



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civile



*Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en
Travaux Publics Option : Voies et Ouvrages d'Arts*

Thème

*Etude d'un pont à poutres multiples en béton
Précontraint par post-tension.*



Proposé par : ENGOA

Réalisé par

M^{me} : TALEB Thanina

M^{me} : TALBI Hadjila

Encadré par :

M^{me} : MILOUDI. N



Promotion 2021

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre chère promotrice M^{me} MILOUDI Nassima pour les orientations et les précieux conseils qu'elle a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du Jury M^{me} GHANEM Fadhila et M^r RAHMOUNI Ouassim qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous sommes reconnaissants à notre université et à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation ; avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Dédicace

*Au bon dieu tout puissant, qui m' a aidé à réaliser
ce modeste travail.*

*Je dédie ce dernier à ma très chère maman pour
ses sacrifices et à mon très cher frère Amazigh.
Mes cousins et mes cousines*

*Et à tous ceux que j'aime et j'adore ma famille et
mes amis particulièrement Hassina.*

*A tous mes formateurs spécialement madame
Miloudi Nassima et madame Ghanem Fadhila*

*À ma binôme JIJ qui a fait preuves de patience
dans Les moments de stress au cours de ce travail*

*À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à
la réalisation de ce mémoire*

*Enfin à tous mes amis et collègues de la section
V.O .A*

À vous...

TALEB Thanina

Dédicace

Après avoir rendu à dieu le tout puissant et le bienveillant.

Je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste

travail :

A ma chère maman et mon cher papa

Dont le mérite ; les sacrifices et les qualités humaines m'ont

permise de vivre ce jour.

A mes frères et ma sœur

Ferhat, Aghilass et Massina

A mon meilleur ami Alilou

A ma binôme Thanina

A tous les gens que j'aime

A tous mes chers amis que j'ai connus et à toute la promotion

2021 V.O.A.

A tous mes formateurs spécialement madame Miloudi

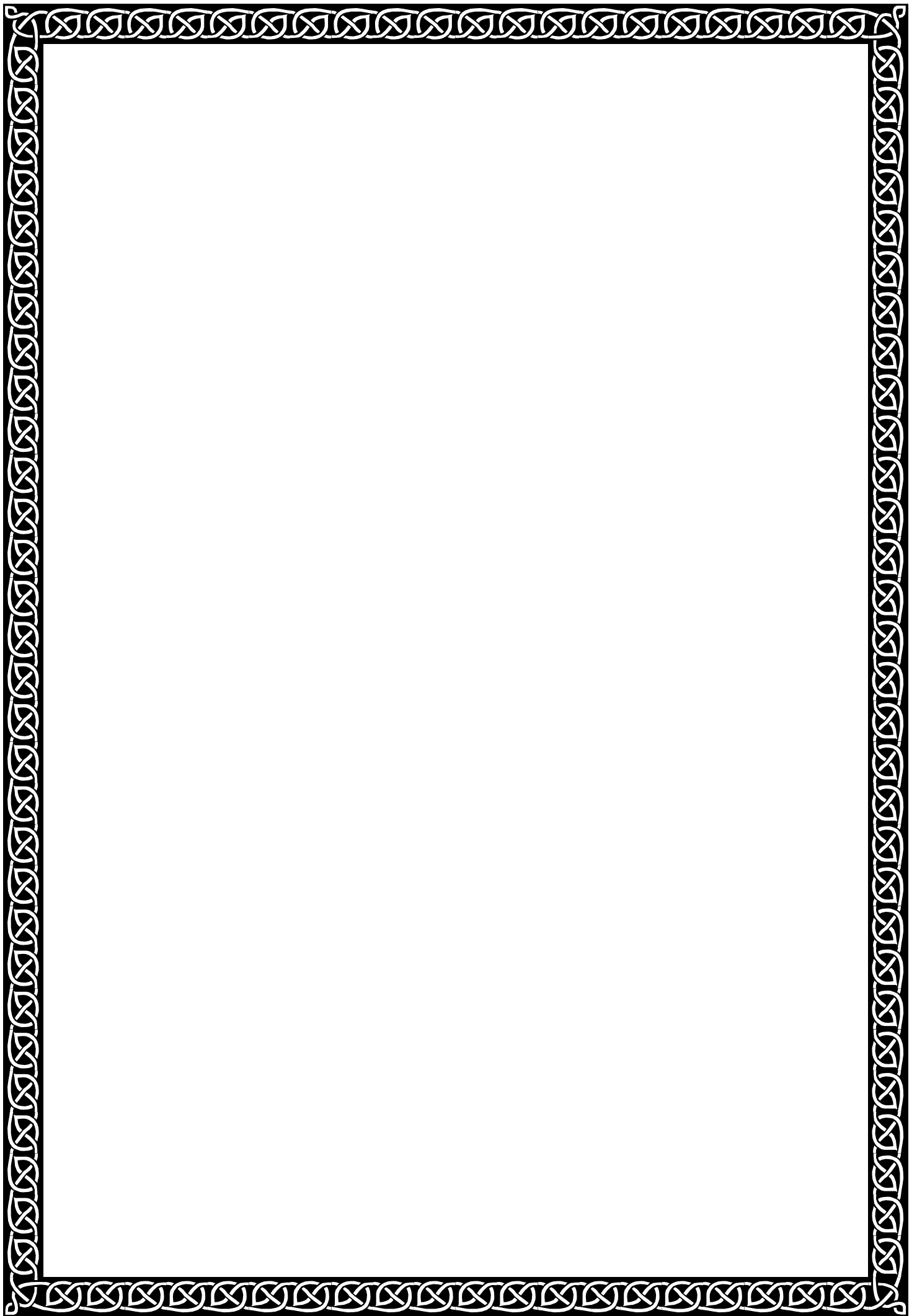
Nassima et madame Ghanem Fadhila et a toute l'équipe

pédagogique et administrative d'UMMTO pour l'aide qu'ils

ont toujours porté aux étudiants.

A Toute personne que je connais de près ou de loin.

Talbi Hadjila



Notations et symboles

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

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

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

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

E_{v_j} : 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.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite de traction Del 'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinale 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.

A_p : Section des aciers actifs

\emptyset : Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000heuresdes aciers actifs.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Épaisseur de l'âme.

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.

i^2 : Rayon de giration.

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 (dalle).

R : Résultantes des charges.

T : Effort tranchant.

P_K : Charge critique.

X_e : Section dangereuse.

Ω : Aire de la ligne d'influence.

r : La valeur de la rigidité de l'entretoise.

- α : Paramètre de torsion.
- θ : Paramètre d'entretoisement.
- V : Espacement des poutres.
- U : Espacement des entretoises.
- γ_p : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.
- γ_E : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
- I_p : Moment d'inertie propre de la poutre principale.
- I_E : Moment d'inertie propre de l'entretoise.
- I_a : Moment d'inertie propre de la section d'about.
- I_m : Moment d'inertie propre de la section médiane.
- K_a : Coefficient de répartition transversale.
- $2b$: Largeur active.
- n : Nombre de poutres.
- ρ_p : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
- ρ_E : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
- P_{\min} : Précontrainte minimale.
- P_I : 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 l'origine.
 n : Nombre de câbles
 e_p : Excentricité du câble moyen.
 σ_{sup} : Contrainte sur la fibre supérieure.
 σ_{inf} : Contrainte sur la fibre inférieure.
 \bar{V} : Effort tranchant limite.
 m : Nombre de gaines par lit.
 V_m : Effort tranchant minimum (à vide).
 V_M : Effort tranchant maximum(en charge).
 X_K : Longueur de la partie en courbe du câble/l'appui.
 X_d : Longueur de la partie en courbe du câble/l'appui.
 $a_{(x)}$: Somme vectorielle des déviations du câble.
 $(\Delta\sigma_p)_{frott}$: Perte de tension par frottement.
 $(\Delta\sigma_p)_g$: Perte de tension par glissement.
 $(\Delta\sigma_p)_{bi}$: Perte de tension par déformation instantanée du béton.
 σ_{p0} : Tension l'origine.
 r_m : Rayon moyen de la pièce.
 $(\Delta\sigma_p)_p$: Perte due à la relaxation de l'acier.
 $(\Delta\sigma_p)_{flu}$: Perte due au fluage du béton.
 $(\Delta\sigma_p)_r$: Perte due au retrait du béton.
 $\Delta\sigma_{ins}$: Pertes instantanées.
 $\Delta\sigma_d$: Pertes différées.
 $\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.
 $\overline{\sigma_x(y)}$: Contrainte normale longitudinale.
 V_{red} : Effort tranchant réduit.
 $S(y)$: Moment statique/au centre de gravité de la poutre.
 $b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau.
 M_U, N_U : Sollicitations agissant sur la section/ A_p .
 N_{bt} : Contrainte de traction dans le béton.
 P_m : Valeur probable de la précontrainte.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 f_g : Flèche due aux charges permanentes.
 f_p : Flèche due à la précontrainte.
 f_c : Flèche de construction.
 F_{D240} : Flèche due à la surcharge D_{240} .
 θ_g : Rotation due aux charges permanentes.
 θ_{D240} : Rotation due à la surcharge D_{240} .
 θ_p : Rotation due à la précontrainte.
 Δh_{max} : Déplacement maximal l'appui.
 A : Coefficient d'accélération de la zone.
 S : Coefficient du site.
 ξ : Taux d'amortissement critique.
 S_{ae} : Spectre de réponse élastique.
 T : La période élastique.
 η : Facteur de correction de l'amortissement.

d : Déplacement.
 F : Force sismique.
 E : Action sismique limité au mouvement d'ensemble.
 h : Haute urdu chevêtre.
 b_0 : Épaisseur fictif de la paroi du chevêtre.
 $T_u(v)$: Contrainte de cisaillement dû l'effort tranchant.
 $\tau_u(Mt)$: Contrainte de cisaillement dû à la torsion.
 N_s : Effort normal dû au séisme.
 H_s : Effort horizontal dû au séisme.
 M_U : Le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement
 e_a : Excentricité additionnelle.
 E : L'action sismique au niveau de la pile.
 M_U, N_U : Efforts exercés admissible.
 P_t : Poussée des terres.
 M_p : Moment fléchissant d'une charge située en arrière du mur garde grève.
 M_f : Moment fléchissant du au freinage.
 T_H : Effort tranchant dû aux efforts horizontaux.
 \emptyset : Angle de frottement interne du sol.
 H_U : Effort horizontal.
 V_U : Effort trenchant.

Chapitre I

Conception de l'ouvrage

Chapitre II

Pré-dimensionnement

Chapitre III

Charges et surcharges

Chapitre IV

Modélisation

Chapitre V

Etude de la précontrainte

Chapitre VI

Etude des appuis

Chapitre VII

Etude sismique

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : description de l'ouvrage	
I.1. Description de l'ouvrage.....	3
I.1.1. Superstructure	3
I.1.2. Infrastructure.....	4
I.2. Reconnaissances du site.....	4
I.2.1. Données fonctionnelles.....	4
I.2.2. Données naturelles (géotechnique).....	4
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	5
I.3.1. Introduction.....	5
I.3.2. Béton.....	6
I.3.3. Aciers :.....	7
Chapitre II: Pré-dimensionnement	
II.1. Pré-dimensionnement de la poutre	10
II.2. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	12
II.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes	13
II.3. Caractéristiques géométriques de la section nette :	16
Chapitre III : charges et surcharges	
III.1. Introduction	17
III.2. Calcul des charges	17
III.2.1. Les charges permanentes.....	17
III.2.2. Les compléments des charges permanentes	19
III.2.3. Poids du tablier.....	19
III.3. Calcul des surcharges (Charges d'exploitation).....	19
III.3.1. Système de charges A (RCPR 4.4).....	20
III.3.2. Système de charges B (Surcharge BC) (RCPR 4.10.1.2).....	21
III.3.3. Surcharge militaire Mc120 (RCPR 4.10.1.2).....	22
III.3.4. Charge exceptionnelle D240 (RCPR 4.11.1.2).....	22
Chapitre IV : Modélisation	
IV.1. Présentation du logiciel robot.....	24
IV.2. Modèle de calcul	24
IV.2.1. Les cas de charge considérés.....	25
IV.2.2. Les étapes de modélisation.....	25
IV.2.3. Effort interne dans les poutres.....	35

IV.4	Etude du platelage	36
IV.5	Ferraillage de la dalle	38

Chapitre V : Etude de la précontrainte

V.1	Procédés de la précontrainte	45
V.2	Dimensionnement de la précontrainte	46
V.2.1	Précontrainte minimale.....	46
V.2.2	Calcul du nombre de câbles.....	47
V.3	Tracé du câble.....	49
V.3.1	Principe de positionnement des câbles.....	49
V.3.2	Câble moyen fictif	53
V.4	Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes.....	54
V.5.	Les pertes de tension.....	59
V.5.1	Les pertes instantanées	59
V.5.1.1	Perte par frottement	59
V.5.1.2	Perte par recul d'ancrage	60
V.5.1.3	Les pertes par raccourcissement instantané du béton	65
V.6.1	les pertes différées	67
V.6.1.1	Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 »	67
V.6.1.2	Perte due à la relaxation des aciers « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »	68
V.6.1.3	Perte dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »	69

Chapitre VI: Etude des appuis

VI.1.	Etude de la pile :.....	74
VI.1.1	Choix du type d'ouvrage.....	75
VI.1.2.	Pré dimensionnement de la pile	75
VI.1.3	Etude du chevêtre.....	75
VI.1.3.1	Etude de chevêtre en flexion simple	75
VI.1.3.2	Ferraillage de chevêtre à la flexion	78
VI.1.3.3	Etude et ferraillage du chevêtre à la torsion	80
VI.1.4	Etude du fût.....	82
VI.1.4.1	Evaluation des efforts.....	82
VI.1.4.2	Stabilité du fût au flambement	84
VI.1.4.3	Calcul d'une section circulaire en flexion composée.....	85
VI.1.4.4	Calcul des armateurs transversaux	85
IV.2.	Etude de la culée	86
VI.2.1	Pré dimensionnement de la culée	87
VI.2.3	Détermination des différents cas de charge.....	88

a.	Les efforts dus aux charges permanentes	88
b.	Vérification de la stabilité	88
VI.2.4	Etude des éléments de la culée	89
VI.2.4.1	La dalle de transition	89
VI.2.4.2	Mure garde grève	91
VI.2.4.3	Le mur en retour	94
VI.2.4.4	Le corbeau d'appui.....	96
VI.3.	Etude de la semelle.....	96
VI.3.1	Vérification des dimensions	96
VI.3.2	Evaluation des efforts.....	96
VI.3.3	Détermination de nombre des pieux.....	97
VI.3.4	Ferrailage de la semelle (méthode des bielles).....	97
VI.4	Etude des pieux	99
VI.4.1	Action sur les pieux.....	99
VI.4.2	Calcul des moments par la formule de WARNER.....	100
VI.4.3	Ferrailage du pieu.....	101

Chapitre VII : Etude sismique

VII.1	Calcul parasismique	103
VII.1.1	Critères de classification	103
a.	Classe de l'ouvrage (RPOA article 2.2)	103
b.	Coefficient d'accélération de zone	103
c.	Coefficient d'accélération	103
d.	Classification du sol	103
e.	Facteur de correction d'amortissement.....	103
VII.1.2	Evaluation des efforts sismiques.....	104
VII.1.2.1	Composante horizontale du séisme.....	104
a.	Séisme horizontale.....	105
b.	Séisme transversale	110
Conclusion générale		116
Bibliographie		117

Liste de figures

Chapitre I : Conception de l'ouvrage

Figure I.1 : vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.....	3
Figure I.2 : carte de zonage sismique de l'Algérie.....	5
Figure I.3 : Diagramme des contraintes des aciers de précontraint.....	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure II.1 : coupe transversale d'une poutre.....	10
Figure II.2 : Notation utilisée.....	12
Figure II.3 : section médiane.....	13
Figure II.4 : section intermédiaire.....	14
Figure II.5 : Section d'about.....	15

Chapitre III : Charges et surcharges

Figure III.1 : dimension de l'hourdie revenant aux poutres.....	17
Figure III.2 : coupe longitudinale de la poutre (L/2).....	17
Figure III.3 : Détails des entretoises et les amorces.....	18
Figure III.4 : Système Bc.....	21
Figure III.5 : Système Mc120.....	22
Figure III.6 : Système D240.....	23

Chapitre IV : Modélisation

Figure IV.1 : La vue du modèle du tablier en 3D.....	24
Figure IV.2 : Changement des unités et les règlementations.....	25
Figure IV.3 : les lignes de construction.....	26
Figure IV.4 : Modélisation des poutres.....	26
Figure IV.5 : définition des appuis.....	27
Figure IV.6 : la modélisation des entretoises d'about.....	27
Figure IV.7 : définition d'épaisseur de panneaux.....	28
Figure IV.8 : Modélisation de la dalle.....	28
Figure IV.9 : Chargement sous le poids du revêtement.....	29
Figure IV.10: Chargement sous le poids du garde-corps.....	29
Figure IV.11: chargement sous la charge de la corniche.....	30
Figure IV.12: chargement sous la charge des accotements.....	30
Figure IV.13 : chargements sous le système A1.....	31
Figure IV.14: définition des charges roulantes.....	31
Figure IV.15 : Chargement sous le système Bc.....	32
Figure IV.16: chargement sous le système Mc120.....	32
Figure IV.17: chargement sous le système D240.....	33
Figure IV.18: les combinaisons de charges.....	34
Figure IV.19 : Lancement du calcul.....	34
Figure IV.20: Diagramme du moment sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	35
Figure IV.21: Diagramme du moment sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	35
Figure IV.22 : Moment maximum longitudinal dans la dalle a l'ELU.....	36

Figure IV. 23: Moment maximum longitudinal dans la dalle a l'ELS	36
Figure IV. 24 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU	37
Figure IV. 25 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU	37

Chapitre V : Etude de la précontrainte

Figure V. 1: Tracé d'un câble.....	49
Figure V. 2: disposition des câbles.....	51
Figure V. 3: Tracé des câbles	52
Figure V.4 : Composantes de la force de précontrainte	54
Figure V. 5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2	62
Figure V. 6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3	63
Figure V. 7 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4	64

Chapitre VI : Etude des appuis

Figure VI. 1 : Détail de la pile.....	74
Figure VI. 2: la modélisation de chevêtre	77
Figure VI. 3 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable.....	77
Figure VI. 4: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable.....	78
Figure VI. 5 : La torsion du fût + chevêtre.....	80
Figure VI. 6: Ferrailage du chevêtre	82
Figure VI. 7: Abaque de WALTHER	85
Figure VI. 8 : Ferrailage de futs	86
Figure VI. 9 : ferrailage de la dalle de transition	91
Figure VI. 10 : ferrailage de mur garde-grève	93
Figure VI. 11 : Ferrailage de mur retour	95
Figure VI. 12 : ferrailage de corbeau	96
Figure VI. 13: Ferrailage de la semelle en plan (nappe supérieure).....	99
Figure VI. 14: Ferrailage de la semelle en plan (nappe inférieure).....	99
Figure VI. 15: Système statique des pieux	100
Figure VI. 16: ferrailage des pieux	102

Chapitre VII : Etude sismique

Figure VII. 1 : Séisme longitudinale.	105
Figure VII. 2 : Réactions d'appui pour différents types de pont.....	114

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II. 1 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.....	13
Tableau II. 2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis	14
Tableau II. 3: Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.	15
Tableau II. 4: Caractéristiques géométriques de différentes sections avec hourdis	15

Chapitre III : Charges et surcharges

Tableau III. 1 : Classe des ponts.	20
Tableau III. 2 : Coefficient d'agressivité transversale de la charge	20

Chapitre IV : Modélisation

Tableau IV. 1 : Valeurs des charges considérées.	25
Tableau IV. 2: Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61.....	33
Tableau IV. 3 : Espacement des armatures	40

Chapitre V : Etude de la précontrainte

Tableau V. 1 : Caractéristiques de la section nette.....	47
Tableau V. 2: Paramètres de calcul des câbles.	51
Tableau V. 3: récapitulatif des longueurs des câbles.	53
Tableau V. 4 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)	54
Tableau V. 5 : caractéristiques géométriques de la gaine.	55
Tableau V. 6 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.	55
Tableau V. 7 : caractéristiques géométriques de la gaine.	56
Tableau V. 8 : Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.	56
Tableau V. 9 : Composantes de la précontrainte à 1m de l'about (poutre seule).....	56
Tableau V. 10 : caractéristiques géométriques de la gaine.	57
Tableau V. 11 : Caractéristiques de la section à 1m de l'about sans hourdis.	57
Tableau V. 12 : caractéristiques géométriques de la gaine	57
Tableau V. 13 : Caractéristiques de la section 1m de l'about avec hourdis.....	58
Tableau V. 14 : Composantes de la précontrainte à la médiane (poutre seule).....	58
Tableau V. 15 : Caractéristiques de la section médiane.....	58
Tableau V. 16 : Caractéristiques de la section médiane.....	60
Tableau V. 17 : Les valeurs de σ_i pour chaque câble.....	60
Tableau V. 18 : Résultats des calculs des aires.	61
Tableau V. 19 : La tension des câbles	64
Tableau V. 20 : Récapitulative des pertes par recule d'ancrage.....	65
Tableau V. 21 : Valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton	66
Tableau V. 22 : Pertes instantanées totales à différentes sections (MPa).	67
Tableau V. 23 Tensions initiales probables « σ_{Pi} (MPa) ».....	67
Tableau V. 24 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton.....	68
Tableau V. 25 Pertes par relaxation dans les câbles.....	69
Tableau V. 26 : Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles.	72
Tableau V. 27 : Pertes différées totales des différentes sections.....	72

Tableau V. 28 : Pourcentage des pertes.	73
--	----

Chapitre VI : Etude des appuis

Tableau VI. 1 : Valeurs des charges et surcharges aux états limites.	76
Tableau VI. 2: Efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.	78
Tableau VI. 3: Ferrailage longitudinal du chevêtre.....	79
Tableau VI. 4: Ferrailage longitudinal du chevêtre.....	83
Tableau VI. 5: Combinaison des efforts.....	84
Tableau VI. 6 : Les charges permanentes.....	88
Tableau VI. 7 : Valeurs de M_{max} et de T_{max}	90
Tableau VI. 8: Valeur de M et T à l'ELS et l'ELU	90

Introduction générale

L'évolution de la technologie des ponts peut être divisée en deux périodes : la période romaine et la période contemporaine. Le pont représentatif dans la période romaine était le pont en arc en plein cintre. Le matériau de construction de base était la pierre. Pendant plus de 2 000 ans, la conception des ponts n'a pas connu d'évolution, jusqu'à la période contemporaine a commencé avec la révolution industrielle, lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et où parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée par le développement des ponts en béton armé puis en précontraints, des ponts suspendus de grandes portées et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier.

D'une façon générale, Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- les ponts à poutres précontraintes par pré-tension qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres
- les ponts à poutres précontraintes par post-tension, objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le viaduc P.K+700, implanté dans la région entre CHIFFA et BERROUAGHIA avec une longueur de 320. Ce pont fait partie du projet Est-ouest qui relie la willaya de Blida à la willaya de Médéa.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons dimensionner et étudier d'une manière profonde, les différentes parties du pont, pour se faire nous avons établi un plan de travail contenant 7 chapitres :

Chapitre 1 : « Conception de l'ouvrage ». Dans ce chapitre nous avons étudié les différents types des ponts ainsi que leurs importances et la démarche de conception. Nous avons décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles concernant notre projet. Après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base, on s'est intéressé à la définition des caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre 2 : « Caractéristiques géométriques et pré – dimensionnement ». Nous avons pré dimensionnées toutes les éléments constituant le tablier et les différents équipements du pont, en suite, nous avons défini les caractéristiques géométriques de la poutre.

Chapitre 3: « Charges et surcharges ». Nous avons cité toutes les charges dues au trafic et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre 4 : « Modélisation du tablier par ROBOT et L'étude de l'hourdis et de l'entretoise ». Ce chapitre a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le

fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Nous avons aussi étudié la répartition longitudinale et transversale des efforts, et effectuer le ferrailage pour toute la dalle et pour l'entretoise.

Chapitre 5 : « Etudes de la précontrainte et les pertes de tension ». En se basant sur le règlement du BPEL, nous avons introduit la notion de classe de précontraintes, ainsi que le traitement mécanique qui consiste augmenter la résistance à la traction du matériau.

Chapitre 6 : « Etude des appuis ». Nous avons définis les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Nous avons cité les caractéristiques de la fonction mécanique, et l'évaluation des efforts sollicitant la culée ainsi que le ferrailage.

Chapitre 7 : « Etude sismique ». Nous avons étudié le calcul parasismique qui est fait selon le schéma de calcul défini dans l'annexe A [Guide d'application du R.P.O.A].

