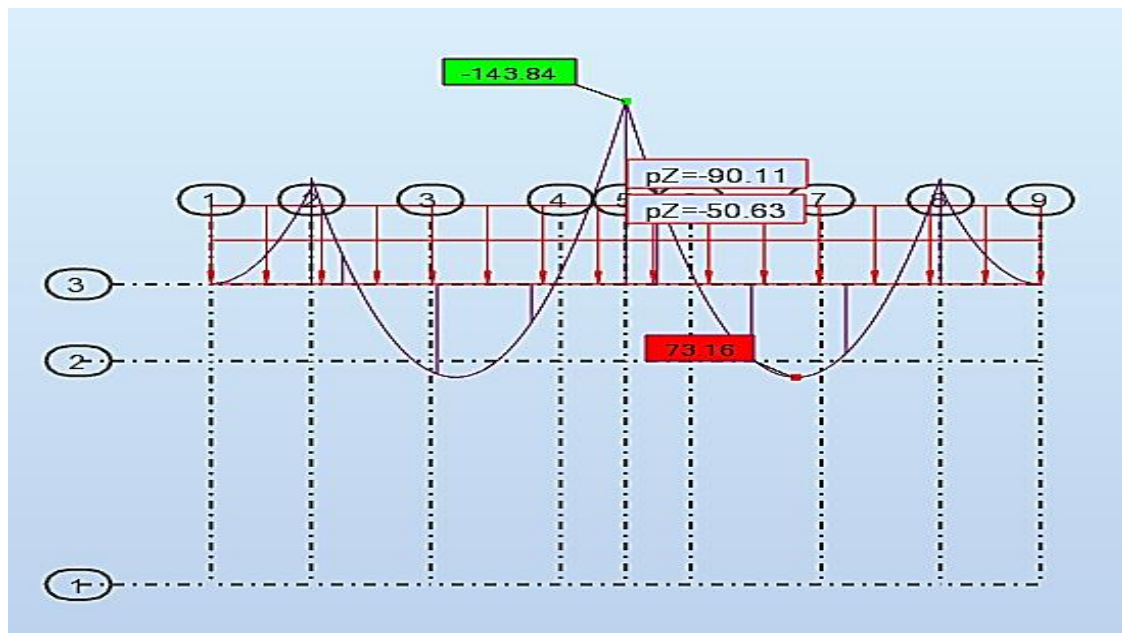


FIGURE VIII. 9: MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELU

➤ Efforts tranchants du chevêtre a l'ELS

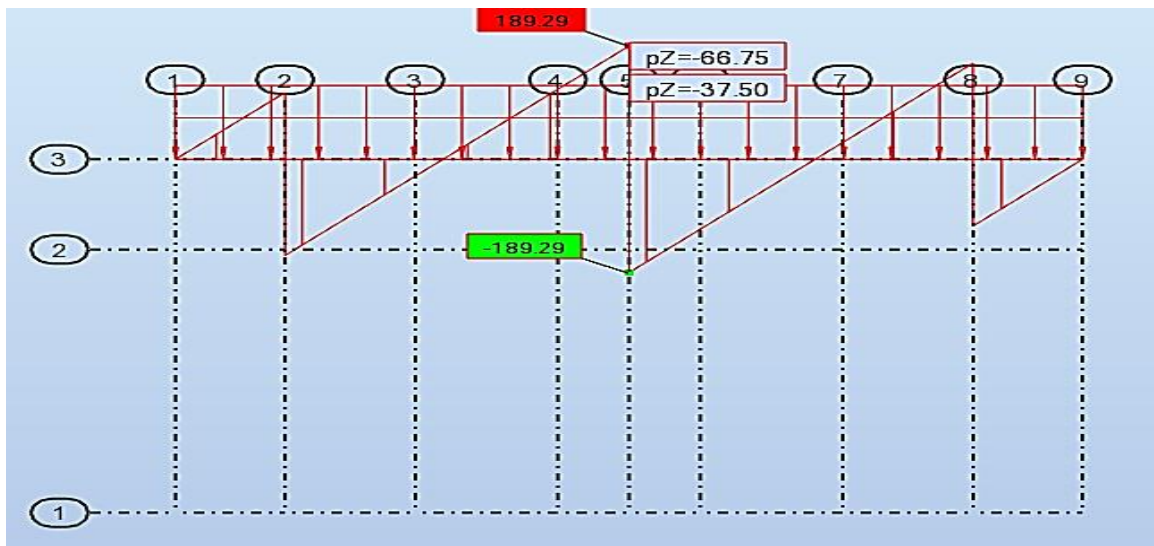


FIGURE VIII. 10 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELS

➤ Moments fléchissant du chevêtre a ELS

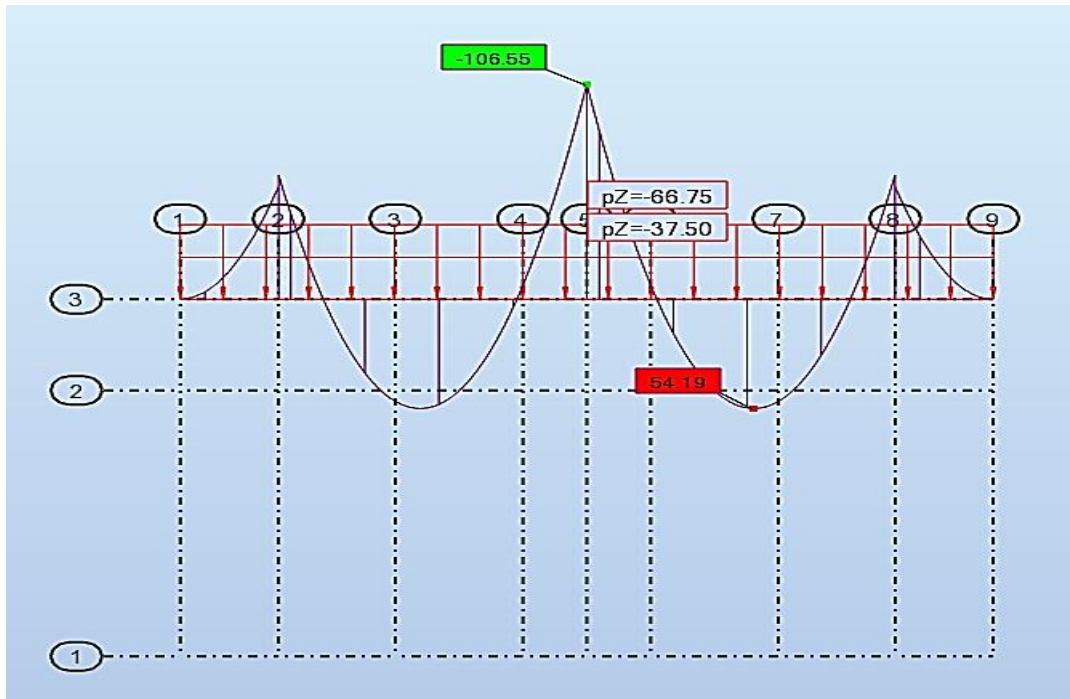


FIGURE VIII. 11 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELS

➤ Efforts tranchants du chevêtre a l'ELA

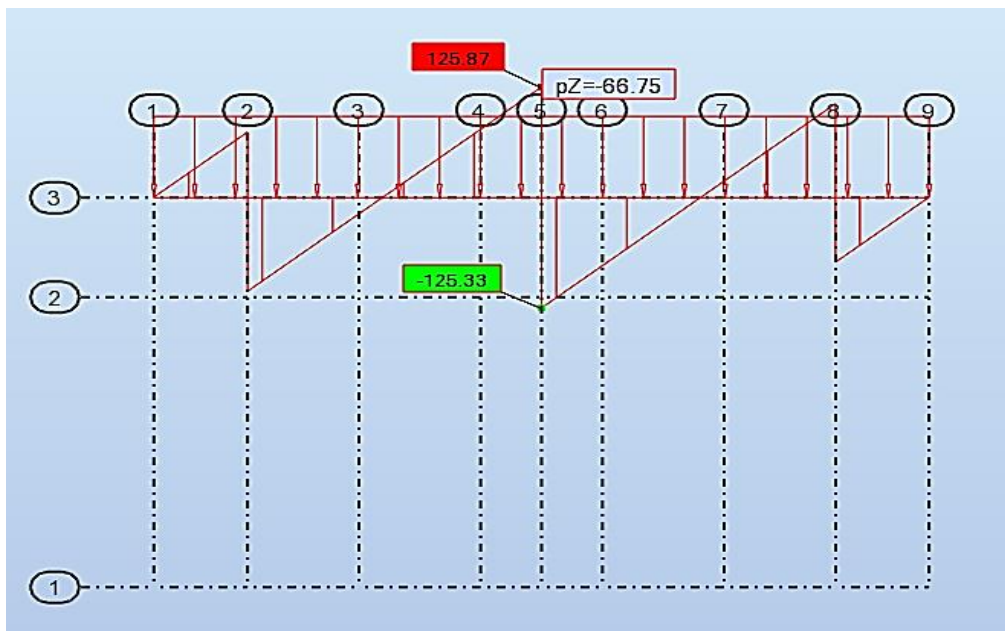


FIGURE VIII. 12: EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELA

➤ Moments fléchissant du chevêtre a ELA

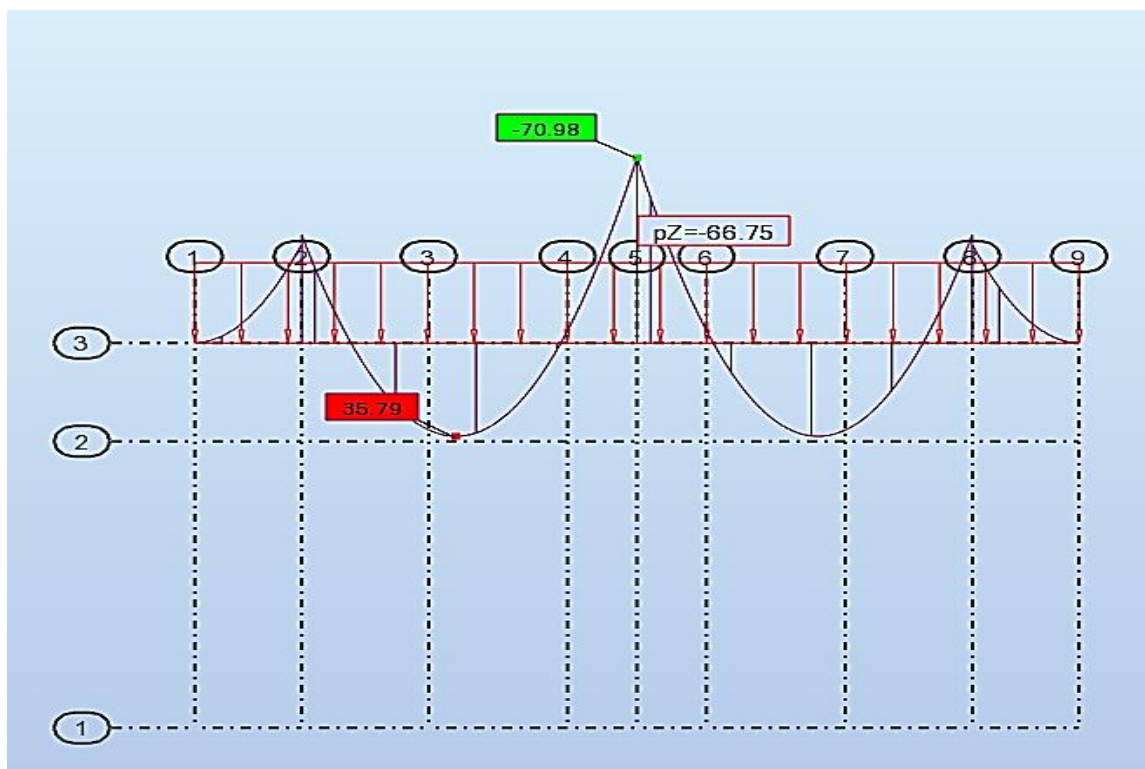


FIGURE VIII. 13: MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELA

➤ 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)	143.84	73.16	106.55	54.19	70.98	35.79
Effort (T/ml)	255.54	0	189.29	0	125.87	0

Remarque : Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appui sur trois fûts.

VIII.4.1 Ferrailage du chevêtre

a) Ferrailage longitudinal

Le ferrailage de la section du chevêtre se fait en flexion simple.