I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet nous a été exécuté par l'E.N.G.O.A (entreprise national des grands ouvrages d'arts), il consiste à faire la conception et l'étude d'un pont routier a poutres multiples en béton précontraint par post-tension. Ce pont fait partie du projet Est-ouest qui relie la wilaya de Blida à la wilaya de Médéa .Ce viaduc connu sous le code **P.K+700** sera implanté dans la région entre CHIFFA et BERROUAGHIA avec une longueur de 320 m et une largeur de 32.2 m.

Le site du projet se trouve sur le côté gauche de la R.N.1, sens Nord, au niveau de son dédoublement en deux voies bien distinctes. Il est à environ 04 km du village d'El Hamdania, entre les bornes kilométriques n°75 et 74. L'assiette du projet est située sur un flanc de relief.

I.1.1. Superstructure



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

a. Tablier

L'ouvrage possède une longueur de 320m,

b. Poutres

L'ouvrage possède 8 travées de 40m avec 9 poutres par travée et un espacement entre les poutres de 1.7 m pour une largeur totale de 15.75 m.

Les poutres sont construites en béton précontraint en post-tension.

c. Hourdis

Une dalle d'épaisseur constante de 0.25m.

d. Entretoises

L'épaisseur de l'entretoise fait 0.35m et la hauteur totale est de 1.95 m

e. Equipements

- **Étanchéité** : L'étanchéité de l'ouvrage est une étanchéité fine en résine de 2,5mm.

La masse volumique de cette couche d'étanchéité est considérée égale à 2,2 t/m³.

- **Béton bitumineux (couche de roulement)**

L'ouvrage a un béton bitumineux de 10 cm.

La masse volumique de cette couche est égale à 2,4 t/m³.

- **Garde-corps et corniche**

Le poids des gardes corps est pris égal à 150 kg/ml par rives.

I.1.2. Infrastructure

a. Les appuis

- **Piles** : Les piles sont constituées de trois futs circulaires de diamètre constant 2.60 m, ils correspondent avec le chevêtre un système à portique ce qui permet de mieux équilibrer l'ouvrage vis-à-vis des efforts sismiques.
- **Culée** : Le modèle est constitué d'éléments plaques (sommier, mur garde grève, murs en retour et latéraux), poutres (pieux) et ressorts linéaires (interaction sol-structure).

b. Les fondations

- **Pieux** : En fonction de la capacité portante de sol de fondation, nous avons pour les culés (2*4 pieux) et pour les piles (3*4 pieux), le diamètre des pieux est 1.20m, leur longueur à partir de la sous face de la semelle est de 20m.
- **Semelles** : Les fondations sont constituées d'une semelle de fondation et d'un groupe de pieux. L'épaisseur des semelles est égale à 2.50 m pour P1 et P7 et est égale à 2.00m pour C0. L'épaisseur des semelles est égale à 3.0 m pour P2, P6 et C8.

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. Profile 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 ou aux contraintes naturelles, et en fonction de type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

b. Profile en travée

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur rouable $L_r = 13.5$ m
- Nombre de voies de circulations = 4 voies.
- La pente: variée de 3.4% à 5%

c. Profile en plan

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 320 m.

I.2.2 Données naturelles (géotechnique)

a. Cadre géologique du site

La géologie du site a été mise en évidence par la réalisation de 07 sondages carottés figés à - 30 ml. Ils ont révélé la lithologie suivante : une terre végétale surmontant généralement d'un recouvrement limono-argilo-sableux alternant avec des bancs calcaires centimétriques ou bien des touts -venants -de butte, reposant sur des marnes- calcaro - schisteuses très compactes, localement très altérées et fracturées.

b. Le climat de la région

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température moyenne la plus élevée correspond au mois d'Aout et est de 26°C, le minimum absolu a été enregistré au mois de Décembre et correspond à 5,3°C. Le maximum absolu observé a été enregistré au mois de Juillet et correspond à 47°C. L'écart entre les températures des mois de Juillet – Aout et celles de Janvier est appréciable malgré la proximité de la mer (16°C) ; cependant cette zone est considérée dans l'ensemble comme une zone chaude durant les mois de Juin, Juillet, Aout et Septembre.

c. La sismicité

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autre notre région d'étude. Le site du projet se trouve à la limite des communes de Tamezguida avec Hamdania, toutes deux classées en zone sismique II b dans l'annexe B du D.T.R. –R.P.O.A. 2008. La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation en vigueur. Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de tenir compte du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'arts.

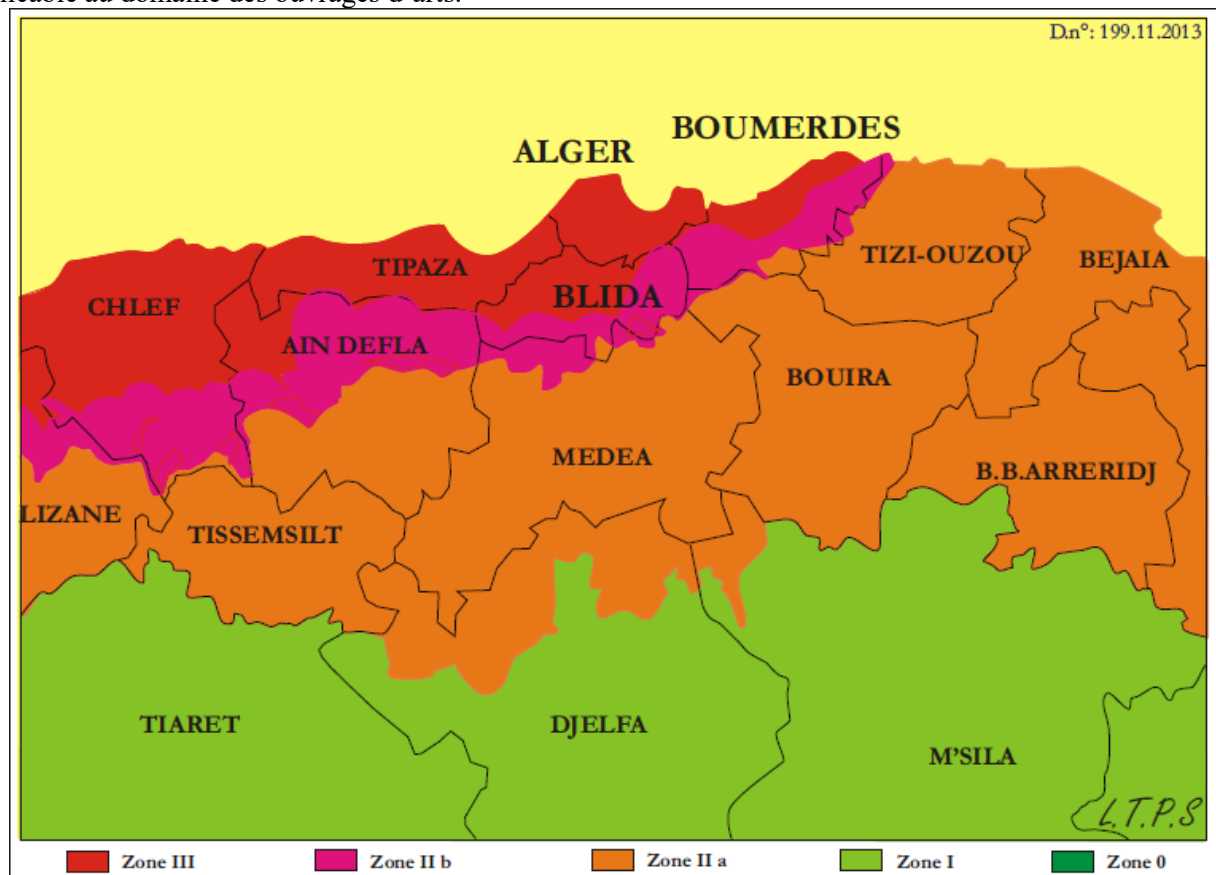


Figure I.2 : carte de zonage sismique de l'Algérie

I.3. Caractéristiques des matériaux

I.3.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne par la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception suivant les règles BAEL91 BPEL91

Modifié 99 qui se base 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 entrainerait 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, j 28 jours est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

Donc :

- Poutre et entretoise en Béton précontraint : 35 /27 MPa
- Dalle en béton armé : 35/27 MPa
- Corniche et trottoir : 35 /27 MPa
- Culées, piles semelles : 35 MPa
- Pieux : 27MPa

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:

Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes. $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

- Poutre et entretoise en Béton précontraint : 2.5/2.22 MPa
- Dalle en béton armé : 2.5/2.22 MPa
- Corniche et trottoir : 2.5/2.22 MPa
- Culées, piles semelles : 2.5 MPa
- Pieux : 2.22 MPa

d. Coefficient de poisson

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

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 **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient **null**. On prend

pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (**ELS**) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (**ELU**).

e. Module de Young

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

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

Donc :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{35} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 35981 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{27} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 33000 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour des charges de longue durée d'application en tenant compte du retrait et fluage, 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:

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{35} \Rightarrow E_{v28} = 12103 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{27} \Rightarrow E_{v28} = 11100 \text{ MPa} \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 19.8 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 25.9 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 19.95 \text{ MPa} \end{cases}$$

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 Limite 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 armatures 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 T15S, classe 1860(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 12T15S.

- 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, il nécessaire de connaître la relation entre la contrainte et la déformation, aux différents stades de calcul.

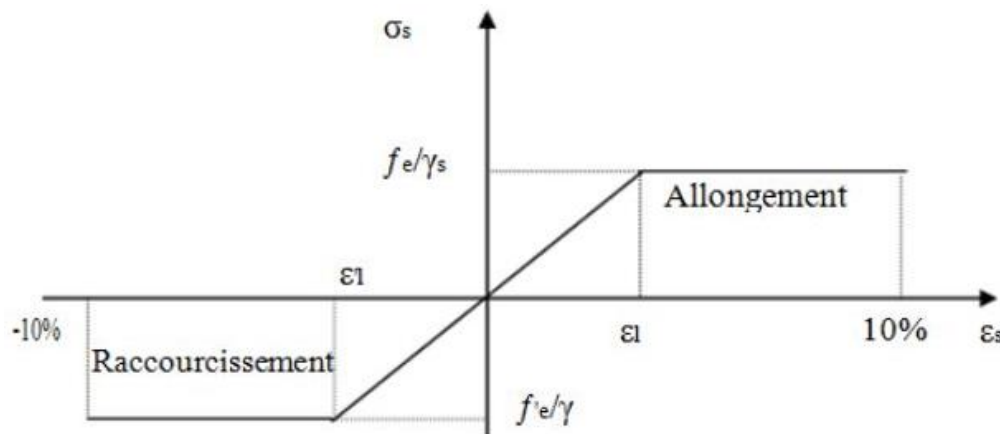


Figure I.3 : Diagramme des contraintes des aciers de précontraint

b. Acier passif (BAEL) :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

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 :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ Situation durable ou transitoire} \Rightarrow \sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ Situation accidentelle} \Rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

II.1. Pré-dimensionnement de la poutre

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

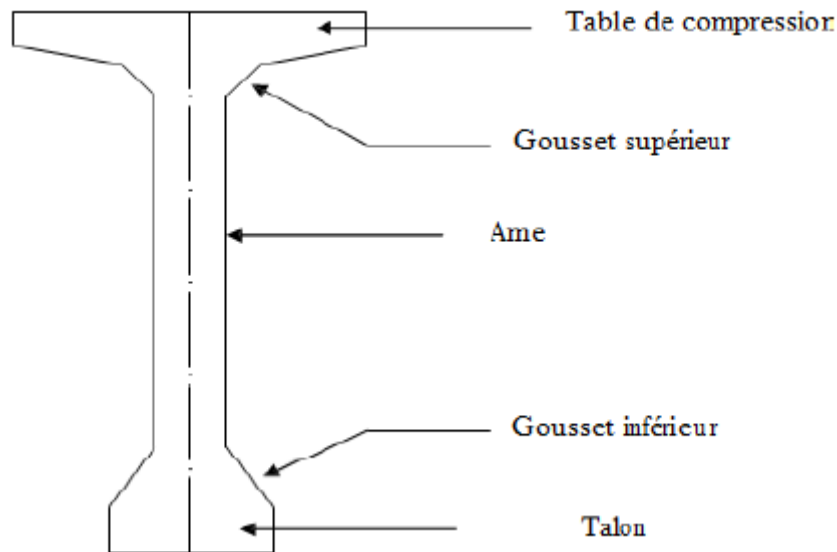


Figure II.1 : coupe transversale d'une poutre

II.1.1 Hauteur de la poutre

L'élanement des poutres varie entre :

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

On a : $L = 40$ m alors $1.8 \leq h \leq 2.22$ m. On prendra $H_p = 2.00$ 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

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 = \frac{13.50}{1.7} + 1 = 9.04$$

La : est la distance entraxe d'appuis de rive 13.5 m.

λ : Entraxe des poutres : $1.5 \leq \lambda \leq 2.5$. On fixe entraxe $\lambda = 1.7$ m

Donc **N = 9 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 coulée sur place.

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

$$0,6 \times 2.00 \leq b \leq 0,7 \times 2.00.$$

$$1.20 \leq b \leq 1,40.$$

On prend : $b = 1.40$ m.

b. Epaisseur de la table de compression:

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

Donc : $e = 11.5$ 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 60 cm, cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

$$b_t = 60\text{ cm.}$$

b. La hauteur du talon est

$$10 \leq h_t \leq 20$$

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

II.1.5 Epaisseur de l'âme en travée (b_0)**a. Section d'about**

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

On fixe : $b_0 = 60\text{ cm.}$

b. Section intermédiaire

$$25 \leq b_0 \leq 35 \rightarrow \text{On fixe } b_0 = 35\text{ cm}$$

c. Section médiane

$$18 \leq b_0 \leq 25 \rightarrow \text{On fixe } b_0 = 25\text{ cm}$$

II.1.6 Goussets**a. Le gousset de jonction entre le talon et l'âme**

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

$$b_t \text{ Largeur du talon} \quad b_t = 60\text{ cm}$$

-Pour la poutre médiane on aura :

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

$$\frac{60-25}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \frac{60-25}{2}$$

$$17.5 \leq h_g \leq 26.25$$

On prend : $h_g = 22.5\text{ cm}$

-Pour la poutre intermédiaire on aura :

$$\frac{60-35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \frac{60-35}{2}$$

$$12.5 \leq h_g \leq 18.75$$

On prend : $h_g = 17.5 \text{ cm}$

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

Gousset de la table de compression:

- Section d'about : $\alpha_1 = 8^\circ$ $e_1 = 2.5 \text{ cm}$
- Section intermédiaire : $\alpha_1 = 8^\circ$ $e_1 = 4 \text{ cm}$ $\alpha_2 = 57^\circ$ $e_2 = 5.6 \text{ cm}$
- Section médiane : $\alpha_1 = 8^\circ$ $e_1 = 4 \text{ cm}$ $\alpha_2 = 57^\circ$ $e_2 = 11.9 \text{ cm}$

II.1.7 Epaisseur d'hourdis :

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale du hourdis liée à l'espacement entre axe 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)

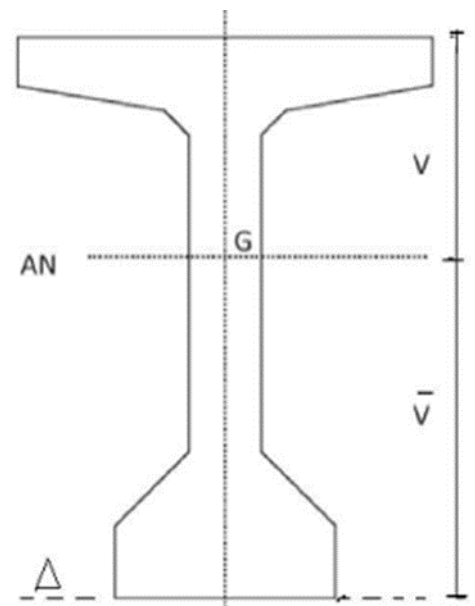


Figure II.2 : Notation utilisée

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.

II.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes

a. Section médiane sans hourdis

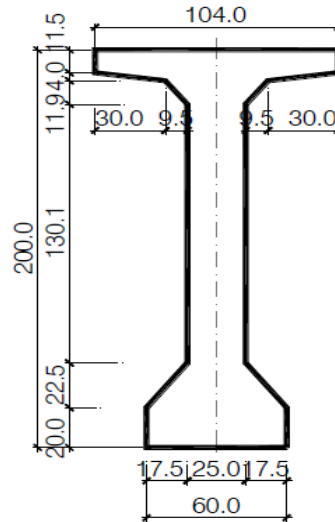


Figure II 3 : section médiane

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

Num	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm ³)	Z' (cm) =	I0 (cm ³ xcm)	IΔ = I0+BxZ2 (cm ⁴)
1	104	11,5	1196	194,25	232323	194,3067353	13180,91667	45141923,67
2	30	4	120	186,5	22380	186,5047662	106,6666667	4173976,667
3	9,5	11,9	226,1	182,55	41274,555	182,6146444	1334,084208	7536004,099
4	9,5	4	38	182,5	6935	182,5048706	33,77777778	1265671,278
5	25	168,5	4212,5	84,25	354903,125	112,3333333	9966862,76	39867451,04
6	17,5	22,5	393,75	31,25	12304,6875	32,15	11074,21875	395595,7031
7	60	20	2400	10	24000	13,33333333	40000	280000
Totale			8586,35		694120,3675		10032592,42	98660622,46

IG (cm ³ xcm)	V ³ (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
42547945,41	80,83998061	119,1600194	4955,300612	0,514414545

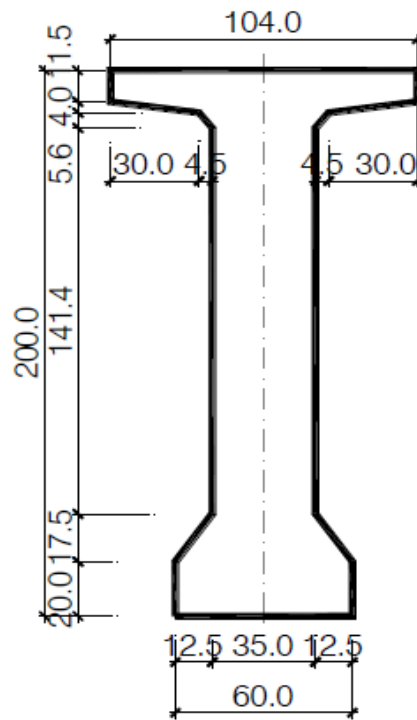
b. Section intermédiaire


Figure II 4 : section intermédiaire

Tableau II. 2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis

Désignat ion	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _A = B x Z (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ = I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
1	104	11,5	1196	194,25	232323	194,3067353	13180,91667	45141923,67
2	30	4	120	186,5	22380	186,5047662	106,6666667	4173976,667
3	4	4	32	186,5	5968	186,5071492	21,33333333	1113053,333
4	4,5	5,6	25,2	181,7	4578,84	181,7095885	43,904	832019,132
5	35	188,4	6594	94,2	621154,8	125,6	19504260,72	78017042,88
6	12,5	17,5	218,75	28,75	6289,0625	29,34178744	3721,788194	184532,3351
7	12,5	20	500	10	5000	13,33333333	8333,333333	58333,33333
Totale			8685,95		897693,7025		19529668,66	129520881,3

IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
36744157,61	103,3500886	96,64991135	4230,298081	0,423505112

c. Section d'about

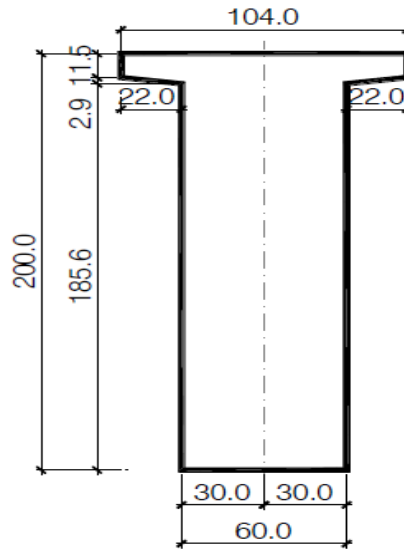


Figure II 5 : Section d'about

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

Num	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S Δ = B x Z (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I Δ = I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
1	104	11,5	1196	194,25	232323	194,3067353	13180,91667	45141923,67
2	22	2,9	63,8	187,05	11933,79	187,0524978	29,80877778	2232245,228
3	60	188,5	11310	94,25	1065967,5	125,6666667	33489145,63	133956582,5
Totale			12569,8		1310224,29		33502356,35	181330751,4

IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
44758356,44	104,23589	95,76411001	3560,785091	0,356718561

d. Poutre avec hourdi

Tableau II. 4: Caractéristiques géométriques de différentes sections avec hourdis

	Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S Δ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I Δ (cm ⁴)
Section médian	Poutre		8586,35		694120,3675	10032592,42	98660622,46
	Hourdis	166x25	4150	225	933750	337500	210431250
	Poutre +hourdis		12736,35		1627870,368	10370092,42	309091872,5
Section intermédiaire	Poutre		8685,95		897693,7025	19529668,66	129520881,3
	Hourdis	166x25	4150	225	933750	337500	210431250
	Poutre +hourdis		12835,95		1831443,703	19867168,66	339952131,3
Section d'about	Poutre		12569,8		1310224,29	33502356,35	181330751,4
	Hourdis	208x25	5200	225	1170000	337500	263587500
	Poutre +hourdis		17769,8		2480224,29	33839856,35	444918251,4

	IG (cm⁴)	V' (cm)	V (cm)	r² (cm²)	ρ (%)
Section médian	101028971,1	127,8129423	97,18705771	7932,333135	0,638583478
Section intermédiaire	78640266,2	142,6808068	82,31919316	6126,563768	0,52161527
Section d'about	98740324,31	139,5752507	85,42474929	5556,636783	0,466036444

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 :

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

III.1 Introduction

L'objet de ce chapitre d'étudier le comportement du tablier du pont, on commence par le calcul des charges et surcharge.

III.2 Calcul des charges

III.2.1 Les charges permanentes

Sont toute les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. Elles sont constituées des :

- Eléments porteurs: Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanentes).
- Eléments non porteurs : Tels que: le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

a. Hourdis

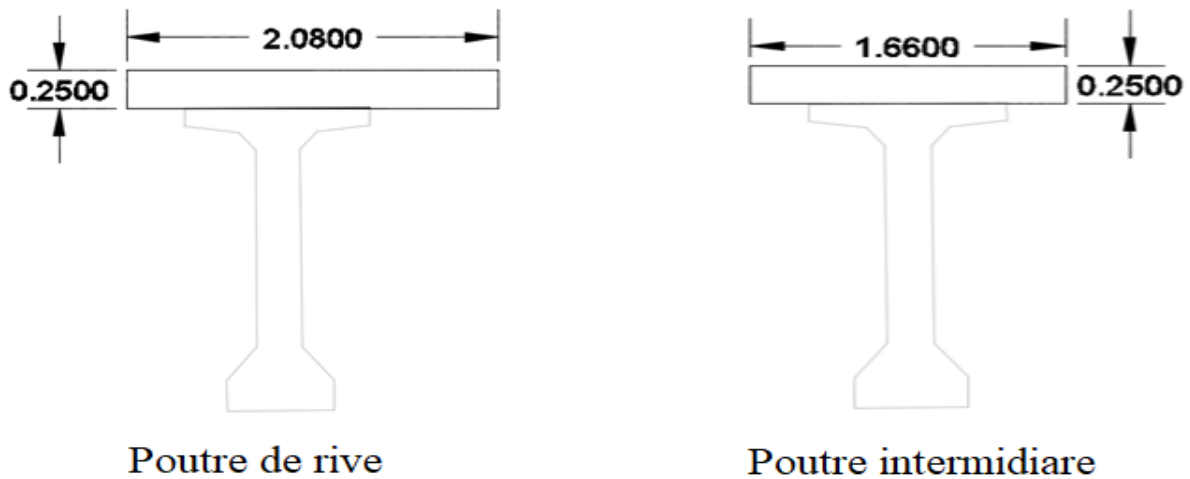


Figure III. 1 : dimension de l'hourdie revenant aux poutres

Épaisseur de l'hourdis est de 25cm.