Acier FeE500 Béton

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

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

$$f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{eE} = 500 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{ij}}) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$H = 1.20 \text{ m}, d = 0.9h = 1.08 \text{ m}, b_0 = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage se fait pour une bonde de 1m

➤ A P'ELU

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.16 \times 10^6}{100 \times 108^2 \times 19.83 \times 10^2} = 0.031$$

$$\mu_b = 0.031 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{Donc : la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}}{0.8} = 0.039$$

$$z_1 = d(1 - 4\alpha) = 1.08(1 - 0.4 \times 0.039) = 1.06 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{73.16 \times 10^6}{106 \times 435 \times 10^2} = 15.87 \text{ cm}^2$$

➤ A P'ELS

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{st})} = \frac{1.5 \times 21 \times 1.06}{1.5 \times 21 + 228.63} = 0.128 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 1.08 \times \left(1 - \frac{0.128}{3}\right) = 1.03 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 21 \times 1.03 = 10.815 \text{ MN.m} = 1081.5 \text{ t.m}$$

$$M_u = 106.55 \text{ t.m} < M_1 = 1081.5 \text{ t.m} \implies \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{106.55 \times 10^6}{103 \times 228.63 \times 10^2} = 45.22 \text{ cm}^2$$

➤ **A l'ELA**

la méthode de calcul se fait comme l'ELS avec $\overline{\sigma}_{st} = f_e = 500 \text{ MPa}$ pour les condition sismique

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \overline{\sigma}_{st})} = \frac{1.5 \times 21 \times 1.06}{1.5 \times 21 + 500} = 0.062 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 1.08 \times \left(1 - \frac{0.062}{3}\right) = 1.05 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 21 \times 1.05 = 11.025 \text{ MN.m} = 1102.5 \text{ t.m}$$

$$M_u = 106.55 \text{ t.m} < M_1 = 1102.5 \text{ t.m} \quad \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{70.98 \times 10^6}{105 \times 500 \times 10^2} = 13.52 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII. 2 : Section des armatures