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :
 $P_i = 0.25 \times 1.66 \times 2.5 \times 1 = 1.0375 \text{ t/ml.}$
- Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive est :
 $P_r = 0.25 \times 2.08 \times 2.5 \times 1 = 1.30 \text{ t/ml.}$
- Le poids propre de la dalle :
 $P_D = 7 \times 1.30 + 1.0375 \times 2 = 9.861 \text{ t/ml.}$

b. Poutre

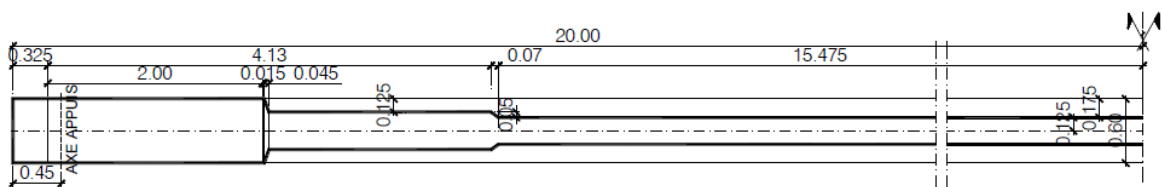


Figure III. 2 : coupe longitudinale de la poutre (L/2)

$$P_T = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_1 = 2.34 \times 1.257 \times 2.5 = 7.35 \text{ t}$$

$$P_2 = 2.18 \times 0.869 \times 2.5 = 4.73 \text{ t}$$

$$P_3 = 15.475 \times 0.731 \times 2.5 = 28.28 \text{ t}$$

$$P_p = 2 \times (7.35 + 4.73 + 28.28)$$

$$P_p = 80.72$$

$$P_p = 80.72/40 = 2.018 \text{ t/ml}$$

Le poids de toutes les poutres: $P_{PT} = 2.018 \times 9 = 18.162 \text{ t/ml}$

c. Les entretoises et les amorces

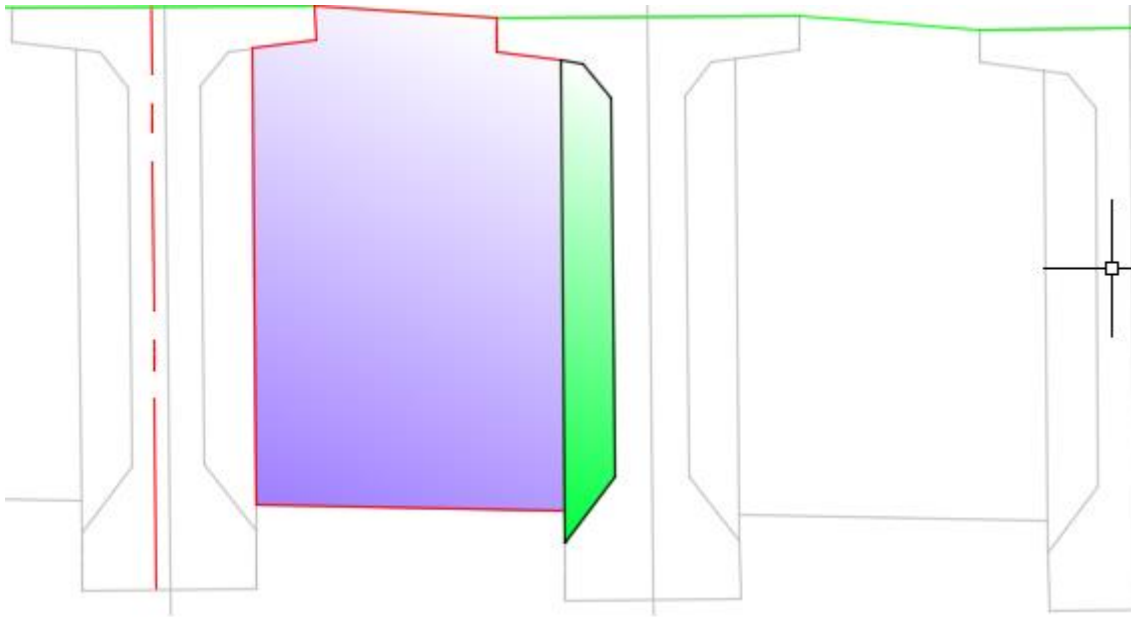


Figure III. 3 : Détails des entretoises et les amorces

❖ Les entretoises

Poids de l'entretoise : $P_{\text{entretoises}} = S \times e \times \rho_b$

$$S = 1.744 \text{ m}^2$$

$$P_e = 1.744 \times 0.36 \times 2.5 = 1.57 \text{ t/ml}$$

- Poids de l'entretoise revenant à une poutre de rive

$$P_{er} = \frac{1.57 \times 1}{40} = 0.039 \text{ t/ml}$$

- Poids de l'entretoise revenant à une poutre intermédiaire

$$P_{ei} = \frac{1.57 \times 2}{40} = 0.0785 \text{ t/ml}$$

- Poids totale

$$P_t = 2 \times 0.039 + 6 \times 0.0785 = 0.549 \text{ t/ml}$$

❖ Les amorces

Poids de l'amorce = $S_a \times e \times \rho_b$

$$S = 0.526 \text{ m}^2$$

$$P_a = 0.526 \times 2.5 \times 0.36 = 0.4734 \text{ t/ml}$$

- Poids de l'entretoise revenant à une poutre de rive

$$P_{er} = \frac{0.4734 \times 1}{40} = 0.012 \text{ t/ml}$$

- Poids de l'entretoise revenant à une poutre intermédiaire

$$P_{ei} = \frac{0.4734 \times 2}{40} = 0.024 \text{ t/ml}$$

- Poids totale

$$P_t = 2 \times 0.012 + 6 \times 0.024 = 0.166 \text{ t/ml}$$

d. Les Charges Permanentes CP total

$$\text{CP} = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{entretoise}} + P_{\text{amorce}} = 9.861 + 18.162 + 0.549 + 0.166$$

$$\text{CP} = 28.74 \text{ t/ml}$$

III.2.2 Les compléments des charges permanentes

Ces charges sont appelées CCP, et concernent :

- La chaussée
- Les trottoirs (trottoir, la corniche, glissières de sécurité, le garde-corps).

a. Poids de la chaussée

La chaussée est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 8 cm d'épaisseur de densité 2,4t/m³, et de couche d'étanchéité d'épaisseur 2 cm et de densité 2,2 /m³.

Revêtement bitumineux : $2,4 \times 0,08 \times 14.5 = 2.784 \text{ t/ml}$

Couche d'étanchéité : $2,2 \times 0,02 \times 14.5 = 0.638 \text{ t/ml}$

Donc : $P_c = 2.784 + 0.638 = 3.422 \text{ t/ml}$

b. Poids des accotements

$$P_1 = 0.20 \times 0.5 \times 1 \times 2.5 = 0.25 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 0.20 \times 0.25 \times 2.5 = 0.125 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{tot}} = 0.25 + 0.125 = 0.375 \text{ t/ml}$$

c. Poids de garde-corps

$$P_{\text{Garde-corps}} = 0.15 \text{ t/ml}$$

d. Poids de corniche

$$P_{\text{corniche}} = 0.152 \text{ t/ml}$$

Poids totale

$$\text{CCP} = P_c + P_{\text{accotements}} + P_{\text{Garde-corps}} + P_{\text{corniche}}$$

$$\text{CCP} = 3.422 + 0.375 + 2(0.15) + 0.152$$

$$\text{CCP} = 3.842 \text{ t/ml}$$

III.2.3 Poids du tablier

$$\text{CP} + \text{CCP} = 28.74 + 3.842 = 32.582 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{tab}} = 33.386 \times L = 32.582 \times 40$$

$$P_{\text{tab}} = 1303.3 \text{ t}$$

III.3 Calcul des surcharges (Charges d'exploitation)

On distingue

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

a. La largeur du roulement (L_r) : L_r = 13.5 m

b. La largeur chargeable (L_c) : L_c = 13.5 m

c. Le nombre de voie

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3.5 de leur largeur chargeable L_c :

$$N = \frac{L_c}{3}$$

$$N = \frac{13.5}{3} \quad N = 4 \text{ voies}$$

d. Largeur d'une voie

$$L_v = \frac{Lr}{N}$$

$$L_v = \frac{13.5}{4} = 3.375 \text{ m}$$

Nota : D'autre part on peut avoir 3voies de 3.5 m et une seule de 3m

e. Classe de ponts routes

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur du roulement :

Tableau III. 1 : Classe des ponts.

La classe	La largeur de roulement
1	$Lr \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5\text{m} < Lr < 7\text{m}$
3	$Lr \leq 5,5\text{m}$

On a $Lr > 7 \text{ m}$ donc notre pont est classé dans la **1^{ère} classe.**

III.3.1 Système de charges A (RCPR 4.4)

Pour les ponts comportent des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée :

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

Avec :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{40+12} = 922.3 \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 0.9223 \text{ t/m}^2$$

Tableau III. 2 : Coefficient d'agressivité transversale de la charge

Classe de pont	Nombre de voie				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

$a_1 = 0.75$ (pont de première classe + 4 voies)

Et $a_2 = \frac{L_v}{L_{v0}} = 1.03$

$$A(L) = 0.9223 \times 0.75 \times 1.03 = 0.712 \text{ t/m}^2$$

$$A(L) = 0.712 \text{ t/m}^2$$

Pour une voie chargée : $Q_{A(L)} = 0.712 \times 3.5 = 2.49 \text{ t/ml}$

Pour deux voies chargée : $Q_{A(L)} = 0.712 \times 7 = 4.984 \text{ t/ml}$

Pour trois voies chargée : $Q_{A(L)} = 0.712 \times 10.5 = 7.476 \text{ t/ml}$.

Pour quatre voies chargée : $Q_{A(L)} = 0.712 \times 13.5 = 9.612 \text{ t/ml}$

III.2 Système de charges B (Surcharge BC) (RCPR 4.10.1.2)

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux.

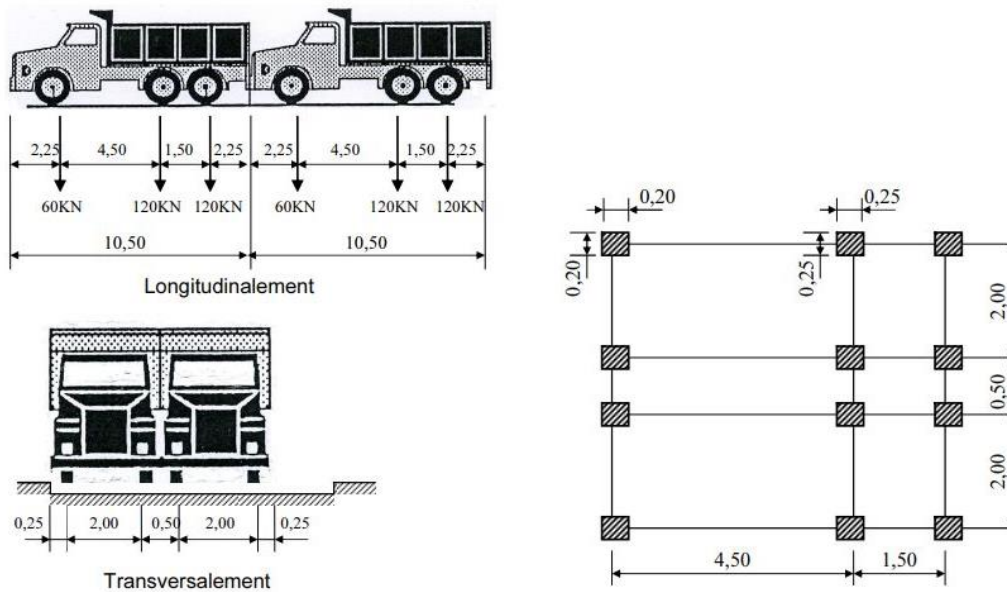


Figure III. 4 : Système Bc

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

Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 3 : Valeur du coefficient b_c .

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

a. Détermination du coefficient de majoration dynamique δ

D'après l'article 6.2.1.1 de RCPR 2008, pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération les coefficients des majorations.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

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

- L : portée de la travée (L=40m)
- G : poids total du tablier (1335.44 t)
- $b_c = 0,80$
- Q : la charge (B) appliquée sur l'élément pris avec pondération

$$Q = \max \{ Bc \times b_c \times n \times 2 ; Bt \times b_t \times n \times 2 \}$$

$$Q = \max \{ 30 \times 0.8 \times 4 \times 2 ; 16 \times 1 \times 4 \times 2 \}$$

$$Q = \max \{192 ; 128\} \rightarrow Q = 192t$$

$$\text{Donc : } \delta = 1.06$$

III.3.3 Surcharge militaire Mc120 (RCPR 4.10.1.2)

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 et susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B. Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois. Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

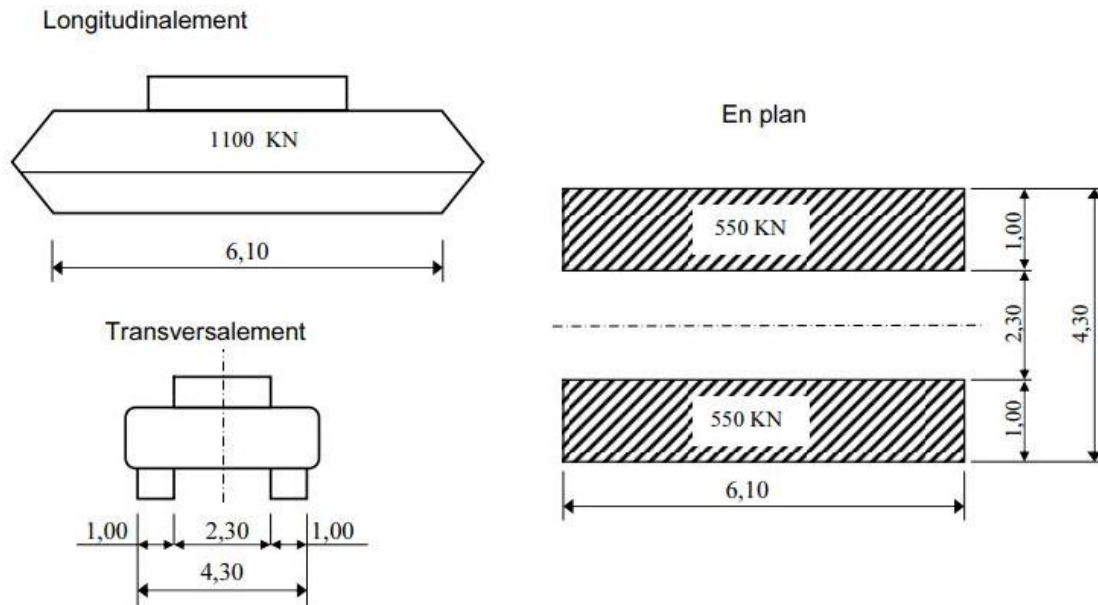


Figure III. 5 : Système Mc120

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ_M

$$\delta_M = 1 + \alpha + \beta$$

$$\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{Q_M}}$$

- Q_M : la charge (M) appliquée sur l'élément pris avec pondération

$$Q = 120 t$$

$$\text{Donc : } \delta = 1.05$$

III.3.4 Charge exceptionnelle D240 (RCPR 4.11.1.2)

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total.

$$P = 240t$$

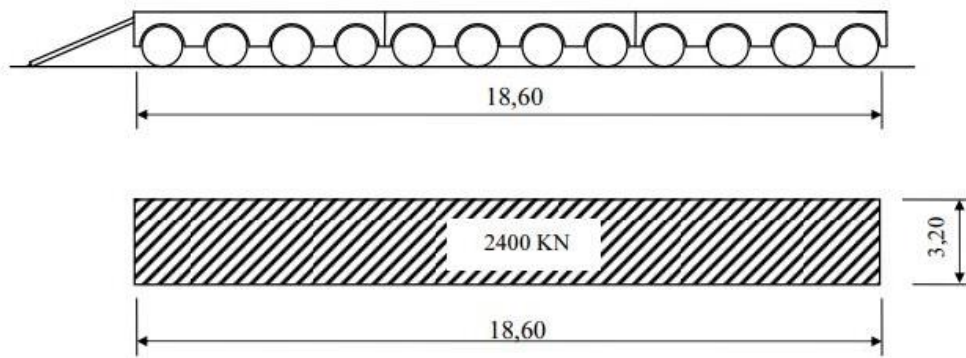


Figure III. 6 : Système D240

$$q_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

Introduction

Pour modéliser le tablier du pont, nous avons opté pour le calcul numérique, en utilisant le programme aux éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis 2016.

IV.1 Présentation du logiciel robot

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les Structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type:

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

IV.2 Modèle de calcul

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

Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul. En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples. Vu que le pont est constitué de 05 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où nous avons modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

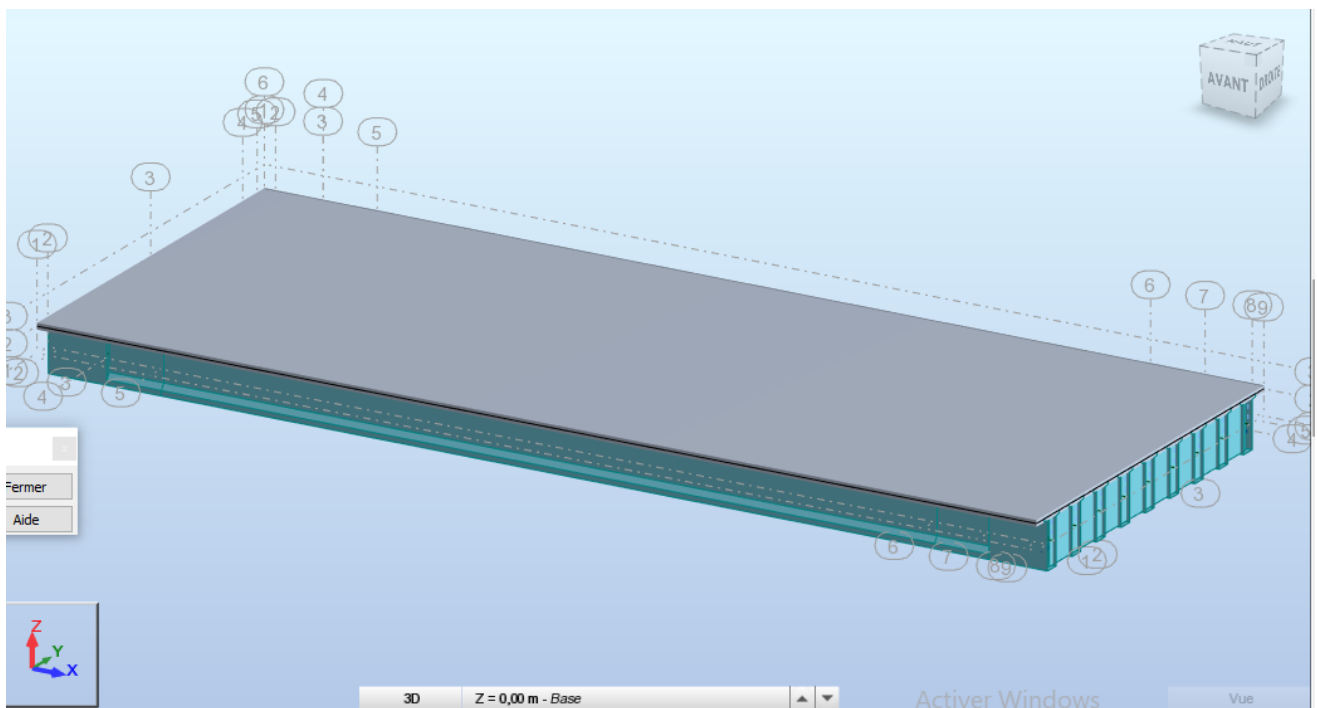


Figure IV. 1 : La vue du modèle du tablier en 3D

IV.2.1 Les cas de charge considérés

Tableau IV. 1 : Valeurs des charges considérées.

Désignation	Valeur	
Charges permanentes	Poids propre G	G : est pris automatiquement par le logiciel.
	Revêtement et étanchéité G revêtement	Grevetement =3.775T/m
	Poids des accotements G accotements	G accot gauche=0.25 T/m
		G accot droite=0.25 T/m
Poids du garde-corps Ggarde-corps.	G garde-corps=0.15 T/m	
Surcharges d'exploitation.	Surcharge A(l)	Charge uniforme de
	Système BC	Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière
	MC120	Charge uniforme
	D240	Charge uniforme

IV.2.2 Les étapes de modélisation

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supporté par six appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau.

Nous avons modélisé suivant les étapes ci-après :