ELU			ELS			ELA		
	M _t	M _a		M _t	M _a		M _t	M _a
Mu (t.m)	73.16	143.84	Mu (t.m)	54.19	106.55	Mu (t.m)	35.79	70.98
μ _{bu}	0.031	0.062	X(m)	0.128	0.128	X(m)	0.062	0.062
α	0.039	0.08	Z ₂ (m)	1.03	1.03	Z ₂ (m)	1.05	1.05
Z ₁ (m)	1.06	1.045	M ₁ (t.m)	1081.5	1081.5	M ₁ (t.m)	1102.5	1102.5
Au (cm ²)	15.87	31.65	As (cm ²)	23.01	45.22	Au (cm ²)	6.82	13.52

b) Vérification de condition de non-fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \implies A_{min} = \frac{108 \times 100 \times 0.23 \times 2.7}{500} = 13.41 \text{ cm}^2 \implies C.V$$

Conclusion

La valeur la plus défavorable est à **L'ELS** donc on prend :

En travée: (As = 23.01 cm²) soit **[6HA25/ml]** pour As = 29.45 cm² ; avec St = 12 cm²

À l'appui : ($A_s = 45.22 \text{ cm}^2$) soit [6HA32/ml] pour $A_s = 48.25 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 12 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage horizontal**

➤ $A'_S = \frac{A_s}{4} = \frac{48.25}{4} = 12.06 \text{ cm}^2$

Soit [8HA14] pour une section $A_S = 18.85 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferraillage transversale (les cadres)**

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{255.54}{1 \times 1.08} = 236.61 \text{ T/m}^2 = 2.36 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : 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 $f_{cj} < 40 \text{ MPa}$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.5 \text{ MPa} \text{ Avec : } f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

$\gamma_B = 1.5$ en situation durable

$$\tau_\mu = 2.36 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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: $S_t = 14 \text{ cm}$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{\tau_\mu - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq \frac{\tau_\mu - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b \times S_t$$

$$A_{t1} \geq 5.94 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$\% \text{ min} = \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.4$$

$$A_{t \min} \geq 0,4 \times 100 \times \frac{15}{500} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t1} = 5.94 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lon}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{1200}{35}; 32; \frac{2400}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 32 \text{ mm}$$

Pour les armatures de cadre on prend des [1HA14] tous les 20 cm.

➤ **Justification de la bielle de béton**

$$\tau_\mu = 2.36 \text{ MPa} < \frac{f_{c28}}{6} = 5.38 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion

La torsion dans le chevêtre résulte du fait que les appareils d'appui sont excentrés par rapport au plan de symétrie. Cette torsion ne se produit que lorsque seule une travée est chargée. Les tests ont démontré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires. Le cas le plus critique pour justifier la résistance du chevêtre à la torsion se produit lors du passage du convoi D240 lors de son utilisation.

Selon l'article 7.6.3 de (B.P.E.L 91) adoptent une épaisseur fictive de la paroi

$$b_n = \frac{D}{6} = \frac{1.2}{6} = 0.2 \text{ m}$$

Avec

D : Diamètre du plus grand cercle dans la section du chevêtre

Le convoi D240, lors de son passage, représente le scénario le plus défavorable pour évaluer la capacité du chevêtre à résister à la torsion.

➤ **Calcul du moment de torsion**

$$M_{tu} = 1,35 \times [(RG + RD240) a - RG \times a]$$

Dans notre cas le $RG = 0$ et : $a = 0.55 \text{ m}$

$$M_{tu} = 1,35 \times [RD240 \times a] = 1.35 \times 206.7 \times 0.55 \Rightarrow M_{tu} = 153.47 \text{ t.m}$$

➤ **Justification du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_{\mu}^2(V_u) + \tau_{\mu}^2(M_t) \leq \overline{\tau_{\mu}^2} = \tau_{uadm}^2 = 7.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.5 \text{ MPa Avec : } f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

$\tau_{\mu}(V_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_{\mu}(M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_{\mu}(V_u) = \frac{V_u}{b.d} = \frac{255.54}{1 \times 1.2} = 212.95 \text{ t/m}^2 = 2.13 \text{ MPa}$$

$$\Omega = (b_0 - b_n)(h - b_n) = (1 - 0.2)(1.2 - 0.2) = 0.8 \text{ m}$$

$$\tau_{\mu}(M_t) = \frac{M_{tu}}{2.\Omega b} = \tau_{\mu}^2(M_t) = \frac{153.47}{2 \times 0.8 \times 1} = 95.92 \text{ t/m}^2 = 0.96 \text{ MPa}$$

$$(2.13)^2 + (0.96)^2 = 5.46 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{\mu}^2} = \tau_{uadm}^2 = 7.29 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.4.2 Armature de torsion

a) Armatures longitudinales

$$A_{t1} = \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Omega = (b - b_n)(h - b_n) = (2.4 - 0.2)(1.2 - 0.2) = 2.2 \text{ m}$$