o 1ère étape

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

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

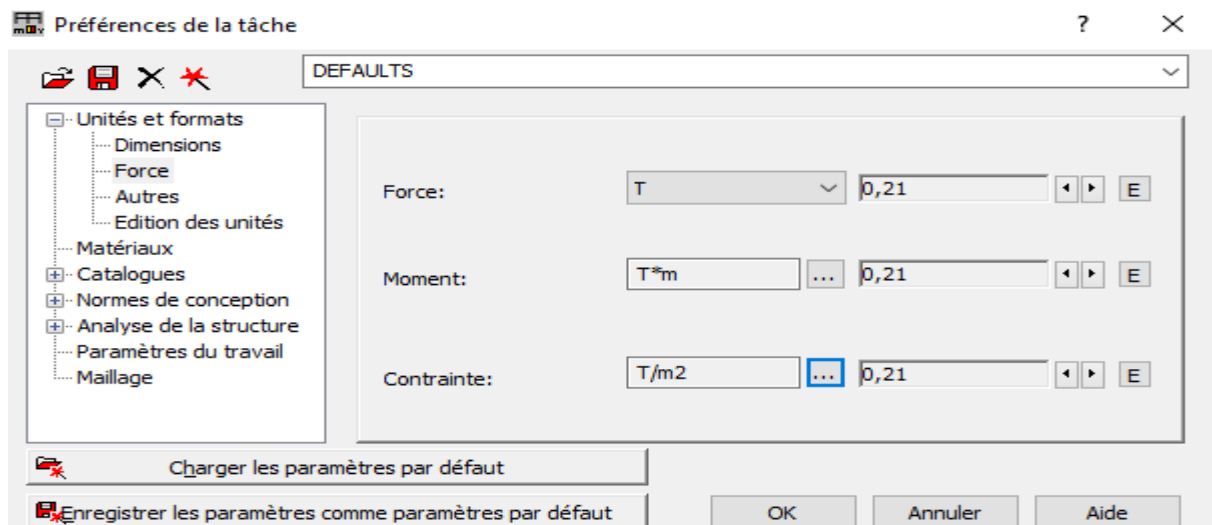


Figure IV. 2 : Changement des unités et les règlementations

○ 2^{ème} étape

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

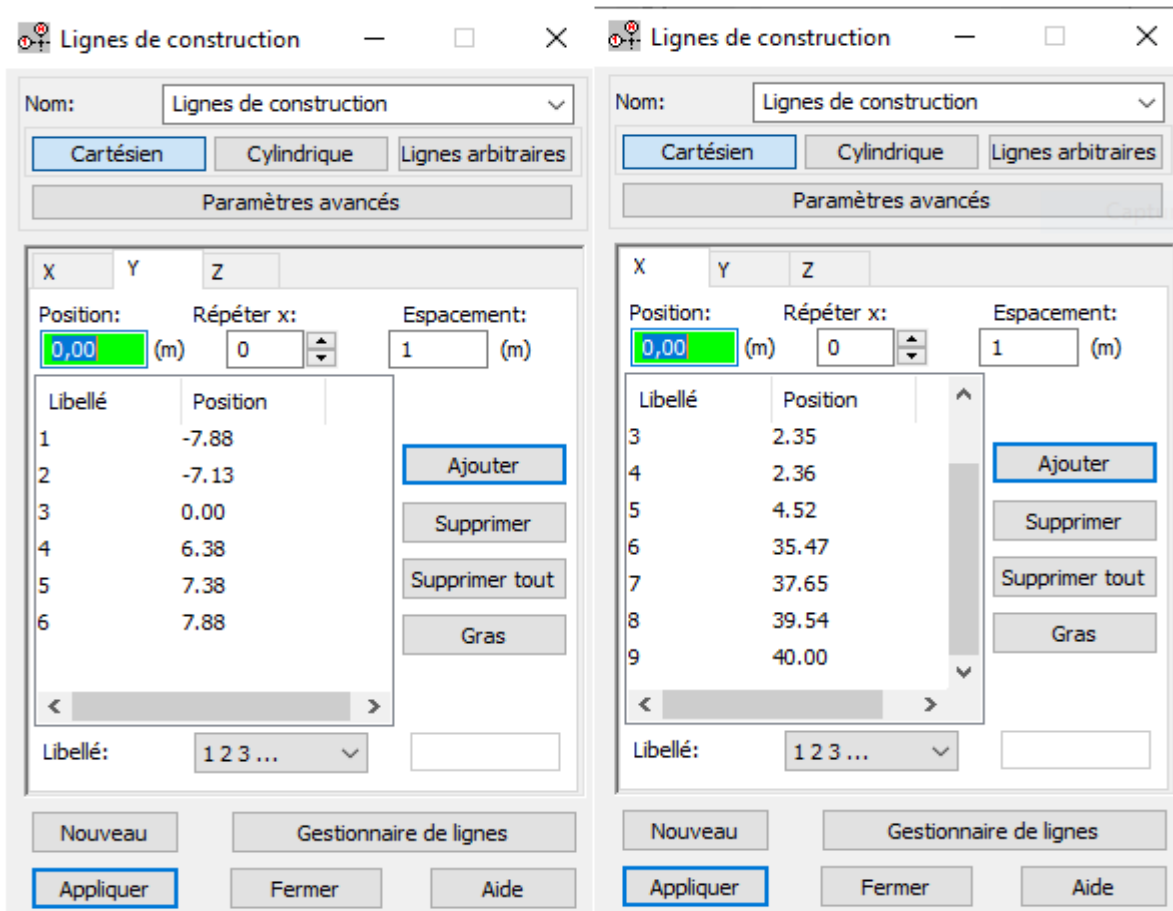


Figure IV. 3 : les lignes de construction

○ 3^{ème} étape

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

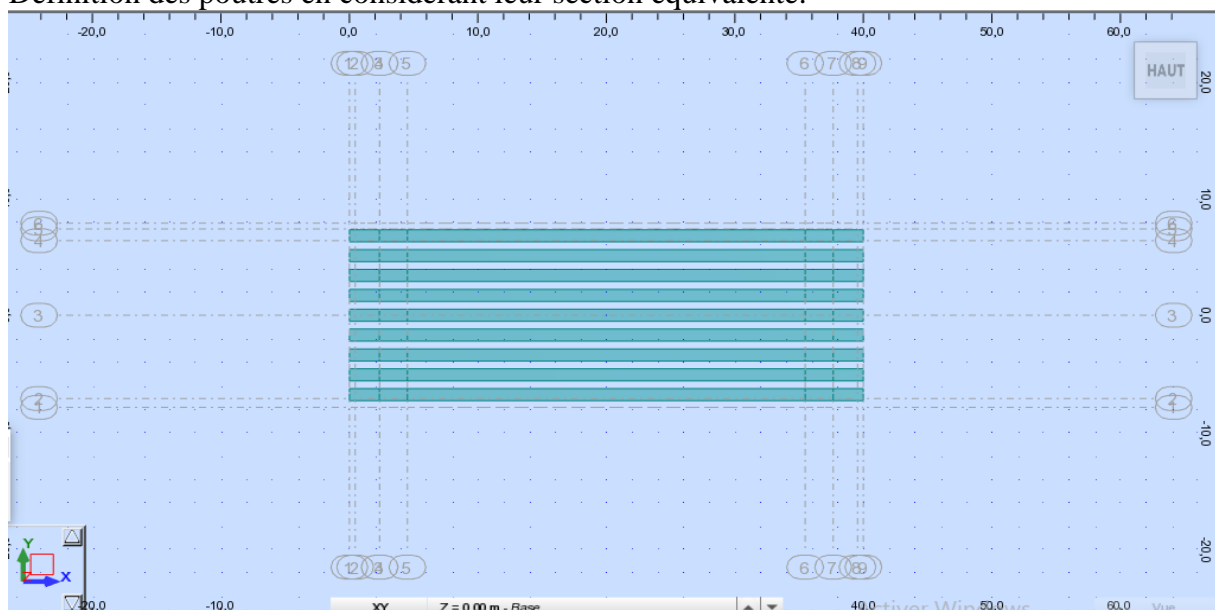


Figure IV. 4 : Modélisation des poutres

- **4ème étape**
La définition des appuis

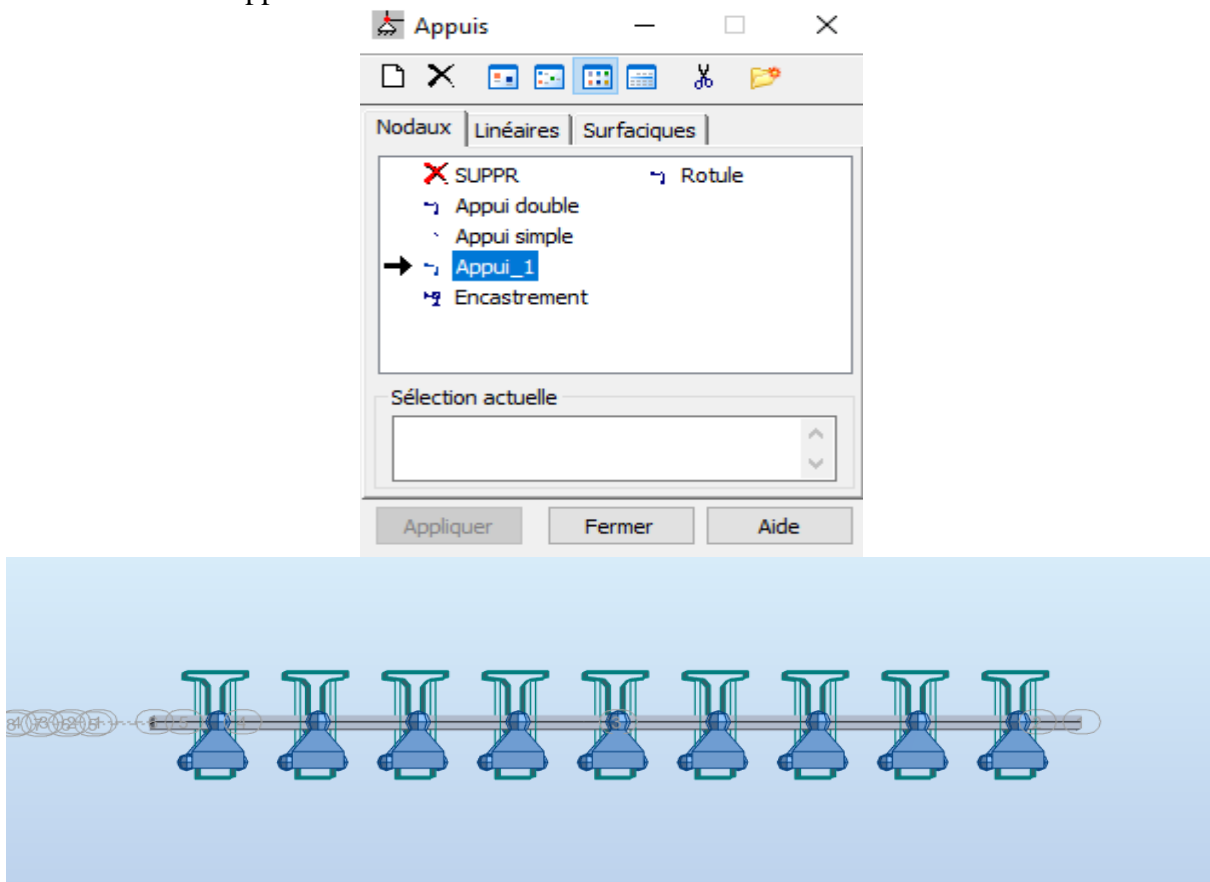


Figure IV. 5 : définition des appuis

- **5ème étape**
La modélisation des entretoises d'about.

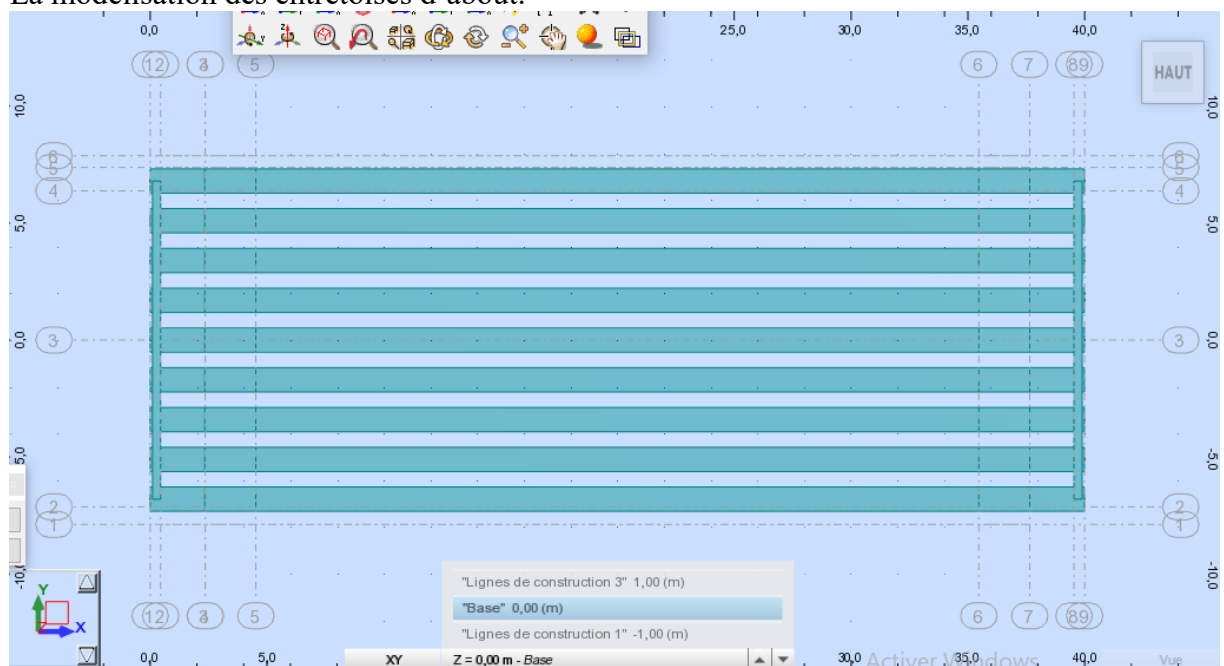


Figure IV. 6 : la modélisation des entretoises d'about

○ **5ème étape**

La modélisation de la dalle.

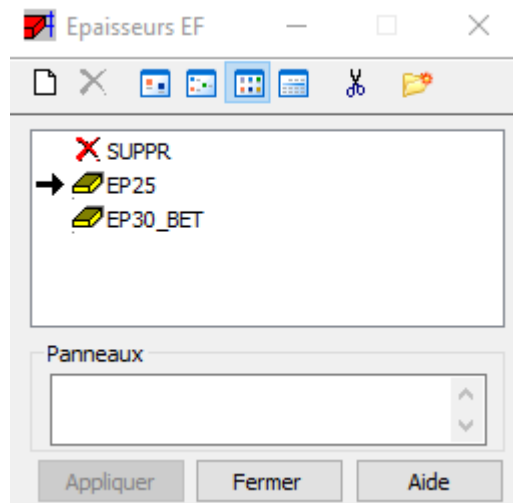


Figure IV. 7 : définition d'épaisseur de panneaux

○ **6ème étape**

La modélisation de tablier.

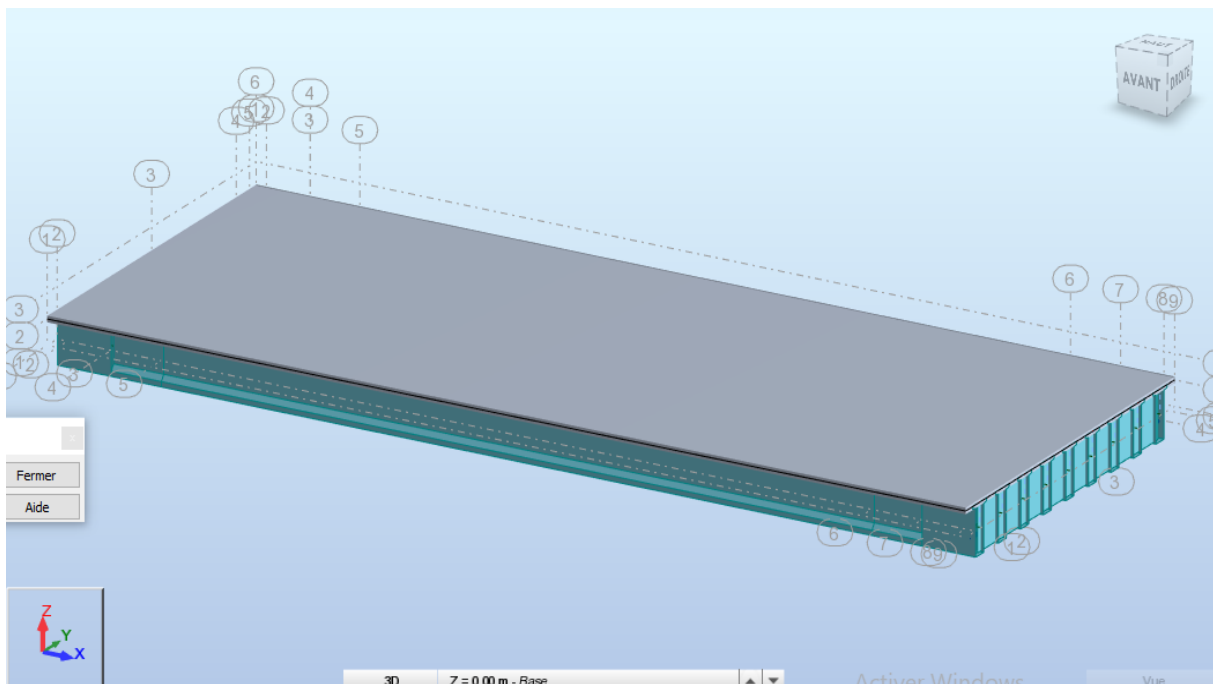


Figure IV. 8 : Modélisation de la dalle

○ **7ème étape**

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliqué les différents chargements de la structure :

➤ **Les charges permanentes**

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

- Revêtement

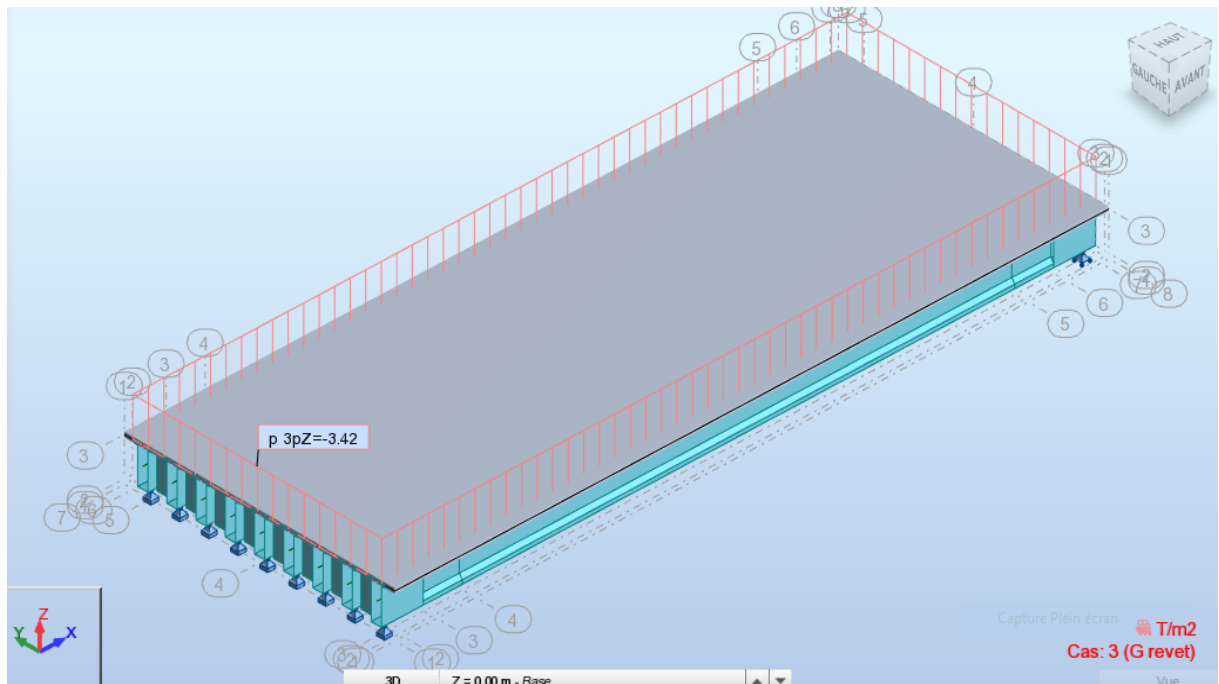


Figure IV. 9 : Chargement sous le poids du revêtement.

- Garde-corps

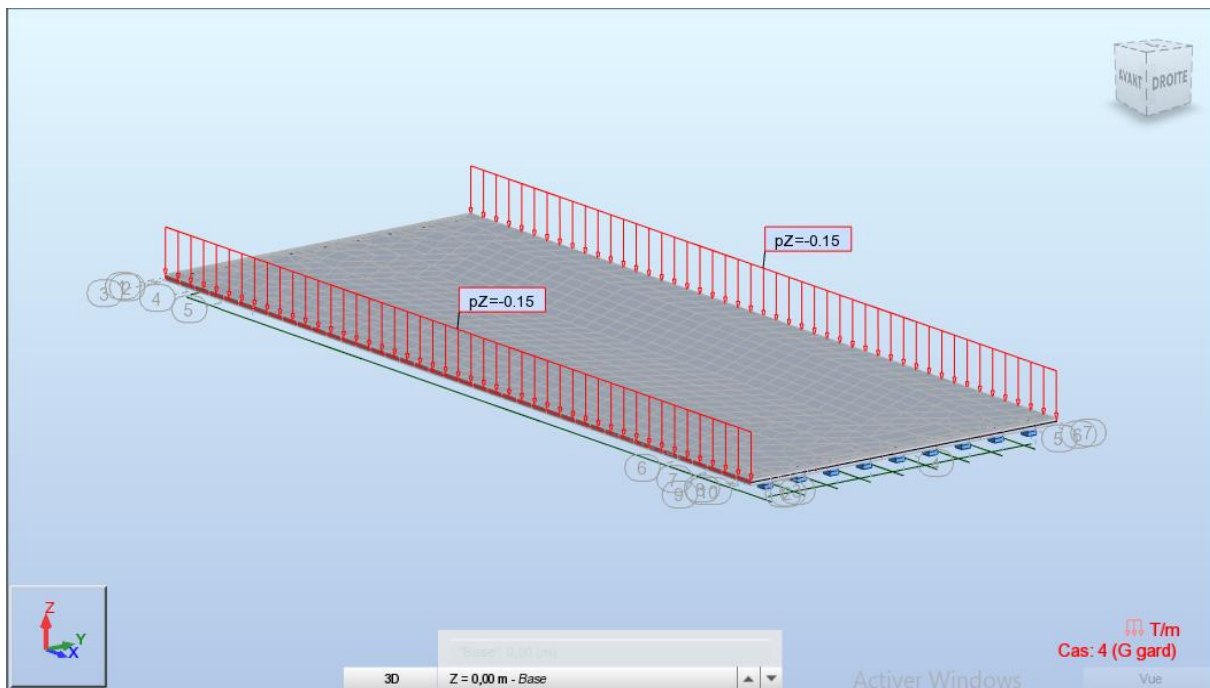


Figure IV. 10: Chargement sous le poids du garde-corps

- **Corniche**

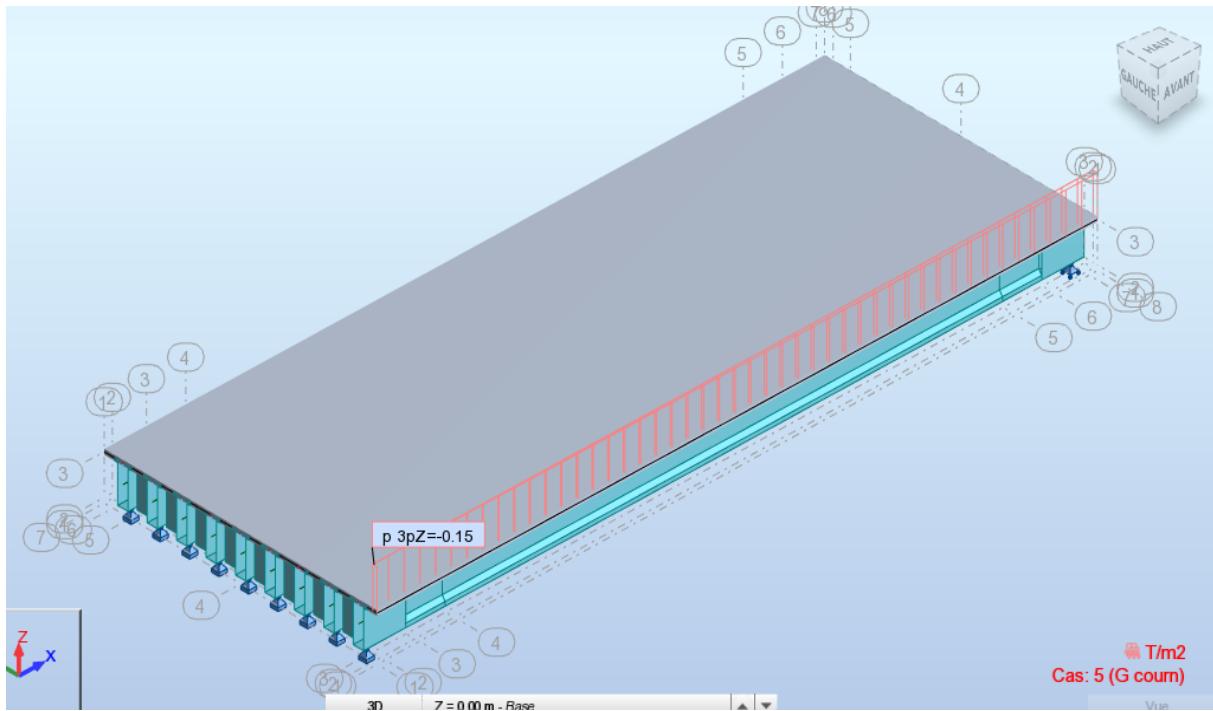


Figure IV. 11: chargement sous la charge de la corniche

- **Les accotements**

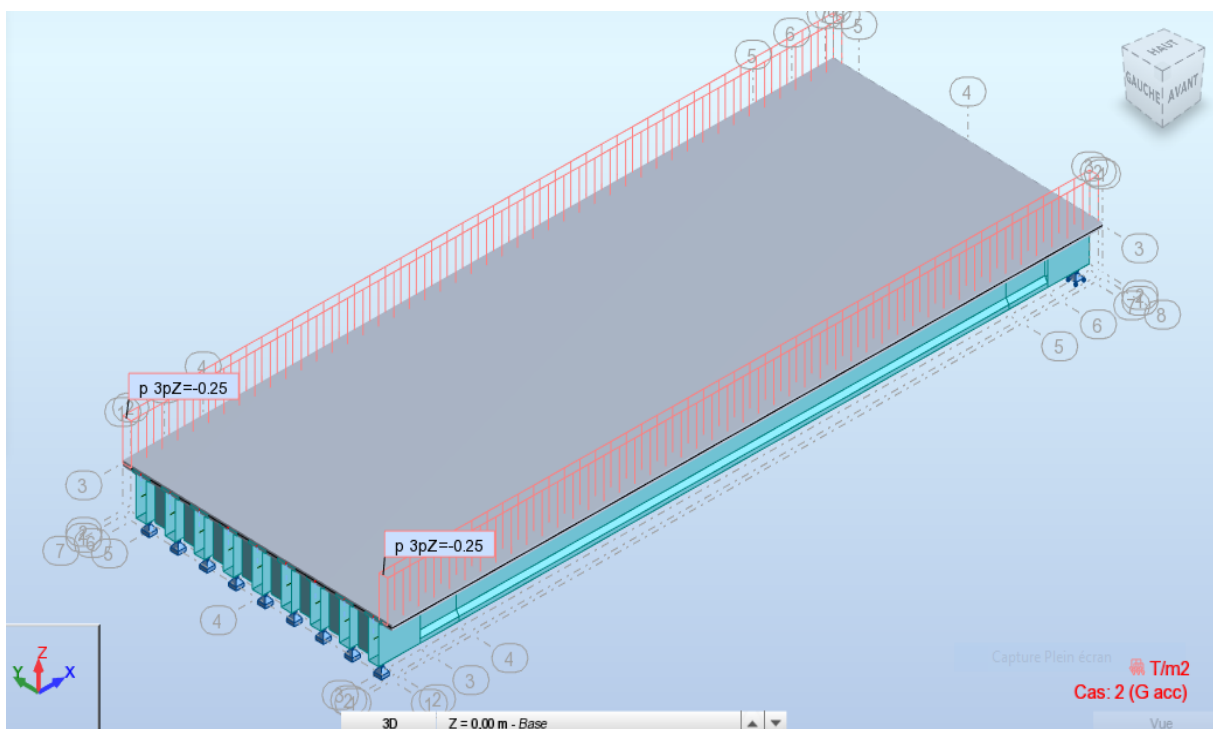


Figure IV. 12: chargement sous la charge des accotements

- **Système AI**

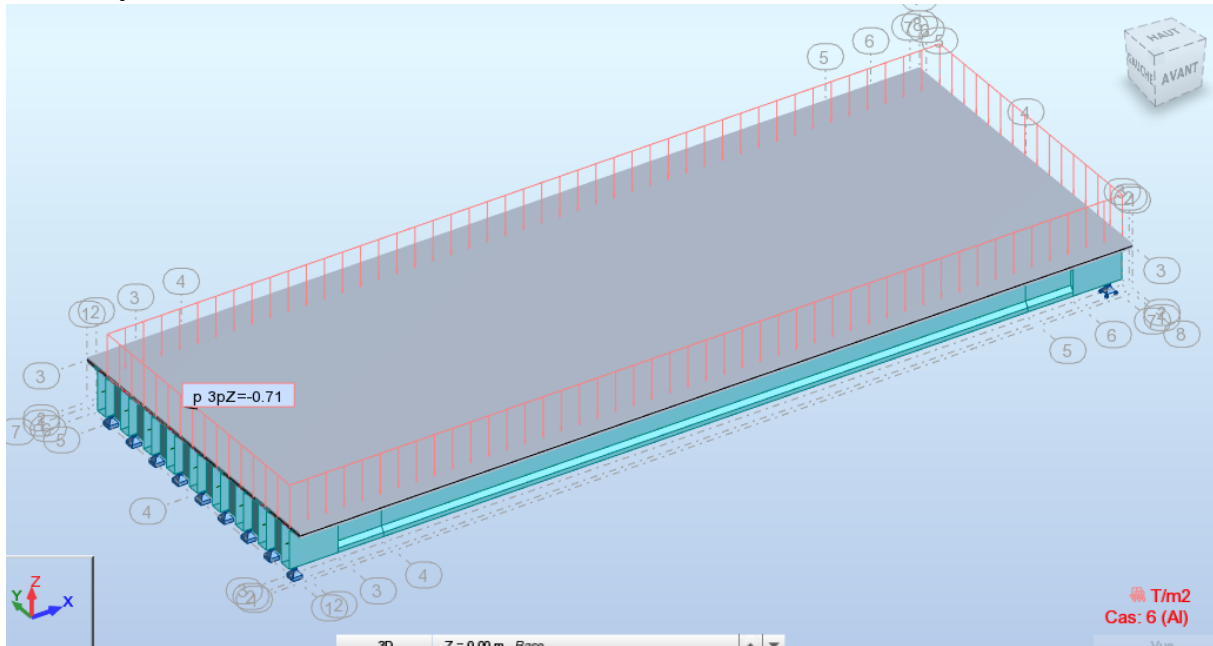


Figure IV. 13 : chargements sous le système AI

- **Les charges roulantes :** qui sont définie comme suit:

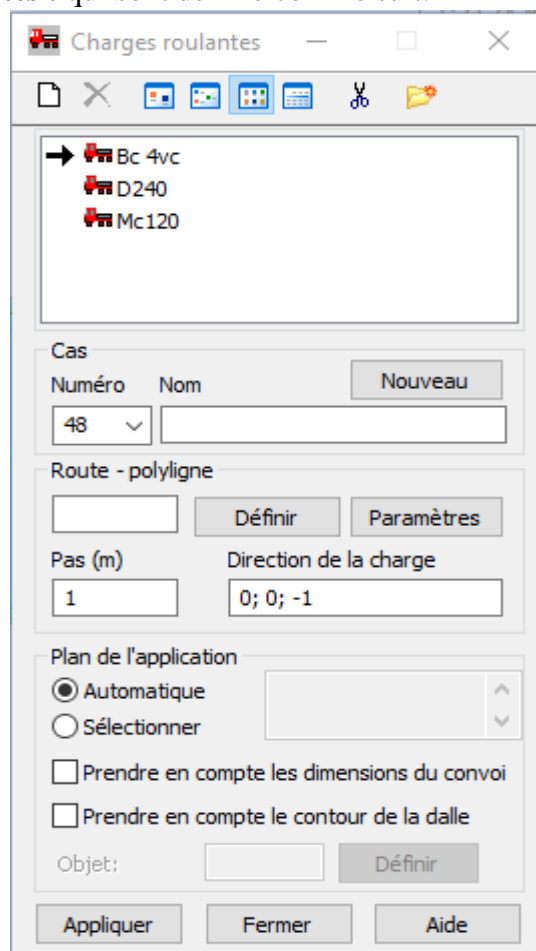


Figure IV. 14: définition des charges roulantes

- **Système de charge Bc**

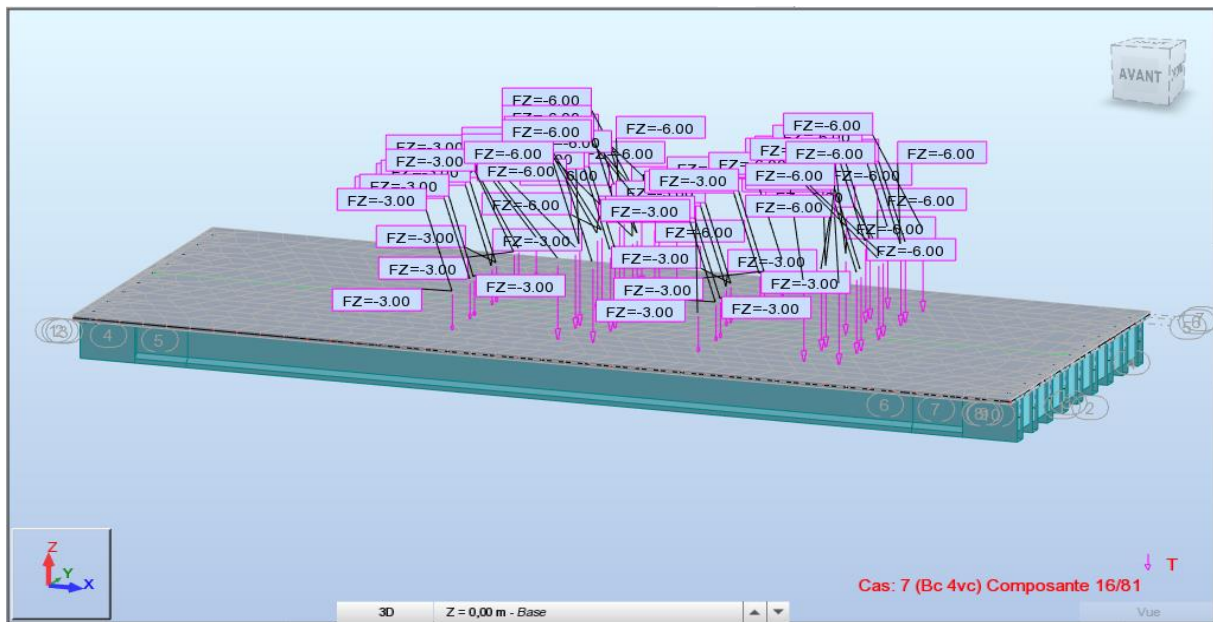


Figure IV. 15 : Chargement sous le système Bc

- **Système de charge Mc120**

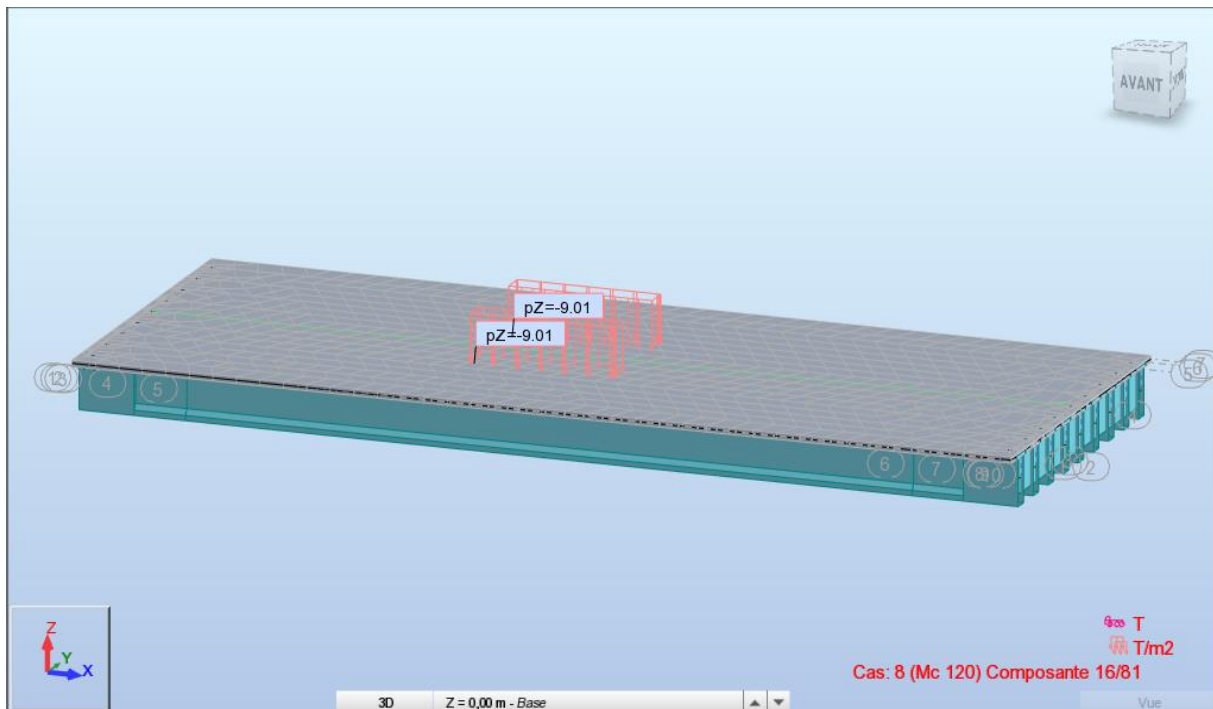


Figure IV. 16: chargement sous le système Mc120

- Système de charge D240

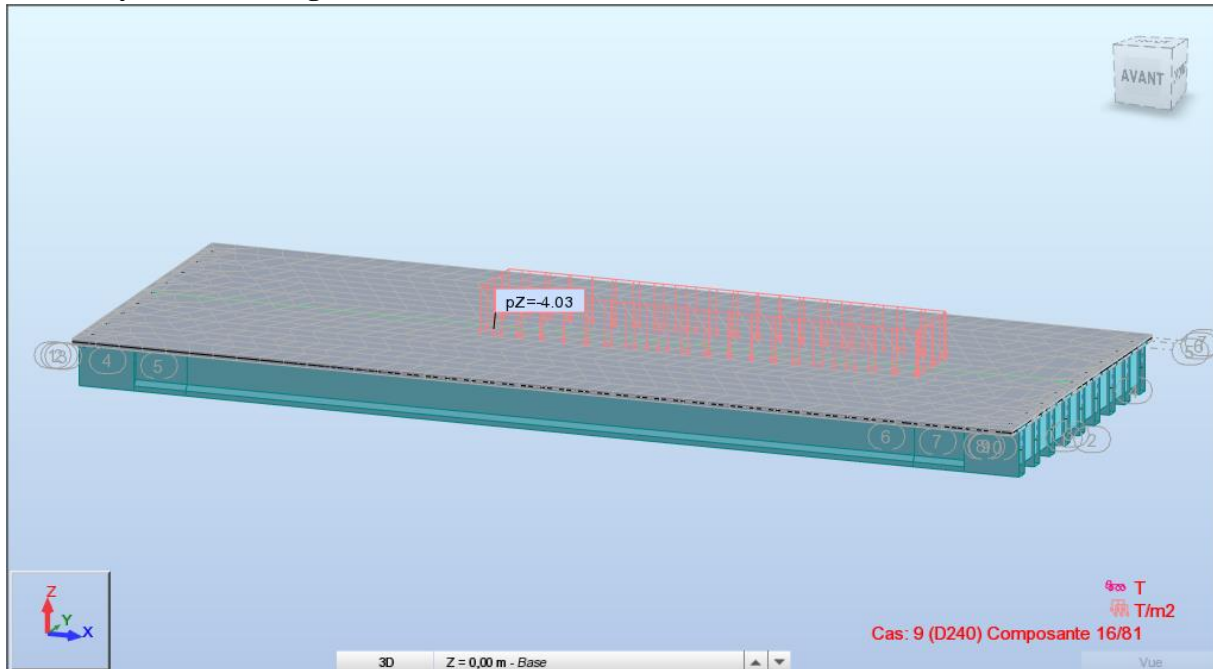


Figure IV. 17: chargement sous le système D240

○ 8ème étape

Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul

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

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

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

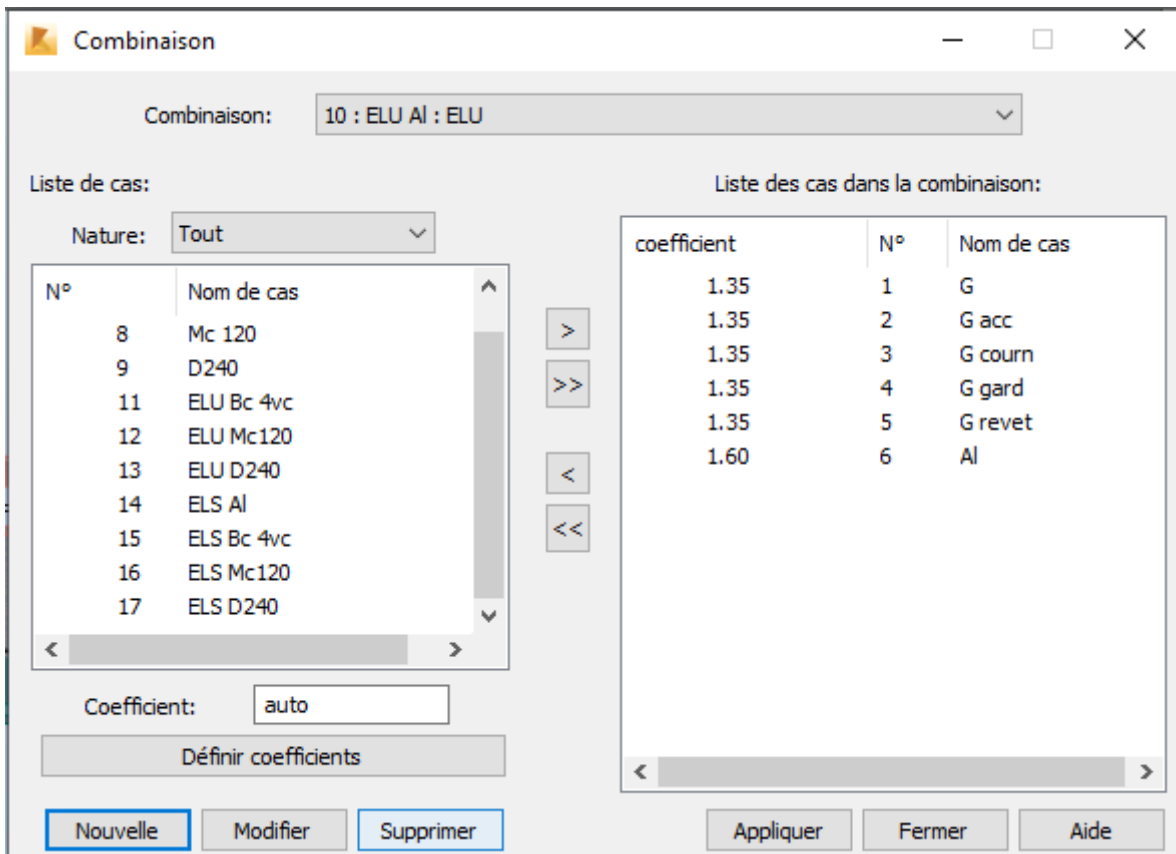


Figure IV. 18: les combinaisons de charges

o 9ème étape : Lancement du calcul

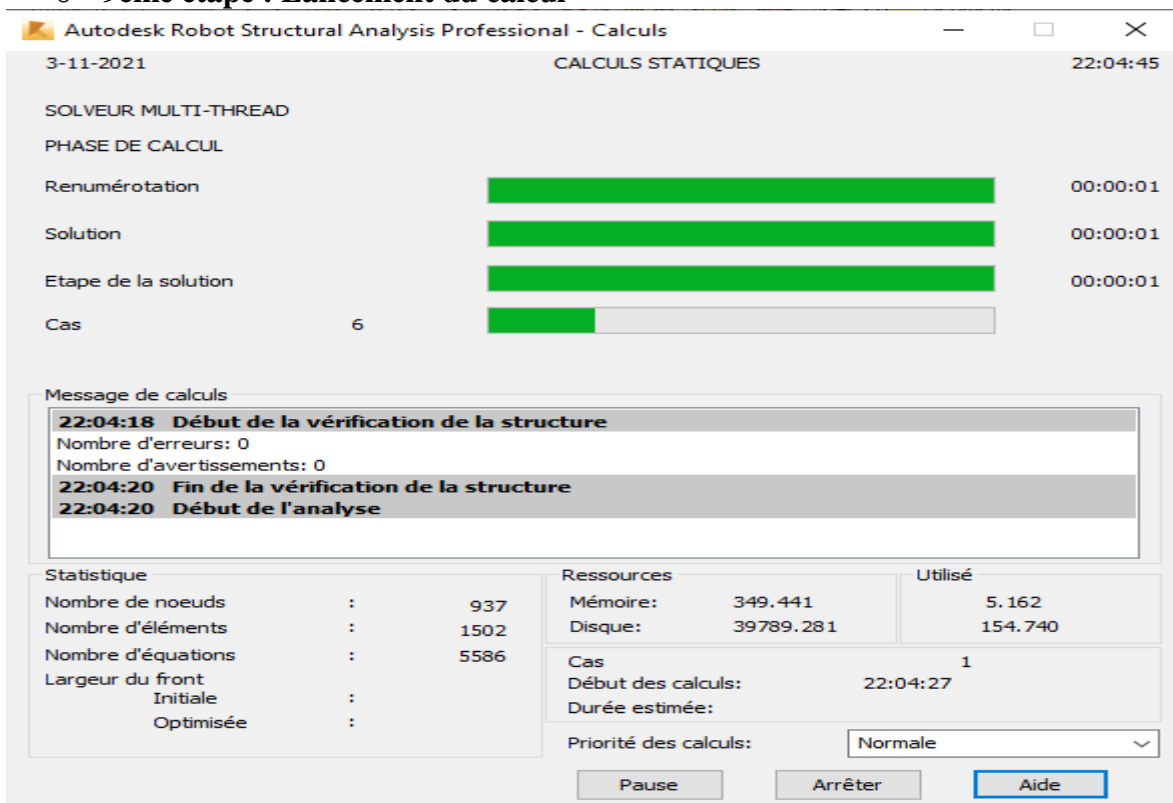


Figure IV. 19 : Lancement du calcul

IV.2.3 Effort interne dans les poutres

a. Moment fléchissant

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

$$M_{\max} = 1142.89 \text{ t.m à l'ELU}$$

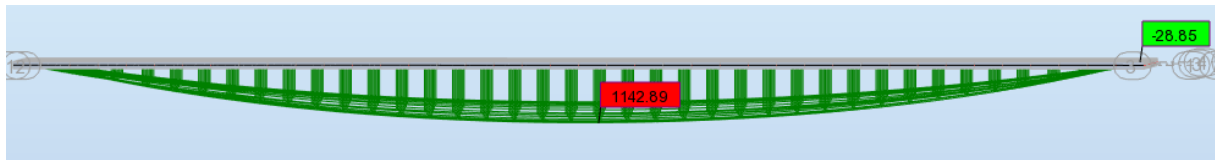


Figure IV. 20: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$M_{\max} = 846.59 \text{ t.m à l'ELS}$$

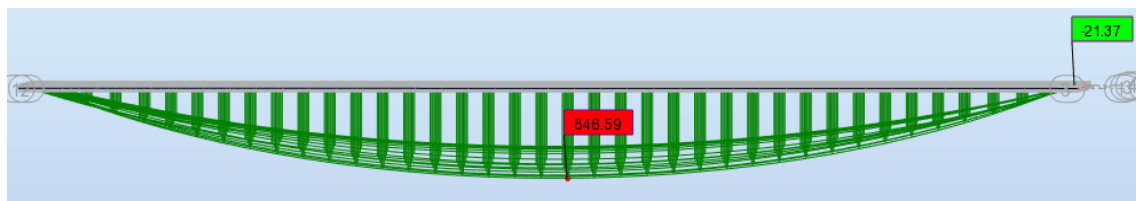


Figure IV. 21: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b. L'effort tranchant

L'effort tranchant maximum est donné à l'ELS par la combinaison la plus défavorable $G + 1.20 Bc 4vc$ à l'ELU aux niveaux des appuis.

$$T_{\max} = 98.22 \text{ t à l'ELU}$$

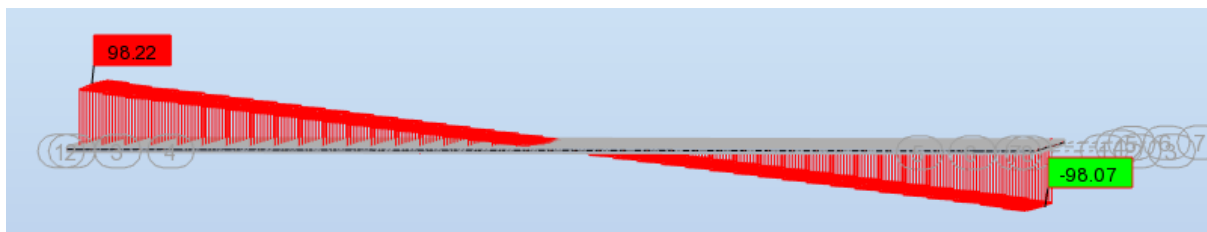


Figure V.20 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$T_{\max} = 72.80 \text{ t à l'ELS}$$



Figure V.21 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

IV.4 Etude du platelage

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

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

a. Flexion longitudinale

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

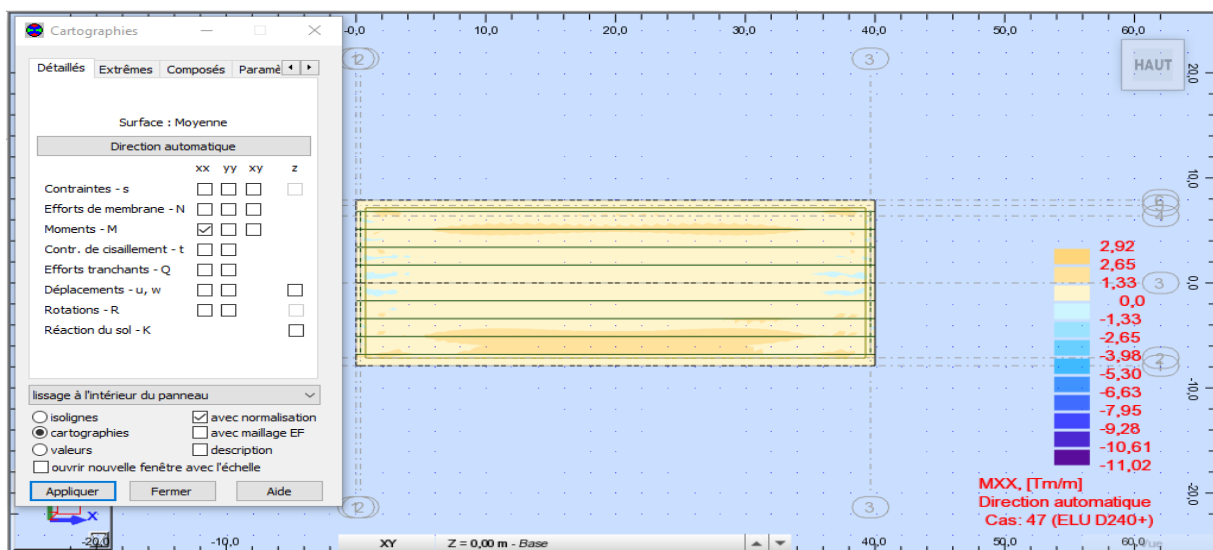


Figure IV. 22 : Moment maximum longitudinal dans la dalle a l'ELU

A E.L.S :

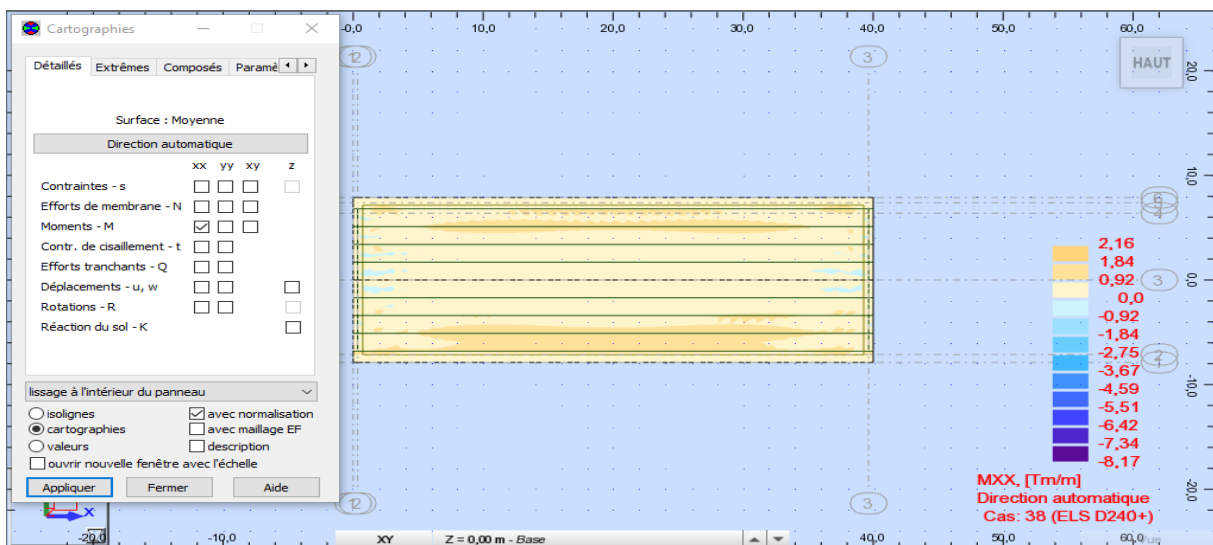


Figure IV. 23: Moment maximum longitudinal dans la dalle a l'ELS

b. Flexion transversale

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison (1.35G + 1.60 Bc4vc) à l'ELU.