Avec U : le périmètre de l'extérieur

$$U = (2.4 + 1.2) \times 2 = 7.2 \text{ m}$$

$$A_{t1} = \frac{153.47 \times 7.2 \times 10^2}{2 \times 2.2 \times \frac{500}{1.15}} = 57.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit [12HA25] pour une section de (58.91 cm}^2\text{)}$$

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 $\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{t2} = \frac{153.47 \times 0.15 \times 10^2}{2 \times 2.2 \times \frac{500}{1.15}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} \Rightarrow \text{selon SETRA (P. P 73 1.3.2)}$$

$$A_{t1} \geq 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.94 + 1.2 = 7.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit des [5HA14] tout 15 cm.}$$

- Les armatures du chevêtre

$$A_{\text{appui}} = 55.87 \text{ cm}^2 \text{ soit [6HA32]}$$

$$A_{\text{travée}} = 29.45 \text{ cm}^2 \text{ soit [6HA25]}$$

$$A_{\text{transversal}} = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ soit [HA14]} \Rightarrow \text{(les cadres)}$$

$$A_{\text{torsion}} = 56.55 \text{ cm}^2 \text{ soit [12HA25]} \Rightarrow \text{(6 barres pour les deux cotée)}$$

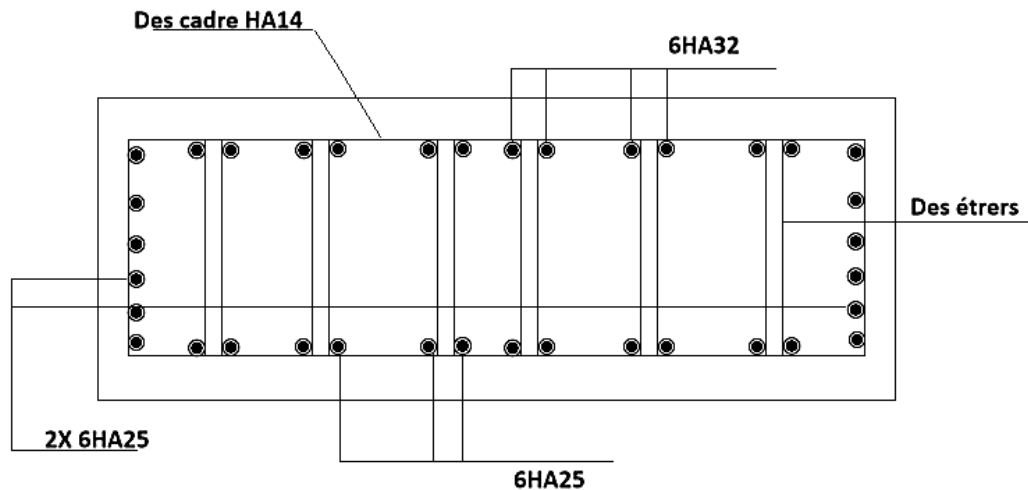


FIGURE VIII. 14 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DU CHEVETRE

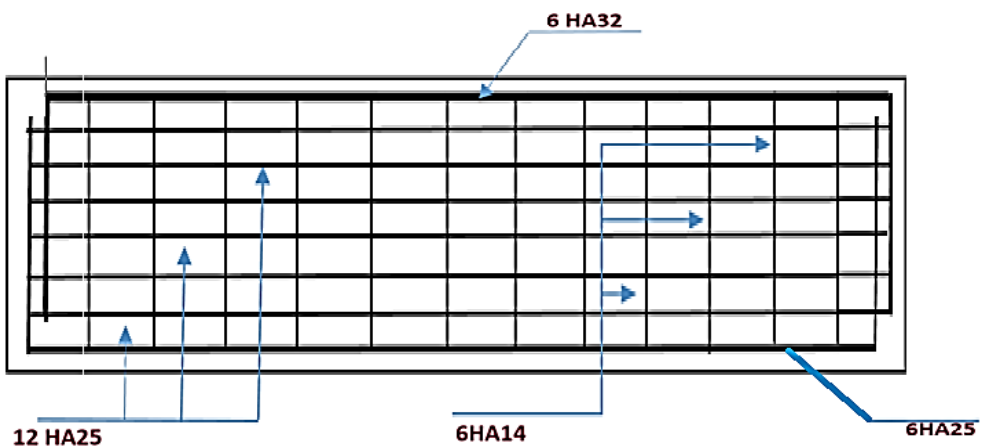


FIGURE VIII. 15: FERRAILLAGE DE CHEVETRE

VIII.5 Etude des fûts

La pile de l'ouvrage est composée de trois fûts circulaires d'un diamètre de 1.2 m. Ils sont encastrés à la base et articulés à la partie supérieure. Les fûts ont pour fonction de transmettre aux fondations les forces verticales et horizontales provenant du tablier, ce qui génère un moment à la base du fût. L'étude se concentrera sur la base du fût et sur la flexion composée.