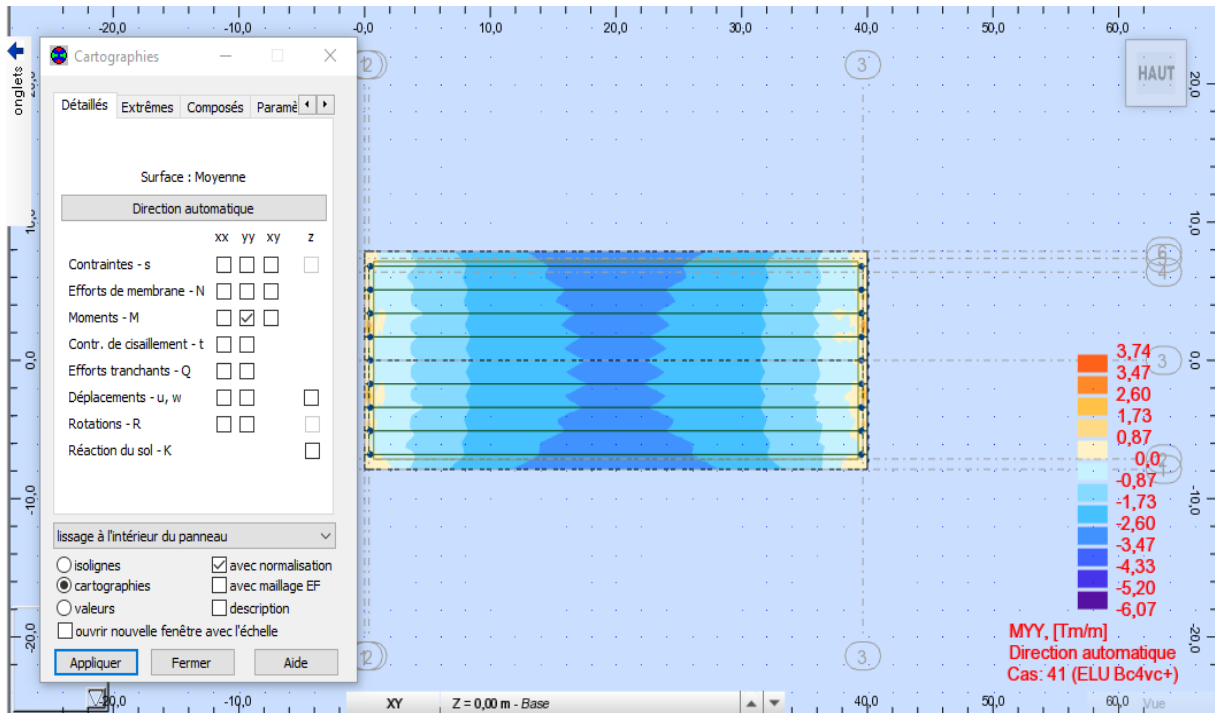


Figure IV. 24 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU

A l'ELS :

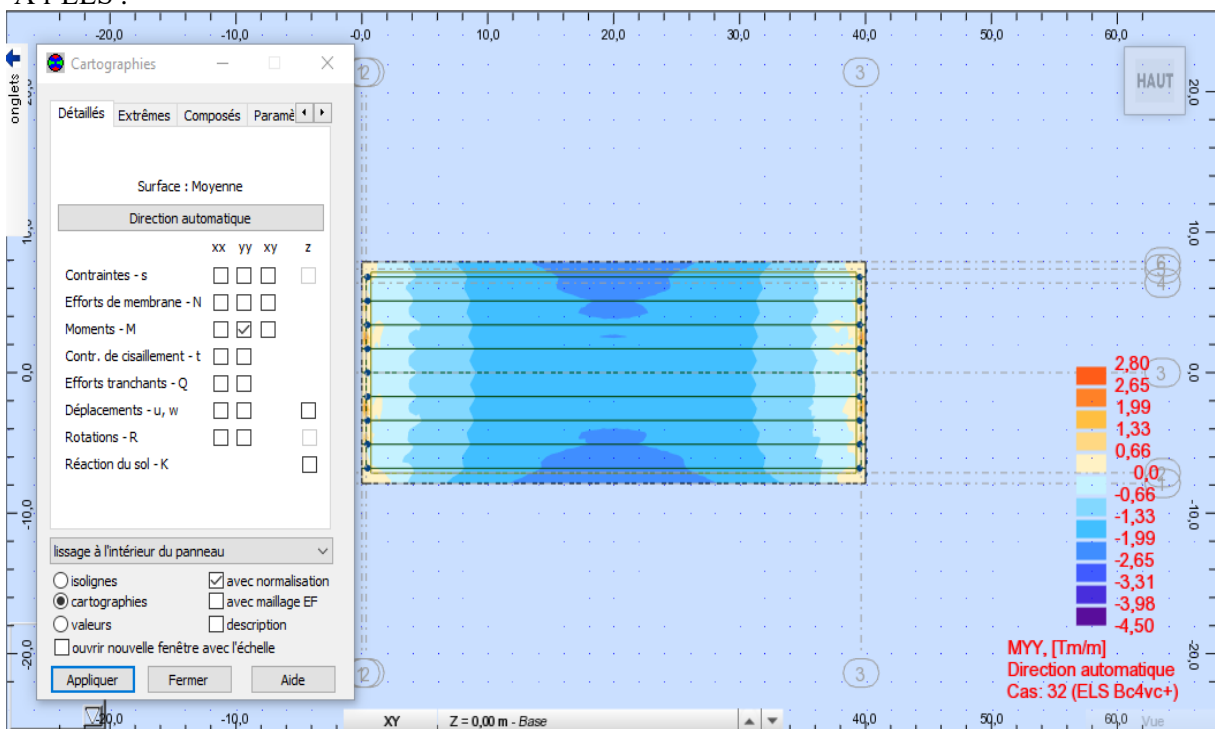


Figure IV. 25 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU

IV.5 Ferrailage de la dalle

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{40} = 0,0425 \leq 0,4$$

⇒ Dalle qui travaille dans un seul sens.

Notons que les valeurs des moments fléchissant, ainsi que les efforts tranchant sont déterminés à partir de logiciel Robot Autodesk.

IV.5.1 Dans le sens longitudinal

- **En travée**

Armatures inférieures E.L.U :

$$M_{yy} = 2.92 \text{ t.m}$$

$c = 3 \text{ cm}$ dans la face inférieure (d'après le BAEL 91)

$$\text{Donc : } d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

$b = 120 \text{ cm}$ (Pour un mètre linéaire)

L'article E.5.4.1.1 du BAEL 99 préconise de calculer la section d'armatures pour une poutre fléchie reposant sur deux appuis comme suit :

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$z = 0.2(l + 2h) \text{ si } 0,5 \leq \frac{h}{l} \leq 1$$

$$z = 0.6 l \text{ si } h > l$$

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{1,7} = 0,588$$

$$z = 0,2(1,7 + 2 \times 1) = 0,74 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{2.92 \times 10^4 \times 10^2}{0,74 \times 10^2 \times \frac{500 \times 10^2}{1,15}} = 0.9 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA06 avec $S = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

Armatures supérieures E.L.U :

$$M_{yy} = -11.02 \text{ t.m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_u = \frac{11.02 \times 10^4 \times 10^2}{0,74 \times 10^2 \times \frac{500 \times 10^2}{1,15}} = 3.43 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA10 avec $S = 3.93 \text{ cm}^2$

IV.5.2 Dans le sens transversal

- **En travée**

Armatures inférieures E.L.U :

$$M_{xx} = 3.74 \text{ t.m}$$

$$A_u = \frac{3.74 \times 10^4 \times 10^2}{0,74 \times 10^2 \times \frac{500 \times 10^2}{1,15}} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Valeur minimale des armatures : Condition de non-fragilité (CNF)**

$$12 \leq h_d = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{x_{\text{appuis}}} = 3.43 \text{ cm}^2 \geq A_{\min_x} = \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \rho) b \cdot h_d = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 10^{-3} \times (3 - 0,045) \times 1200 \times 2.5 = 2,66 \text{ cm}^2 \\ A_{x_{\text{travée}}} = 0.9 \text{ cm}^2 \geq A_{\min_x} = 2.66 \text{ cm}^2 \\ A_{y_{\text{travée}}} = 1.16 \text{ cm}^2 \geq A_{\min_y} = \rho_0 \times b \times h_d = 0,6 \times 1200 \times 2.5 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec : $A_y = 1,8 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{3} = \frac{2,66}{3} = 0,886 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Section de ferrailage**

$$A_{x_{\text{appuis}}} \Rightarrow 4\text{HA}14 \Rightarrow S = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_{\text{travée}}} \Rightarrow 4\text{HA}16 \Rightarrow S = 8,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{y_{\text{travée}}} \Rightarrow 4\text{HA}12 \Rightarrow S = 4,51 \text{ cm}^2$$

IV.5.3 Disposition des armatures dans le hourdis

- Diamètre minimal des armatures

$\phi \geq 6 \text{ mm}$ Fissuration préjudiciable. (**Notre cas**)

$\phi \geq 8 \text{ mm}$ Fissuration très préjudiciable.

a. Espacement maximal des armatures

Tableau IV. 3 : Espacement des armatures

Types de fissures	Préjudiciable	Très préjudiciable
Espacement max	Inf ($2 \times h_d$; 25 cm)	Inf ($1,5 \times h_d$; 20 cm)

$$e_{\max} = \text{Inf} (2 \times h_d; 25 \text{ cm}) = \text{inf}(2 \times 25; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

b. Condition relative au poinçonnement

$$h_d = 30 \text{ cm} \geq \frac{Q_u}{0,04 \times u_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{19,3545}{0,045 \times 6 \times \frac{35}{1,15}} = 18,19 \text{ cm}$$

Q_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

$$Q_u = \gamma_{Q1} \times 1 \times P = 1,5 \times 1 \times 12,903 = 19,3545 \text{ t}$$

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

$\gamma_{Q1} = 1,5$ À l'ELU pour le système D240.

$\delta = 1$: Coefficient de majoration dynamique pour le système D240.

u_c : Périmètre du rectangle de répartition.

$$u_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (1,5 + 1) = 6$$

u, v : Dimension du rectangle de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1,5 en général.

c. Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b_d \times d} = \frac{19,13 \times 10^{-2}}{1 \times 2,5} = 0,064 \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{35}{1,5} = 1,633$$

⇒ Condition vérifiée

T : Valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

D : Hauteur utile du hourdis.

b_d : 1 ml du hourdis.

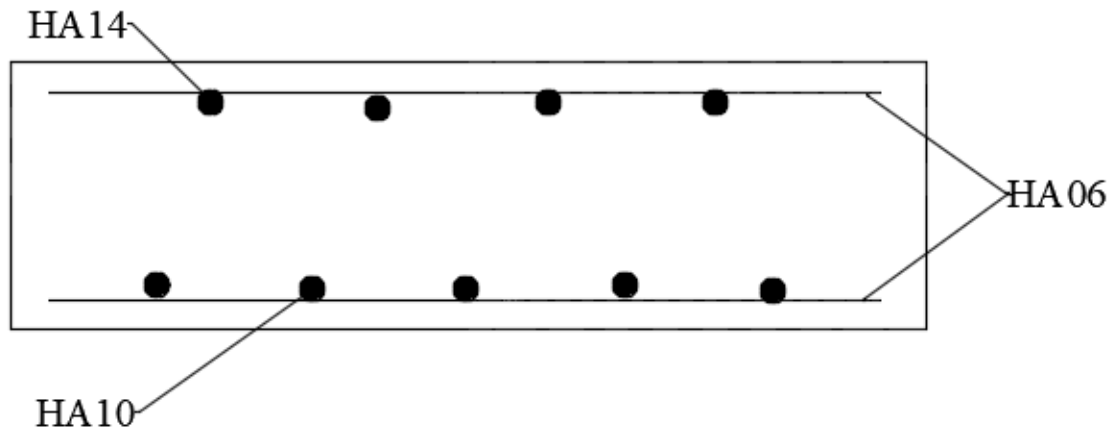


Figure IV. 26 : Ferrailage de la dalle

IV.6 Entretoise d'about

IV.6.1 Ferrailage de l'entretoise

a. Ferrailage longitudinale

Soit à calculé une section rectangulaire de 0.35 m de largeur et de 1.95m de longueur, soumis à la flexion simple.

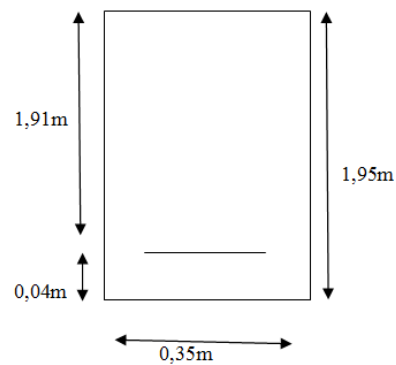


Figure IV. 27 : Ferrailage longitudinal

Acier FeE500

Béton $f_{c28}=35\text{MPa}$

$\gamma_b=1.5$ (situation durable)

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

➤ **ELU**

$$M_{tu} = 17,62 \text{ t.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17,62 \times 10^4}{35 \times 195^2 \times 19,83} = 0,0066$$

$\mu_b = 0,0066 \leq \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Donc la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,0066 \rightarrow \beta = 0,9966$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,62 \times 10^4}{0,9966 \times 195 \times 348} = 2,60 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S**

Les fissurations sont préjudiciables (éléments exposés aux intempéries,...), alors on doit vérifier :

$$\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \text{ Avec : } \eta = 1,6 \text{ pour H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3}; 110 \sqrt{1,6 \times 2,7} \right\} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$M_{t(ser)} = 13,05 \text{ t.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,60}{35 \times 195} = 0,038 \cong 0,04 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \beta = 0,965 \\ k = 0,008 \end{array} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t(ser)}}{\beta \cdot d \cdot A_u} = \frac{13,05 \times 10^4}{0,965 \times 195 \times 2,60} = 266,73 \text{ MPa}$$

$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \rightarrow$ Il faudra referrailler la section à L'ELS.

$$\mu_1 = \frac{M_{t(ser)}}{b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{13,05 \times 10^4}{35 \times 195^2 \times 228,63} = 0,00043 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \beta = 0,97 \\ k = 151,1 \end{array} \right)$$

$$A_{ser} = \frac{M_{t(ser)}}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{13,05 \times 10^4}{0,97 \times 195 \times 228,63} = 3,033 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = K^{-1} \cdot \bar{\sigma}_s = \frac{1}{151,1} \times 228,63 = 1,51 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{fin} = A_{ser} = 3,033 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section supérieur A_{min} à :

Vérification de la condition de non fragilité de béton

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{0,23}{400} \times 35 \times 195 = 10,59 \text{ cm}^2$$

On va adopter une section d'armature de 11,30cm² soit 4T1 et 4T14.

b. Effort tranchant**➤ Contrainte tangentielle**

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad T_u: \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{25,11 \times 10^4}{350 \times 1950} = 0,367 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Condition vérifié), donc le cisaillement est négligeable.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence

$\tau_u = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,7 = 4,05 \text{ MPa}$ Avec : $\Psi=1,5$ pour les aciers H.A.

$$T_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu} = \frac{25,11 \times 10^4}{0,9 \times 1950 \times 879,2} = 0,162 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \sum \mu \text{ Le périmètre des aciers.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

c. Ferrailage transversales

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

h : Hauteur de l'entretoise h=195cm

b : Largeur de l'âme b=35cm

ϕ_l : Diamètre des armatures tangentielles ($\phi=2,01$
 $\phi=1,13$)

$\phi = \min\{5,57; 16; 12; 3,5\}$ On choisira $\phi_l = 3,5 \text{ cm}$

Soit un cadre de T10 pour assurer la bonne liaison des (6) barre longitudinales

$A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement minimal**

$$S_t = \min\{0,9d; 40cm\} = 40cm$$

$$S_{t1} = \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \tau_u} = \frac{0,8 \times 3,14 \times 400}{35 \times 0,367} = 78,22cm$$

Remarque : entre l'amorce et l'entretoise, il y aura reprise de bétonnage.

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 35} = 89,71cm$$

$$S_t \leq \min\{40; 78,22; 89,71\} = 40cm \rightarrow \text{On prend : } S_t = 35cm$$

➤ **Armature de peau**

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

D'après Pierre CHARON :

$$H_{ame-putre} \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10}\right) = 2 \times \left(80 \times \frac{400}{10}\right) = 80cm$$

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

D'après le BEAL 91 (Art B-6-6-2), les armatures de peau des parements exposés aux intempéries et ou condensation pour le cas de fissuration préjudiciable sont au moins égales à 1cm² par mètre de paroi.

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

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA10 tous les 25cm.

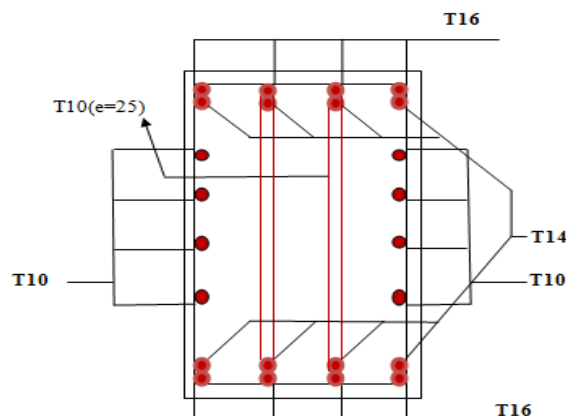


Figure IV. 28 : Plan de ferrailage de l'entretoise d'about

Introduction

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie. Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (pour application de forces additionnelles) telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendre qu'une décompression du béton. Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé. Le béton précontraint est une invention française de l'ingénieur français **Eugène FREYSSINET** (1928), c'est donc un matériau jeune. Il n'est employé couramment que depuis une cinquantaine d'années environ (avec l'apparition des aciers de haute limite élastique) bien que l'idée de précontrainte soit très ancienne et est utilisée sous des formes diverses.

❖ Définition des classes de vérification

Pour assurer l'intégrité du béton, c'est-à-dire, éviter l'ouverture des fissures, ce que peut entraîner la corrosion des armatures de précontraintes, le règlement a élaboré des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, qui sont : Classe I, Classe II et Classe III.

▪ Classe I

Le béton est toujours comprimé. Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche.

▪ Classe II

On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

▪ Classe III

On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.

Dans notre cas, on ne s'intéresse qu'à la deuxième classe qui concerne essentiellement les ponts et les bâtiments industriels et se caractérise par une contrainte de traction tolérable, à condition qu'elle soit inférieure à la résistance à la traction du béton.

V.1 Procédés de la précontrainte

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

a. Calcul de la précontrainte

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

b. Phase de mise en tension

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complété par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

c. Variation dans le temps de la tension dans le câble

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

d. Programme de mise en tension des câbles

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier. L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à **100%**, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de **0,9 f_{c28} , min**.

e. Montage de la précontrainte

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose des gaines.
- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des torons sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

V.2 Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (P5 chapitre IV) dans la section la plus dangereuse.

V.2.1 Précontrainte minimale

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique. Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale « Pmin » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule : **Pmin = sup**

(PI, PII) Avec :

PI : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique.

PII : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique.

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P2 », et dans la section médiane (poutre et section la plus sollicitée).

❖ **Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont**

$M_{\max} = 846,59 \text{ t.m}$ (Calculé sous la combinaison **G+D240 à l'ELS**)

$M_{\min} = 566,04 \text{ t.m}$ (Calculé sous G uniquement)

$$\Delta_m = M_{\max} - M_{\min} = 846,59 - 566,04 = 280,01 \text{ t.m}$$

$$\Delta_m = 280,01 \text{ t.m}$$

Tableau V. 1 : Caractéristiques de la section nette.

	B (cm ²)	IG (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)	r ² (cm ²)
Poutre seule	8586,35	694120,3675	119,16	80,84	0,5144	200	4955,300612
Poutre + hourdis	17769,8	98740324,31	85,42	139,58	0,4660	225	5556,6368

➤ Les contraintes limites

La contrainte de traction du béton est :

$$\sigma_t = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa (Dans la section d'enrobage)}$$

$$\sigma_{ts} = -1,5f_{t28} = -4,05 \text{ MPa (Hors de la section d'enrobage)}$$

• En section sous critique

$$P_I = \frac{\Delta_m}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (V \cdot \sigma_t + V' \cdot \sigma_{ts}) \quad \text{Avec : } e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \sigma_t}{P}$$

$$P_I = \frac{280,01 \times 10^3}{0,5144 \times 200} + \frac{8586,35}{200} \times (200) \times (-2,7 \times 10^{-1}) = 403,11 \text{ KN}$$

• En section sur critique

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \sigma_t}{\rho \cdot V + V' - d'} \quad \text{Avec : } e_0 = -(V' - d') \text{ et on admet : } d' = h - 0,9 \cdot h = 200 - 0,9 \times 200 = 20 \text{ cm}$$

$$P_{II} = \frac{846,59 \times 10^3 + 0,5144 \times 119,16 \times 8586,35 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,5144 \times 119,16 + 80,84 - 20} = 5768,05 \text{ KN}$$

$P_I < P_{II}$ 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 **PI** n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \sup(P_I; P_{II}) = \sup(403,11; 5768,05) = 5768,05 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité e_0 :

$$e_0 = -(V' - d') = -(80,84 - 20) = -60,84 \text{ cm}$$

V.2.2 Calcul du nombre de câbles

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P₀ avant le coulage de la dalle. On suppose une perte de précontrainte de 32%

$$P_{\min} = P_0 \times 0,68 \rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,68} = \frac{5768,05}{0,68} = 8482,43 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

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

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15S de type FREYSSINET classe 1860.

- Diamètre normal du câble = 12,9 cm.
- Section d'un toron 15mm².
- Diamètre extérieur de la gaine = 80 mm.
- Section nominal du câble $A_p = 150 \times 12 = 1800\text{mm}^2$
- $f_{prg} = 1860$ MPa.
- $f_{peg} = 1660$ MPa.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000$ MPA

$$\sigma_{p0} = \min(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1660) = \min(1488; 1494)$$

$$\sigma_{p0} = 1488\text{MPa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \times A_p = 1488 \times 1800 \times 10^{-3} = 2678,4\text{KN}$$

Le nombre de câbles est : $n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{8482,43}{2678,4} = 3,75$ Donc : $n=4$ câble de 12T15S

$$P_{\min} = n \times P_{01} = 4 \times 1785,6 = 7142,4\text{KN}$$

a. Vérification des sections

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

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

$\bar{\sigma}_{ts}; \bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup et inf.

➤ Vérification des contraintes à la mise en tension

Vérification des contraintes à la mise en tension :

• Contrainte limite

- En compression

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \cdot f_{cj} = 0,6 \cdot \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} = 0,6 \times \frac{14}{4,76 + 0,83 \times 14} \times 35 = 17,98\text{MPa}$$

- En traction

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} = -1,5 \times 2,395 = -3,593\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = 0,6 + 0,06f_{c14} = -2,395\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} = \frac{14}{4,76 + 0,83 \times 14} \times 35 = 29,91\text{MPa}$$

$$P = 0,94 \cdot P_{\min} = 0,94 \times 7142,4 = 6713,87\text{KN}$$

➤ Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,593\text{MPa}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{6713,87}{8586,35} - \frac{6713,87 \times (-60,84) \times 119,16}{44758356,44} + \frac{566,04 \times 10^2 \times 119,16}{42547945,41} = 3,12 \text{MPa}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q_G=2.162 \text{ t/ml}$

$$M_{\min} = M_g = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,162 \times 40^2}{8} = 432,4 \text{KN.m}$$

$\sigma_{ts} = 2,047 \text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,593 \text{MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes en fibre inférieur**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17,98 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6713,87}{8586,35} + \frac{6713,87 \times (-60,84) \times 119,16}{44758356,44} - \frac{566,04 \times 10^2 \times 80,84}{42547945,41} = -0,46 \text{MPa}$$

$\sigma_{ci} = -0,46 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17,98 \text{MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion

On dispose une seul famille de câble, c'est-à-dire 04 câbles de 12T15 sur l'about de la poutre.