➤ Efforts normaux et les moments fléchissant des fûts a l'ELU :

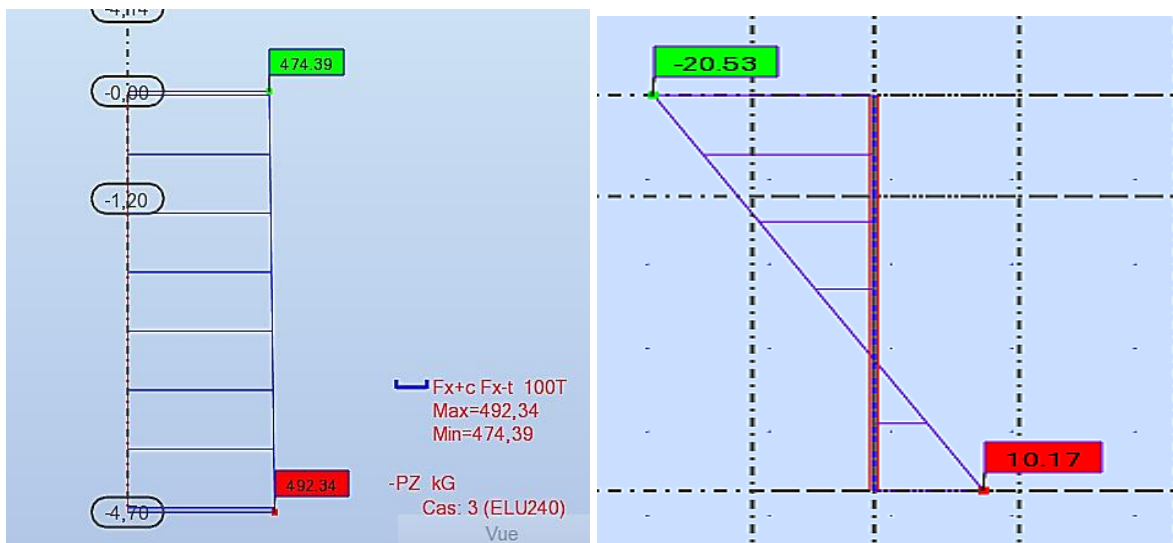


FIGURE VIII.16 : EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELU

➤ Efforts normaux et les moments fléchissant des fûts a l'ELS :

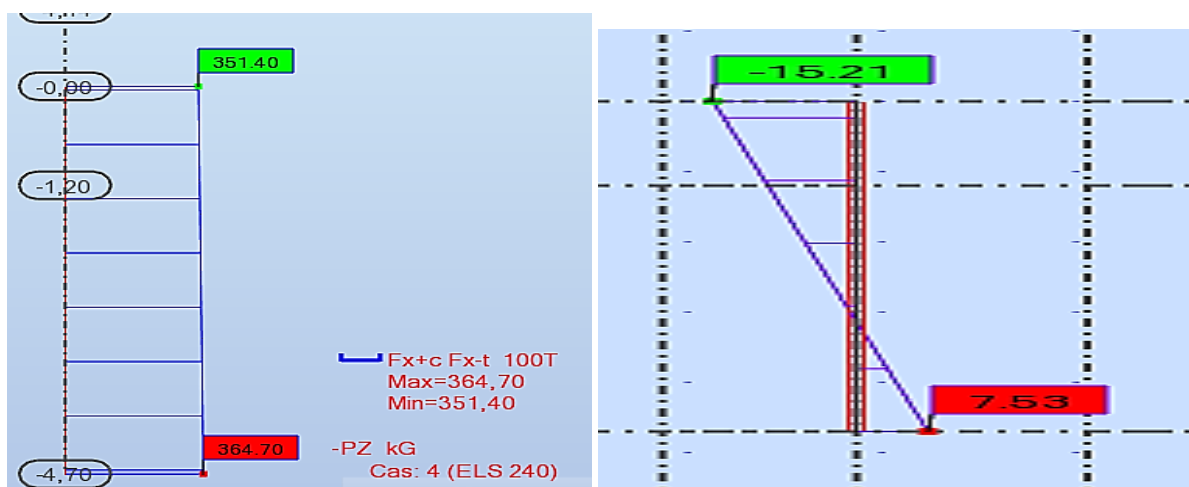


FIGURE VIII. 17 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELS

➤ Efforts normaux et moments fléchissant des futs a l'ELA :