V.3 Tracé du câble

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier une demi portée. La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment **M_p** qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'au s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

VI.3.1 Principe de positionnement des câbles

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1ère 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 1ère famille est compris entre 2° et 20°.

a. Câble d'about

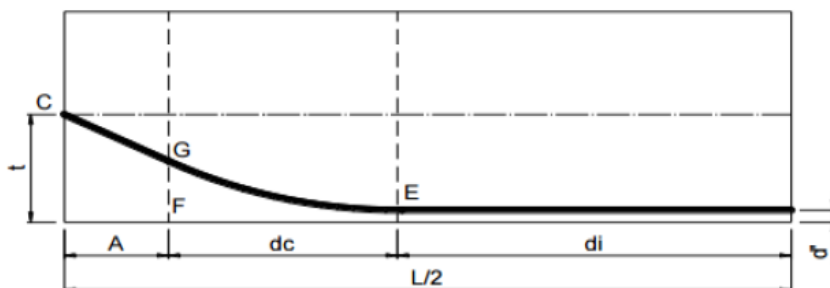


Figure V. 1: Tracé d'un câble

E : point du début de relevage.

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

EG : tronçon parabolique d'équation : $y = a.x^2$

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 $y = a.X^2$ pour $x = dc$

$$f'(dc) = 2.a.dc = \operatorname{tg}\alpha \rightarrow \alpha = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2dc}$$

$$GF = a.dc^2 = t - d' - GC.\sin\alpha.$$

$$A = G.C.\cos\alpha \rightarrow GC = \frac{A}{\cos\alpha} \rightarrow GC.\sin\alpha = A.\operatorname{tg}\alpha$$

$$\rightarrow a.dc^2 = t - d' - A.\operatorname{tg}\alpha \leftrightarrow \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2dc}.dc^2 = t - d' - A.\operatorname{tg}\alpha$$

$$\rightarrow dc = \frac{2}{\operatorname{tg}\alpha}(t - d' - A.\operatorname{tg}\alpha)$$

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

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

➤ Application au projet

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.

- Les ancrages des câbles seront disposés verticalement.
- La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 2678KN.
- L'enrobage minimal est pris égal : $c = \text{cm}$.

Avec cette disposition, on aura :

$$P1 = P2 = P3 = P4 = P$$

$$P1 + P2 + P3 + P4 = R$$

$$\sum M/\text{fibre inférieure} = 0; RV' = P1d + P2(d + a')$$

$$a' = \frac{v'-d}{1,5} = \frac{80,84-42,5}{1,5} = 48,66\text{cm}; d = 7,84\text{cm}$$

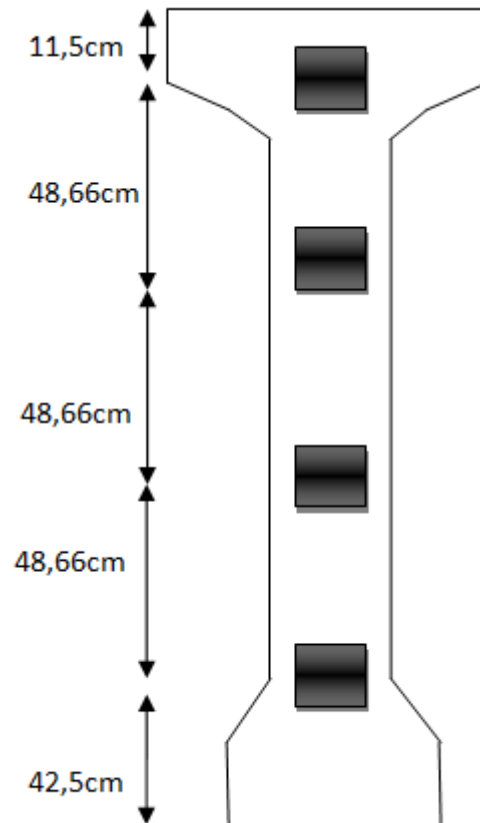


Figure V. 2: disposition des câbles

On prend comme angle de relevage : $\alpha_1 = 5^\circ$; $\alpha_2 = 10^\circ$; $\alpha_3 = 15^\circ$; $\alpha_4 = 18^\circ$

Pour le premier câble : $\alpha_1 = 5^\circ$

$$dc = \frac{2}{\text{tag}\alpha} (t - d' - \text{tag}\alpha) = \frac{2}{\text{tag} 5} \times (0,531 - 0,20 - \text{tag}5) = 5,565\text{m}$$

$$a = \frac{\text{tag}\alpha}{2dc} = \frac{\text{tag} 5}{2 \times 5,656} = 0,0078$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau V. 2: Paramètres de calcul des câbles.

N°	α (°)	$\text{tag}\alpha$	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1	5	0,087	0,531	0,20	5,565	0,0078
2	10	0,176	0,87	0,20	5,614	0,0157
3	15	0,268	1,309	0,20	6,276	0,0213
4	18	0,325	1,648	0,20	6,910	0,0235

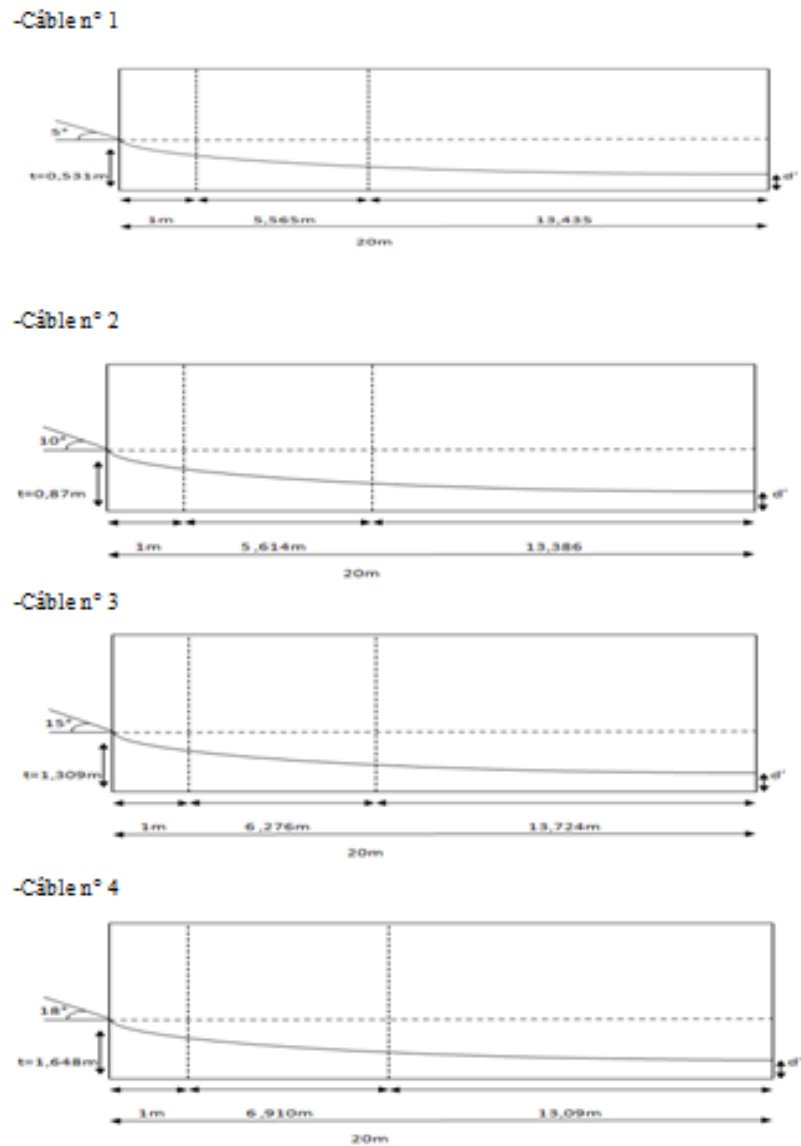


Figure V. 3: Tracé des câbles

- **Longueur total 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.

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

$$L_r = \frac{0,5 + A}{\cos\alpha}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 3: récapitulatif des longueurs des câbles.

N°	cosa	2adc	$\sqrt{1 + (2adc)^2}$	Lc(m)	Lr(m)	Ld(m)	Lt(m)	L*2(m)
1	0,996	0,087	1,003	5,56	1,505	13,44	20,505	41,01
2	0,984	0,176	1,015	5,63	1,523	13,4	20,553	41,106
3	0,965	0,265	1,035	6,34	1,552	12,73	20,622	41,244
4	0,951	0,325	1,051	7,02	1,577	12,09	20,687	41,374

V.3.2 Câble moyen fictif

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

▪ Section d'appui (quatre câbles)

$$\left. \begin{array}{l} \text{câble 1: } t_1 = 0,531\text{m} \\ \text{câble 2: } t_2 = 0,870\text{m} \\ \text{câble 3: } t_3 = 1,309\text{m} \\ \text{câble 4: } t_4 = 1,648\text{m} \end{array} \right\} t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0,531+0,87+1,309+1,648}{4} = 1,0895\text{m}$$

- Section à X (m) de l'appui

$$t_i = d' + a_i x_i^2 \text{ avec } : x_i = dc$$

▪ Section à 1m de l'appui

$$\left. \begin{array}{l} \text{câble 1: } t_1 = d' + a_1 x_1^2 = 0,4415\text{m} \\ \text{câble 2: } t_2 = d' + a_2 x_2^2 = 0,6948\text{m} \\ \text{câble 3: } t_3 = d' + a_3 x_3^2 = 1,0389\text{m} \\ \text{câble 4: } t_4 = d' + a_4 x_4^2 = 1,3220\text{m} \end{array} \right\} t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0,4415+0,6948+1,0389+1,3220}{4} = 0,8743\text{m}$$

▪ Section médiane (0.5L)

Dans cette section tous les câbles ne sont pas relevés :

$$t_1 = t_2 = t_3 = t_4 = d' = 0,20 \text{ m}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = 0,20\text{m}$$

V.4 Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes

Pour vérifier que le tracé des câbles est bon (les contraintes admissibles ne sont pas atteintes), On détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières afin de pouvoir tracer les fuseaux limites.



Figure V.4 : Composantes de la force de précontrainte

- **Composante de la précontrainte à la section d'appui**

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

$$\begin{cases} V = \sum p_i \times \sin\alpha = p_i \times \sum \sin\alpha \\ N = \sum p_i \times \cos\alpha = p_i \times \sum \cos\alpha \end{cases}$$

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

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

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos\alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} \quad \text{Avec : } N = P \sum \cos\alpha_i$$

- **Section d'about (poutre seule)**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

N°	α	$\cos\alpha$	$\sin\alpha$	Z _i (m)	Z _i · Cos α	Z _i ² (m)
1	5	0,9961	0,0871	0,531	0,5289	0,2819
2	10	0,9848	0,1736	0,87	0,8567	0,7569
3	15	0,9659	0,2588	1,309	1,2643	1,7135
4	18	0,9510	0,3090	1,648	1,5672	2,7159
totale	/	3,8978	0,8285	4,358	4,2171	5,4682

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} = \frac{4,2171}{3,8978} = 1,0819 \text{ m}$$

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

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 8^2}{4} = 200,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm ; } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50,24 \text{ cm}^2$$

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 = \frac{4 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot 54682 = 2748027,52 \text{ cm}^4$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 108,19 \times 200,96 = 21741,8624 \text{ cm}^3$$

Tableau V. 5 : caractéristiques géométriques de la gaine.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12569,8	108,19	1310224,29	181330751,4
Gaines	200,96		21741,8624	2748027,52
Section nette	12368,84		1288482,4276	178582723,88

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1288482,4276}{12569,8} = 102,5 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 200 - 102,5 = 97,5 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 178582723,88 - \frac{1288482,4276^2}{13252,84} = 53312444,73727 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{53312444,73727}{12368,84 \times 102,5 \times 97,5} \times 100 = 43,13\%$$

$$e_p = Z - V' = 108,19 - 102,5 = 5,69 \text{ cm}$$

Tableau V. 6 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
102,5	97,5	53312444,73727	43,13	5,69

▪ Section d'about (poutre + hourdis)

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

Tableau V. 7 : caractéristiques géométriques de la gaine.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12736,35	108.19	162787,368	444918251,4
Gaines	200.96		21741.8624	2748027.52
Section nette	12368,84		141045,5056	442170223,88

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{141045,5056}{12\,535,39} = 11,25 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 225 - 11,25 = 213,75 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 474460568,68 - \frac{141045,5056^2}{12\,535,39} = 440583210,26096 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{440583210,26096}{12\,535,39 \times 11,25 \times 213,75} \times 100 = 14,62\%$$

$$e_p = Z - V' = 108,19 - 34,01 = 96,94$$

Tableau V. 8 : Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
11,25	213,75	440583210,26096	14,62	96,94

▪ Section à 1m de l'about

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9 : Composantes de la précontrainte à 1m de l'about (poutre seule)

N°	α	cosα	sinα	Z _i (m)	Z _i .cosα	Z _i ² (m)
1	5	0,9961	0,0871	0,4415	0,4398	0,1949
2	10	0,9848	0,1736	0,6948	0,6842	0,4827
3	15	0,9659	0,2588	1,0389	1,003	1,0793
4	18	0,9510	0,3090	1,3220	1,6619	1,7476
totale		3,8978	0,8285	3,4972	3,7889	3,5045

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} = \frac{3,7889}{3,8978} = 0,9720 \text{ m}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 = \frac{4 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \times 35045 = 1761464,64 \text{ cm}^4$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 97,20 \times 200,96 = 19533,312 \text{ cm}^3$$

Tableau V. 10 : caractéristiques géométriques de la gaine.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12569,8	97,20	1310224,29	181330751,4
Gaines	200.96		19533,312	1761464,64
Section nette	12368,84		1290690,978	179569286,76

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1453025,678}{13252,84} = 104,35 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 200 - 104,35 = 95,65 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 179569286,76 - \frac{1290690,978^2}{123682,84} = 44885419,825784 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{44885419,825784}{13252,84 \times 95,65 \times 104,35} \times 100 = 36,36\%$$

$$e_p = Z - V' = 97,20 - 104,35 = -7,15 \text{ cm}$$

Tableau V. 11 : Caractéristiques de la section à 1m de l'about sans hourdis.

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
104,35	95,65	44885419,825784	36,36	-7,15

▪ Section à 1m de l'about avec hourdis

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

Tableau V. 12 : caractéristiques géométriques de la gaine

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12736,35	97,20	162787,368	444918251,4
Gaines	200.96		19533,312	1761464,64
Section nette	12535,39		143254,056	443156786,46

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{143254,056}{12535,39} = 11,43 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 225 - 11,43 = 188,57 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 472973931,56 - \frac{143254,056^2}{12535,39} = 441519683,76117 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{451708145,225}{12535,39 \times 11,43 \times 188,57} \times 100 = 3,833\%$$

$$e_p = Z - V' = 97,20 - 11,43 = 85,77 \text{ cm.}$$

Tableau V. 13 : Caractéristiques de la section 1m de l'about avec hourdis.

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
11,43	188,57	441519683,76117	3,833	85,77

▪ Section médiane

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 14 : Composantes de la précontrainte à la médiane (poutre seule)

$\sum \cos\alpha$	Z _i (m)	Z _i .cosα	Z _i ² (m)	I _g ^(Δ) (cm ⁴)	Z (cm)	s _Δ (cm ³)
3,8978	0,8	3,11824	0,64	3216163,84	80	16076,6

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 15 : Caractéristiques de la section médiane

Section	Section médiane	
	Poutre seule	Poutre+hourdis
B (cm ²)	8385,39	17568,84
V' (cm)	1,91	90,83
V (cm)	198,08	109,17
I _g (cm) ⁴	40617748,038191	72249878,817
ρ (%)	12,80	88,40
e _p (cm)	78,09	-10,83

V.5. Les pertes de tension

Introduction

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ». Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donnée des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée. Ces pertes sont :

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

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

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

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

V.5.1 Les pertes instantanées

V.5.1.1 Perte par frottement

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

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

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

Avec:

σ_{P_0} : Tension à l'origine. $\sigma_{P_0} = 1488 \text{ MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire. $f = 0,15 \text{ rad-1}$.

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

φ : Coefficient de frottement linéaire. $\varphi = 0,0015 \text{ m-1}$.

Donc, la perte par frottement est :

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

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 16 : Caractéristiques de la section médiane

section	α		σ_{P_0}	X = 0.00L		X = 1 m		X = 0.25 L		X = 0.5 L	
	°	rad		MPa	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X
Câble 1	5	0,087	1488	0	0	1	21,58	10	41,16	20	62,69
Câble 2	10	0,174	1488	0	0	1	40,50	10	59,92	20	81,18
Câble 3	15	0,262	1488	0	0	1	59,49	10	78,64	20	99,63
Câble 4	18	0,314	1488	0	0	1	70,38	10	89,59	20	110,41
La moyen des 4 câbles	\	\	\	\	0	\	47,99	\	67,34	\	88,48

V.5.1.2 Perte par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension.

Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine.

- **Câble N°1**

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1488 \text{ MPa}$

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

$E_p = 195000 \text{ MPa}$ } $g = 6 \text{ mm}$ } $g \times E_p = 6 \times 10^{-3} \times 195000 = 1170 \text{ MPa.m}$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V. 17 : Les valeurs de σ_i pour chaque câble.

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
$\sigma_A \text{ (MPa)}$	1488	1488	1488	1488
$\sigma_B \text{ (MPa)}$	1485,77	1485,77	1485,77	1485,77
$\sigma_C \text{ (MPa)}$	1453,94	1434,43	1413,29	1400,26
$\sigma_D \text{ (MPa)}$	1423,94	1404,52	1384,88	1373,28

- **Calcul des aires**

- **Câble 1**

$$S_1 = (1488 - 1485,77) \times \frac{1}{2} = 1,115 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1485 - 1453,94) \times 1 = 31,83 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1485 - 1453,94) \times 5,56/2 = 88,49 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1453,94 - 1423,94) \times 6,56 = 196,6 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1453,94 - 1423,94) \times \frac{13,44}{2} = 201,6 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 519,635 = 1039,27 \text{ MPa.m}$$

Les résultats des autres aires de tous les câbles sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 18 : Résultats des calculs des aires.

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
S1 (MPa.m)	1,115	1,115	1,115	1,115
S2 (MPa.m)	31,38	51,34	72,48	85,52
S3 (MPa.m)	88,49	287,50	227,22	295,47
S4 (MPa.m)	196,80	83,75	206,54	213,73
S5 (MPa.m)	201,6	200,397	180,83	163,34
$\sum S. 2$(MPa.m)	1039,27	1248,21	1376,37	1518,35

Remarque

➤ Câble 1

$g. E_p > \sum 2. S \rightarrow$ Donc il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$:

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD \rightarrow \Delta\sigma_m = \frac{g. E_p \times S}{AD} = \frac{1170 - 519,635}{20} = 32,52 \text{ MPa}$$

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage pour le 1er câble est représenté dans le graphe suivant :

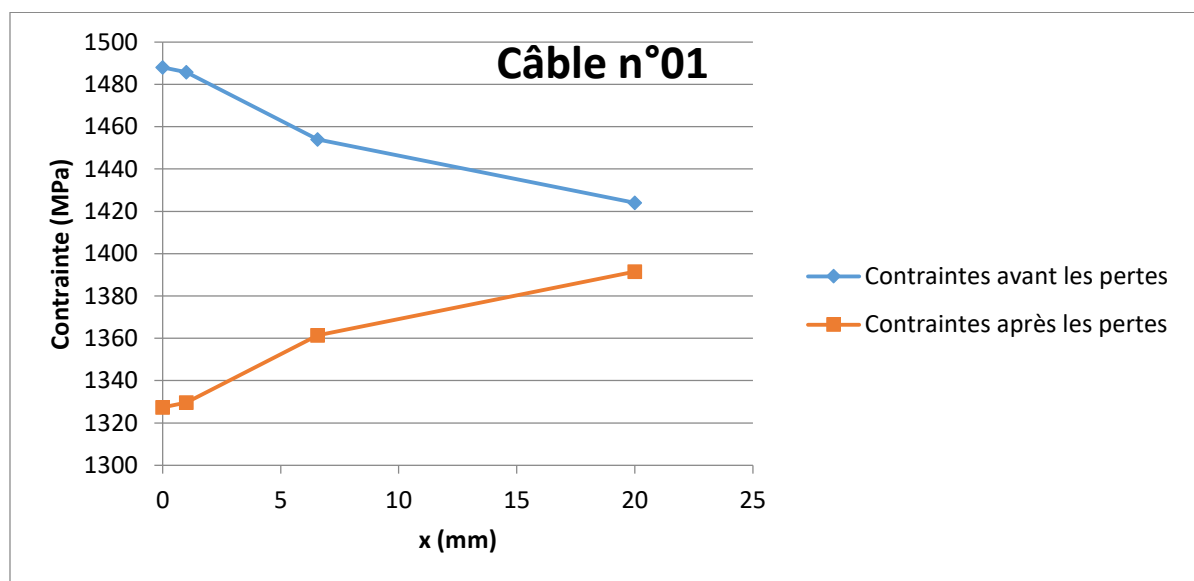


Figure V. 5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

➤ **Câble 2**

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$g.E_p = S$ air (ABCMC'B'A')

$$S_1 = 1,115 \text{MPa.m}$$

$$S_2 = 51,34 \text{MPa.m}$$

$$S_3 = 287,50 \text{MPa.m}$$

$$S_4 = (1434,43 - \sigma_m) \times 6,60 = 83,75 \text{MPa.m}$$

$$S_5 = (1434,43 - \sigma_m) \times \frac{x-6,60}{2} = 200,397 \text{MPa.m}$$

$$\frac{S}{2} = 339,955 + (1434,43 - \sigma_m) \times 6,60 \times (1434,43 - \sigma_m) \times \frac{x-6,60}{2}$$

$$S = 679,91 + (1434,43 - \sigma_m)(6,60 + x)$$

$$\sigma_m = \sigma_{p0}(1 - f.\alpha - \phi.x) = 1488(1 - 0,15 \times 0,174 - 0,0015x) = 1449,1632 - 2,232x$$

$$S = 697,91 + [1434,43 - (1449,1632 - 2,232x)] \times (6,60 + x) = g.E_p = 1170 \text{MPa}$$

$$S = 679,91 + (-14,73 - 2,232x) \times (6,60 + x) = 1170 \text{MPa}$$

$$S = 679,91 - 97,23 - 14,73x + 14,73x + 2,232x^2 - 1170 = 2,232x^2 - 587,32$$

$$x = 16,22 \text{m} \rightarrow \text{donc } \sigma_m = 1449,1632 - 2,232 \times 16,22 = 1412,96 \text{MPa}$$

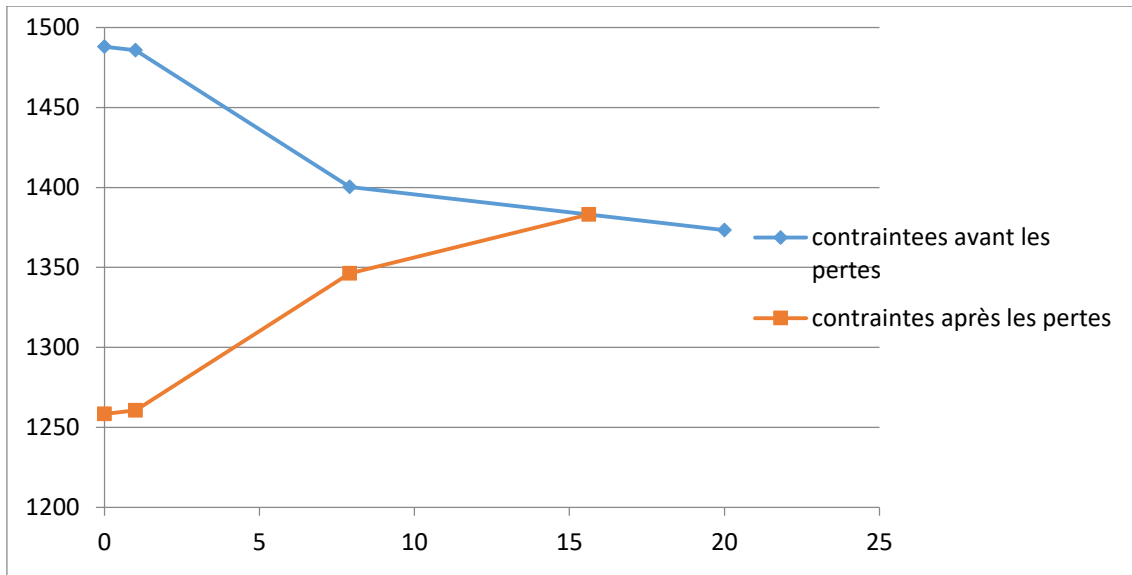


Figure V. 4 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

➤ **Câble 3**

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S1 = 1,115 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S2 = 72,48 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S3 = 227,22 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S4 = (1413,29 - \sigma_m) \times 7,27 = 206,54 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S5 = (1413,29 - \sigma_m) \times \frac{x-7,27}{2} = 180,83 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$\frac{S}{2} = 300,815 + (1413,29 - \sigma_m) \times 7,27 \times (1413,29 - \sigma_m) \times \frac{x-7,27}{2}$$

$$S = 601,63 + (1413,29 - \sigma_m)(2,27 + x)$$

$$\sigma_m = \sigma_{p0}(1 - f \cdot \alpha - \phi \cdot x) = 1488(1 - 0,15 \times 0,262 - 0,0015x) = 1429,5216 - 2,232x$$

$$S = 601,63 + [1413,29 - (1429,5216 - 2,232x)] \times (7,27 + x) = g \cdot E_p = 1170 \text{MPa}$$

$$S = 601,63 + (-14,73 - 2,232x) \times (7,27 + x) = 1170 \text{MPa}$$

$$S = 679,91 - 118,65 - 14,73x + 14,73x + 2,232x^2 - 1170 = 2,232x^2 - 587,32$$

$$x = 17,44 \text{m} \rightarrow \text{donc } \sigma_m = 1429,5216 - 2,232 \times 17,44 = 1390,59 \text{MPa}$$