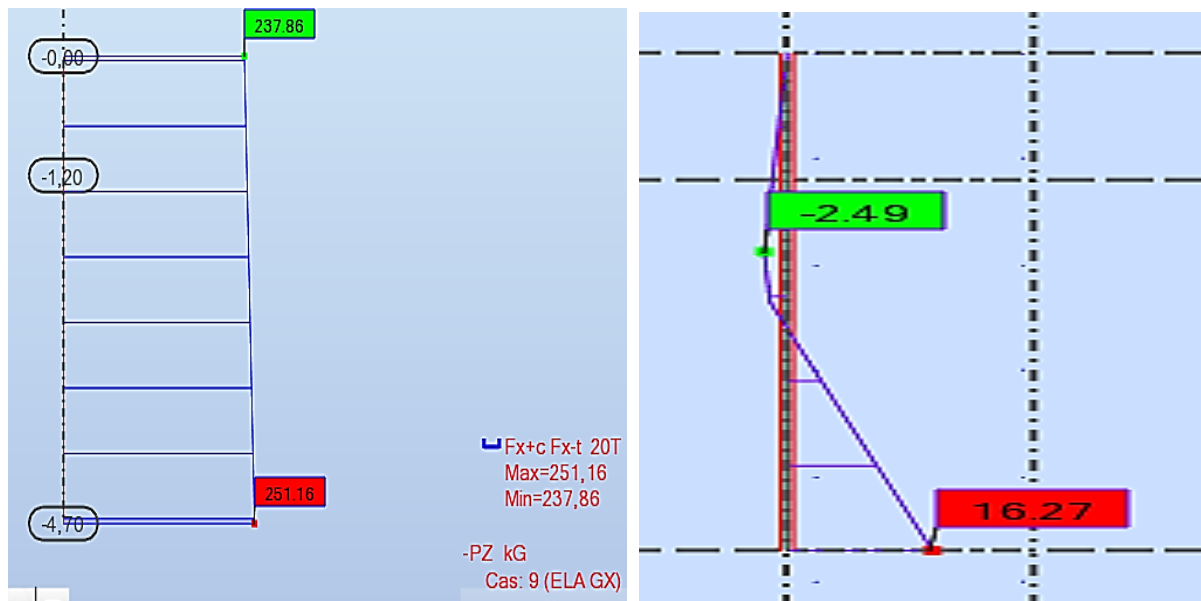


FIGURE VIII. 18 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELA

TABLEAU VIII. 3 : VALEUR DES MOMENTS ET LES EFFORTS DES FUTS

	ELU	ELS	ELA
N (t/ml)	492.67	364.7	251.16
T (t/ml)	4.36	3.22	3.46
N (t.m/ml)	20.53	15.12	16.27

VIII.5.1 Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \text{ avec } l_f = 0.707 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.707 \times 4.7$$

$$\Rightarrow l_f = 3.32$$

$$i = \frac{\theta}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3$$

$$\lambda = \frac{3.32}{0.3} = 11.06$$

$$\bar{\lambda} = \max[50 ; \min\left(\left(\frac{67e_0}{D}\right); 100\right)] = 50 \quad e_0 = M/N$$

VIII.5.2. Calcul d'une section circulaire en flexion composée

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferrillage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$\beta w = fc28 = 35 \text{ MPA}$$

$$n = \frac{492.67}{\pi \times 0.6^2 \times 35} = 12.45$$

$$m = \frac{4.36}{\pi \times 0.6^2 \times 35} = 0.11$$

$$\frac{h'}{D} = 0.04 \rightarrow h' = 0.04D = 0.188$$

$$d = 2R = 2.4$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de w = 0.08

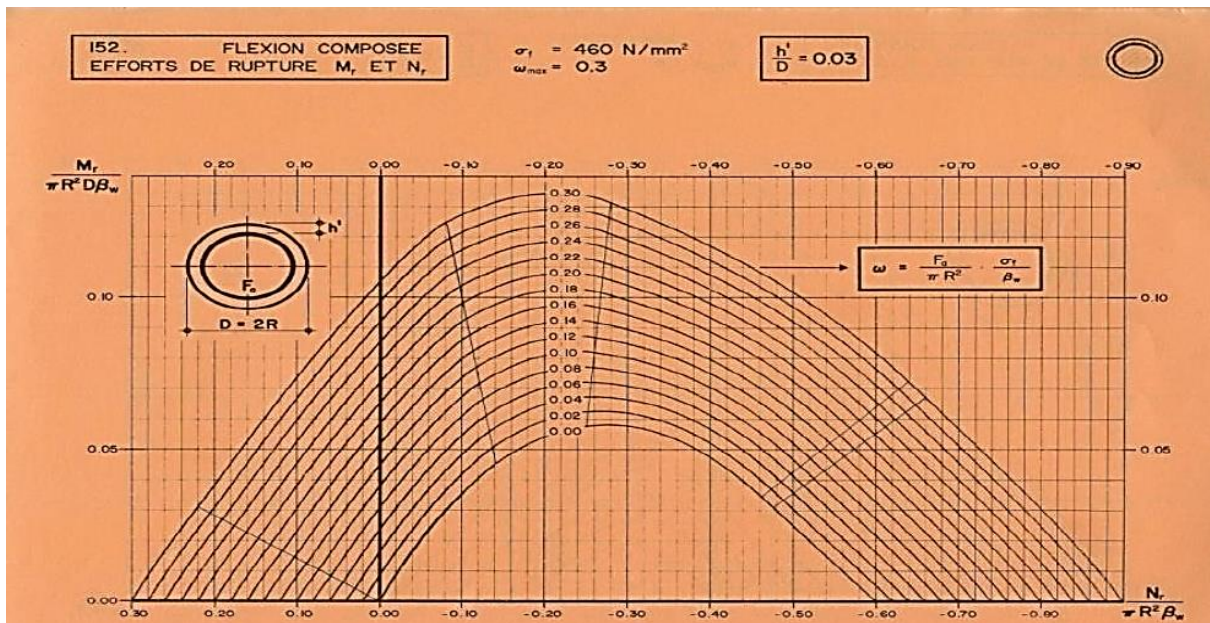


FIGURE VIII.19: ABAQUE DE WALTHER

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot fc28 \cdot w}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 35 \times 0.08}{500} = 63.3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \times \pi \times R^2 = 51.59 \text{ cm}^2$$

51.59cm² < 63.3 cm² la condition est vérifiée

$$A_s = \max(A_s ; A_{min}) = 63.3 \text{ cm}^2$$

On prend 2(13HA25 = 63.81 cm²)

VIII.5.3. Calcul des armateurs transversaux

On assimile la section circulaire à une section carrée (2b₀)

$$St \leq \min(0.9\phi ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

$$A_s = 0.23 \frac{\pi \cdot D^2 \cdot f_{t28}}{4fe} = 14.03 \text{ cm}^2$$

On prend [13HA12] avec un espacement de 30 cm

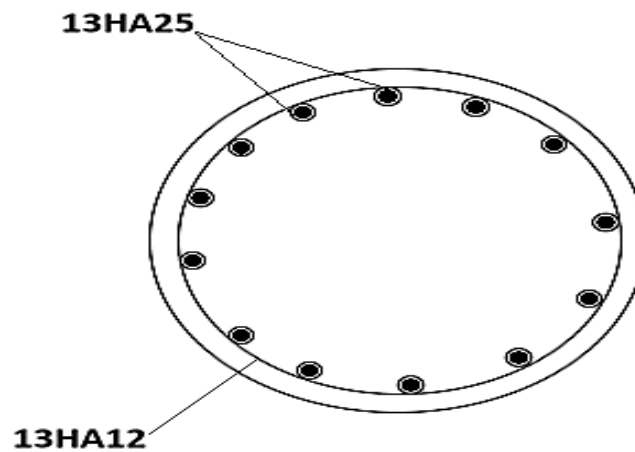


FIGURE VIII.20 : COUPE TRANSVERSAL DU FERRAILLAGE DE FUTS

Conclusion générale

Le projet de fin d'études constitue une phase cruciale dans la formation d'un étudiant ingénieur, offrant la meilleure opportunité à l'étudiant de mettre en lumière les connaissances théoriques acquises au cours des cinq années de formation. Ce projet nous a permis de concrétiser nos connaissances théoriques acquises au cours de nos cinq années d'études à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO). Il a représenté une opportunité précieuse pour maîtriser diverses techniques d'assimilation des phénomènes physiques et pour nous familiariser avec l'utilisation de logiciels de modélisation tridimensionnelle par éléments finis adaptés aux ouvrages de génie civil.

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

Étude de la superstructure

Les dimensions de la poutre (hauteur, épaisseur, largeur) sont déterminées selon les intervalles réglementaires pour optimiser les coûts. L'analyse de la répartition des charges, calculée avec le logiciel Robot Millenium, a identifié la poutre la plus sollicitée. À partir de ces charges maximales, nous avons dimensionné la précontrainte avec deux familles de câbles : une première avec trois câbles ancrés à l'about et une seconde avec un câble à l'extrados. Nous avons utilisé 4 câbles 12T15, mis sous tension par post-tension. Nous avons vérifié que les pertes de tension initialement estimées (32%) étaient inférieures aux pertes calculées. Les contraintes normales et tangentielles restent dans les limites admissibles de traction, compression et cisaillement.

Etude de l'infrastructure

La deuxième étape concerne l'étude des appuis de l'ouvrage, où nous avons évalué les charges et leurs combinaisons afin de déterminer le ferrailage sous les conditions les plus défavorables. Pour la culée, cette évaluation a été réalisée à l'aide de calculs manuels, tandis que pour la pile, nous avons utilisé le logiciel de calcul Robot Millenium.

Il est important de souligner que la partie la plus complexe de cette étape était l'étude de la précontrainte et sa vérification correspondante.

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

Livres

- 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**).

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 2013
- Autocad 2019
- Microsoft Excel
- Autodesk structure analyse (ROBOT) 2014 / 2017

Annexe :

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