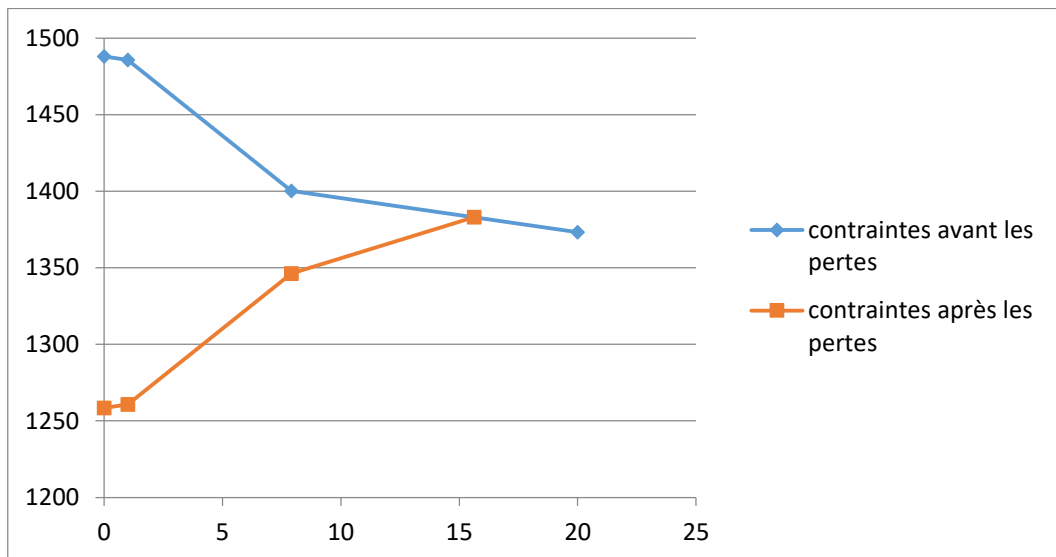


Figure V. 5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

➤ Câble 4

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S1 = 1,115 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S2 = 85,52 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S3 = 295,47 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S_4 = (1400,25 - \sigma_m) \times 7,91 = 213,73 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S_5 = (1400,25 - \sigma_m) \times \frac{x-7,91}{2} = 163,34 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$\frac{S}{2} = 382,105 + (1400,25 - \sigma_m) \times 7,27 \times (1400,25 - \sigma_m) \times \frac{x-7,91}{2}$$

$$S = 764,21 + (1400,25 - \sigma_m)(2,91 + x)$$

$$\sigma_m = \sigma_{p0}(1 - f \cdot \alpha - \phi \cdot x) = 1488(1 - 0,15 \times 0,314 - 0,0015x) = 1417,9152 - 2,232x$$

$$S = 764,21 + [1400,25 - (1417,9152 - 2,232x)] \times (7,91 + x) = g \cdot E_p = 1170 \text{MPa}$$

$$S = 764,21 + (-17,66 - 2,232x) \times (7,91 + x) = 1170 \text{MPa}$$

$$S = 764,21 - 139,69 - 17,66x + 17,66x + 2,232x^2 - 1170 = 2,232x^2 - 545,48$$

$$x = 15,63 \text{m} \rightarrow \text{donc } \sigma_m = 1417,9152 - 2,232 \times 17,44 = 1383,03 \text{MPa}$$

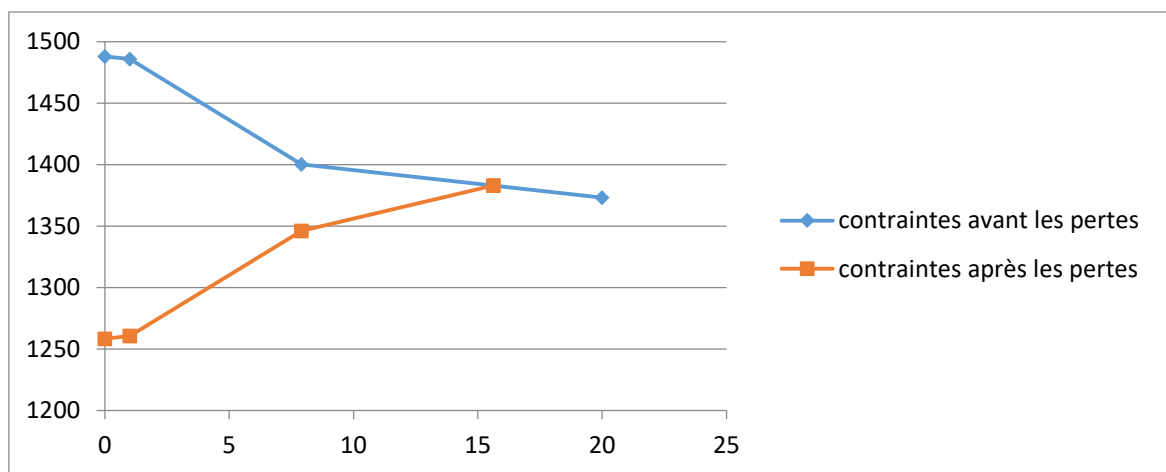


Figure V. 6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 19 : La tension des câbles

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
σ_A (MPa)	1488	1488	1488	1488
σ_B (MPa)	1485,77	1485,77	1485,77	1485,77
σ_C (MPa)	1453,94	1434,43	1413,29	1400,25
σ_D (MPa)	1423,94	1404,52	1384,88	1373,23
$\sigma_{A'}$ (MPa)	1327,36	1320,04	1270,11	1258,46
$\sigma_{B'}$ (MPa)	1329,59	1322,27	1272,34	1260,69
$\sigma_{C'}$ (MPa)	1361,42	1374,61	1344,82	1346,21
$\sigma_{D'}$ (MPa)	1391,42	\	\	\
σ_m (MPa)	\	1412,96	1390,59	1383,03

➤ **Calcul des pertes par recul d’ancrage**

Exemple de calcul :

➤ Câble 1 :

$$\Delta(x = 20) = 32,52 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10) = (1446,26 - 1401,62) \times 2 + 32,52 = 12,78 \text{MPa.}$$

$$\Delta\sigma(x = 1) = (1485,77 - 1329,59) = 156,18 \text{MPa.}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00) = (1488 - 1468,58) = 19,42 \text{MPa.}$$

Nous résumons, dans le tableau suivant les pertes par recul d’ancrage, pour les différentes sections :

Tableau V. 20 : Récapitulative des pertes par recule d’ancrage.

Section		0,00L	0,033L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		0,00	1	10	20
Câble 1	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	19,42	156,18	121,78	32,52
Câble 2		38,84	163,5	89,28	0
Câble 3		58,48	213,43	89,29	0
Câble 4		70,08	139,56	89,44	0
Moyenne		46,71	168,17	97,45	8,13

V.5.1.3 Les pertes par raccourcissement instantané du béton

Supposons qu’une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s’effectuer que câble après câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble.

De même, la mise en tension du troisième câble va entraîner le raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles ainsi de suite pour cela la mise en tension des câbles se fera au 14ème jour.

➤ **Les pertes des câbles**

Chaque câble subir une perte de tension moyenne due à :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \rightarrow \text{(BPEL art 3.3.13)}$$

Avec :

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

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

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

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

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_G : Inertie de la poutre seule

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

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

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

➤ Section d'about et la médiane

$$B_{d'about} = 12569,8\text{cm}^2 ; B_{médiane} = 8586,35\text{cm}^2$$

$$f_{c14} = 29,91$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{29,91} = 34145,344\text{MPa}$$

$$A_p = 1200\text{mm}^2$$

$$e_{p \text{ d'about}} = 5,69 ; e_{p \text{ médiane}} = 78,09$$

$$I_{G \text{ d'about}} = 44758356,44 \text{ cm}^2 ; I_{G \text{ médiane}} = 42547945,41\text{cm}^2$$

$$E_p = 195000\text{MPa}$$

$$q = 2,162\text{t/ml}$$

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

$$\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{195000}{3 \times 34145,344} \times \frac{4 \times 1200 \times (1488 - 0 - 46,71)}{12569,8 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{12569,8 \times (5,69^2)}{44758356,44}\right) = 10,57\text{MPa}$$

$$M_g = \frac{q \cdot l}{2} \cdot l - x = \frac{2,162 \times 10}{2} \times 40 - 10 = 324,3\text{t.m}$$

$$\sigma_{Pi}(10) = 324,3 \times \frac{195000}{3 \times 34145,344} \times \frac{4 \times 1200 \times (1488 - 67,34 - 97,46)}{12569,8 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{12569,8 \times (5,69^2)}{44758356,44}\right) = 31,48\text{MPa}$$

$$M_g = \frac{q \cdot l}{2} \cdot l - x = \frac{2,162 \times 20}{2} \times 40 - 20 = 432,4\text{N.m}$$

$$\sigma_{Pi}(20) = 432,4 \times \frac{195000}{3 \times 34145,344} \times \frac{4 \times 1200 \times (1488 - 88,48 - 8,13)}{8586,35 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8586,35 \times (78,09^2)}{42547945,41}\right) =$$

$$14,28\text{MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 21 : Valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton

Câbles	Section	0,00L	0,25L	0,5L
	$\Delta\sigma_{pi} \text{ x (MPa)}$		10,57	31,48

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 V. 22 : Pertes instantanées totales à différentes sections (MPa).

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse	0,00	10	20
Câble 1	29,99	194,42	139,35
Câble 2	49,41	180,68	125,32
Câble 3	69,05	199,41	143,77
Câble 4	80,65	210,50	154,55
Moyenne	57,28	196,26	140,75

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

Tableau V. 23 Tensions initiales probables « σ_{pi} (MPa) ».

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse	0,00	10	20
Câble 1	1417,92	1446,26	1423,94
Câble 2	1429,52	1426,84	1404,52
Câble 3	1449,16	1407,20	1384,88
Câble 4	1468,58	1395,59	1373,28
Moyenne	1441,295	1418,9725	1396,655

V.6.1 les pertes différées

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformation et des contraintes des matériaux en présence : retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

V.6.1.1 Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t+9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U}$$

B : aire de section

U : périmètre de section

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

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

➤ **Section d'about**

$$r_m = \frac{12569,8}{542,58} = 23,17 \text{ cm}$$

➤ **Section médiane**

$$r_m = \frac{8586,35}{596} = 14,41 \text{ cm}$$

• **Perte dans les câbles**

- **Section d'about**

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 23,17} = 0,063$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,063] \times 195000 = 54,81$

- **Section médiane**

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 14,41} = 0,097$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,097] \times 195000 = 52,83$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 24 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton.

Section	0,00L	0,25L	0,5L
$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	54,81	52,83	52,83

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

$$\Delta_{\sigma_r}^{\text{moy}} = 52,83 \text{ MPa}$$

V.6.1.2 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 élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement, 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 par relaxation est donnée par la formule 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 $\rho_r = 2,5\%$

u_0 : 0.43 pour les armatures de tres basse relation

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

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

$\sigma_{p0} = 1488\text{MPa}$.

- Perte dans les câbles

Exemple de calcul :

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

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1441,295}{1860} - 0.43 \right) \times 1441,295 = 74,56\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 25 Pertes par relaxation dans les câbles.

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	0,00	10	20
$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	74,56	70,85	67,23

V.6.1.3 Perte dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le fluage correspond à une déformation du béton dans le temps à effort constant d'où un raccourcissement progressif ; les câbles étant ancrés dans le béton vont subir un raccourcissement à leur tour donc une diminution de leur tension.

Selon le BPEL 91, les pertes se calculent par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_{Max}) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (1)$$

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.

Comme $\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$ et, nous avons :

$$\Delta\sigma_{flu} = 2 \cdot \sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

$$\sigma_b(x) : \text{Contrainte normale du béton} : \sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{p \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

P: Effort de précontrainte.

e(x) : excentricité du câble de précontrainte.

M: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

$$\sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{p \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I} = \frac{6713,87}{8586,35} + \frac{6713,87 \times (-0,86^2)}{42547945,41} - \frac{846,59 \times (-0,86)}{42547945,41} = 0,7821 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{flu} = 2 \cdot \sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} = 2 \times 0,7821 \times \frac{195000}{34145,344} = 8,932 \text{ MPa.}$$

- Perte dans les câbles

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

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

$q_G = 2.162 \text{ t/ml}$ (poutre seule)

$$M_g = \frac{q l^2}{8} = \frac{2.162 \times 20^2}{8} = 108,1 \text{ t. m}$$

$$B_{d'about} = 12569,8 \text{ cm}^2 ; B_{médiane} = 8586,35 \text{ cm}^2$$

$$I_{G \text{ d'about}} = 44758356,44 \text{ cm}^2 ; I_{G \text{ médiane}} = 42547945,41 \text{ cm}^2$$

$$e_{p \text{ d'about}} = 5,69 ; e_{p \text{ médiane}} = 78,09$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa.}$$

$$AP = 1200 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{pi} = 1396,655 \text{ MPa.}$$

Donc:

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

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{108,1 \times (78,09) \times 10^4}{42547945,41} + 4 \times 1200 \times \frac{1396,655}{8586,35 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8586,35 \times (78,09)^2}{42547945,41}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = 19,39 \text{ MPa} ; \sigma_M(0.25L) = 5,52 \text{ MPa} ; \sigma_M(0.00L) = 6,79 \text{ MPa}$$

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

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

$$\Delta_{\sigma d} = 52,83 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 67,23$$

$$\Delta_{\sigma d}(20) = 108,86 + 8,932 = 117,79 \text{ MPa.}$$

$$\Delta_{\sigma d}(10) = 111,87 + 8,932 = 120,80 \text{ MPa.}$$

$$\Delta_{\sigma d}(0,0) = 113,85 + 8,932 = 122,78.$$

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

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

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

On remplace dans la formule(1) devient alors :

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

$$\Delta_{\sigma fl}(0.5L) = \left[2 \times 19,39 - 4 \times 1200 \times \frac{117,79}{8586,35 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8586,35 \times (78,09^2)}{42547945,41} \right) \right]$$

$$\times \frac{195000}{34145,344}$$

$$\Delta_{\sigma fl}(0.5L) = 213,08 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{\sigma fl}(0.25L) = \left[2 \times 7,91 - 4 \times 1200 \times \frac{120,80}{12569,8 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{12569,8 \times (5,69^2)}{44758356,44} \right) \right] \times \frac{195000}{34145,344}$$

$$\Delta_{\sigma fl}(0.25L) = 118,38 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{\sigma fl}(0.25L) = \left[2 \times 8,06 - 4 \times 1200 \times \frac{122,78}{12569,8 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8586,35 \times (5,69^2)}{44758356,44} \right) \right] \times \frac{195000}{34145,344}$$

$$\Delta_{\sigma fl}(0.25L) = 89,34 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 26 : Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles.

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse	0,00	10	20
$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	125,02	123,04	120
Mg (t.m)	0,00	27,025	108,1
$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1445,295	1418,9725	1396,655
$\sigma_M(x)$ (Mpa)	6,79	5,52	19,39
$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (MPa)	89,34	118,38	213,08

V.6.1.4 Pertes différées totales et tension finale probable

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 27 : Pertes différées totales des différentes sections.

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse	0,00	10	20
$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	54,81	52,83	52,83
$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	74,56	70,85	67,23
$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	89,34	118,38	213,08
$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	206,03	230,02	321,71

➤ La tension finale probable

Le pourcentage de pertes :

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

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

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 28 : Pourcentage des pertes.

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse	0,00	10	20
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1445,295	1418,9725	1396,655
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	206,03	230,02	321,71
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1239,265	1188,9525	1074,945
%perte	14,02	20,09	27,75
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 20,09% et 27,75% de σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 32 % de σ_{p0} .

D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité.

On constate que les contraintes sont bien vérifiées, ce qui permet de dire que la précontrainte a été bien dimensionnée.

VI.1.1 Choix du type d'ouvrage

Nous avons opté pour une pile portique pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis à la semelle.

VI.1.2 Pré dimensionnement de la pile

a. Chevêtre

-Longueur =15.5m

- Largeur = 4m

- Hauteur = variable $2.19 < H < 1.6$ on prend $H = 2m$

b. Fûts :

Diamètre : $\phi = 2.6 m$

Hauteur : $H = 24.36m$

c. Semelle

Longueur : 16m ;

- Largeur : 6.6m ;

- Epaisseur : 2.5m

- Béton de propreté : 0,10m.

Ces dimensions sont représentées dans les plans accompagnés.

VI.1.3 Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux futs des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera soumis à la flexion simple.

VI.1.3.1 Etude de chevêtre en flexion simple

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur trois fûts.

a. Evaluation des efforts

- Poids propre du chevêtre :

$$P_c = \gamma_b \times V = 2.5 \times 15.5 \times 4 \times 2 = 310t$$

$$P_c = 20 \text{ t/ml}$$

- Efforts dû au poids propre du tablier

$$P_g = \frac{P_g}{n} = \frac{1303.3}{9} = 144.7 \text{ t/ml}$$

P_g : Poids total du tablier

n: nombre de poutres

b. Efforts transmis par la surcharge D240 :

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

$$P_{D240/poutre} = \frac{R_{D240}}{n} \times K_{\alpha \max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0.723)}{2} \times 9.3 \times 12.9 = 206.7 \text{ t}$$

$$P_{D240/poutre} = \frac{206.7}{9} \times 1.34 = 30.78 \text{ t/poutre}$$

c. Calcul des sollicitations aux états limites

Tableau VI. 1 : Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

Poids du tablier : P_g (MN)		1.3033
Poids du chevêtre : P_c (MN / m)		0.20
Poids de surcharge : P_{D240} (MN)		0.31
ELU	$P_U = 1,35 \times (P_g + P_{D240})$	2.1779
	$G_U = 1.35 \times P_c$	0.27
ELS	$P_{ser} = (P_g + P_{D240})(MN)$	1.6133
	$G_s = P_c$ (MN / ml)	0,20

Il faut savoir en premier temps si on peut appliquer la R.D.M tout en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$$

Avec :

- h : la hauteur du chevêtre **$h = 2\text{m}$**
- L : l'entraxe des fûts **$l = 4,75\text{m}$**

$0,033 \leq 0,42 \leq 0,2 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

Donc la R.D.M n'est pas applicable, d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{P \times K_i}{\sum K_i} \times \left[1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i \times y_i^2)} \times e \times y_i \right]$$

Avec :

- R_i : La réaction d'appui.
- P : La résultante des charges.
- y_i : L'excentricité de R_i par rapport au barycentre.
- e : L'excentricité de P par rapport au barycentre.
- K_i : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique donc $e = 0\text{ m} \rightarrow R_i = R/n$ (n : nombre d'appui « fûts » = 3)

$$\begin{cases} R_U = \frac{1}{n} [(P_U \times n_p) + (g_u \times L)] = \frac{1}{3} [(2,17 \times 9) + (0,27 \times 15,5)] = 10,38 \text{ MN} \\ R_s = \frac{1}{n} [(P_s \times n_p) + (g_s \times L)] = \frac{1}{3} [(1,61 \times 9) + (0,20 \times 15,5)] = 7,93 \text{ MN} \end{cases}$$

- Modélisation de chevêtre :

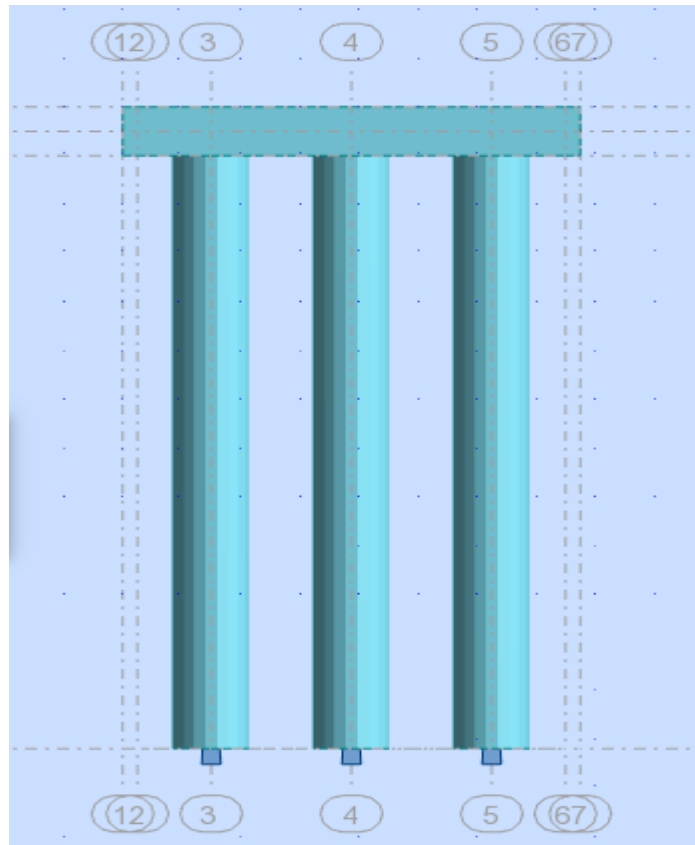


Figure VI. 2: la modélisation de chevêtre

d. Effort interne dans le chevêtre :

- **Moment fléchissant :**

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

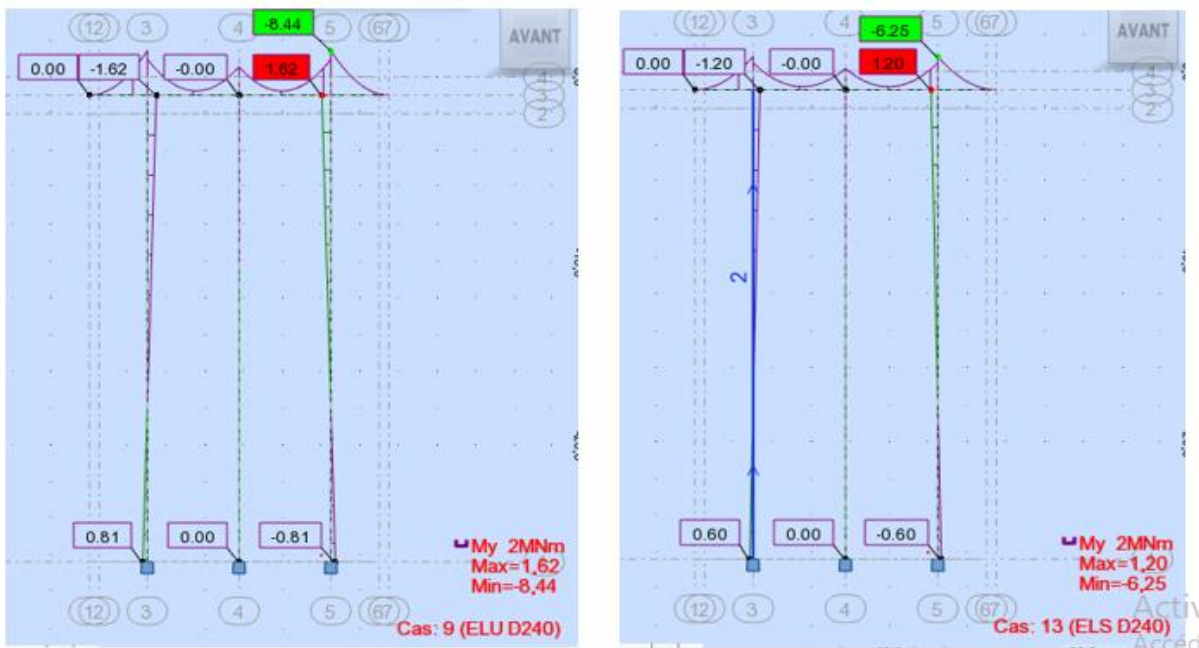


Figure VI. 3 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable

- **L'effort tranchant :**

L'effort tranchant maximum est donné à l'ELS par la combinaison la plus défavorable G + 1.20 Bc 4vc à l'ELU.

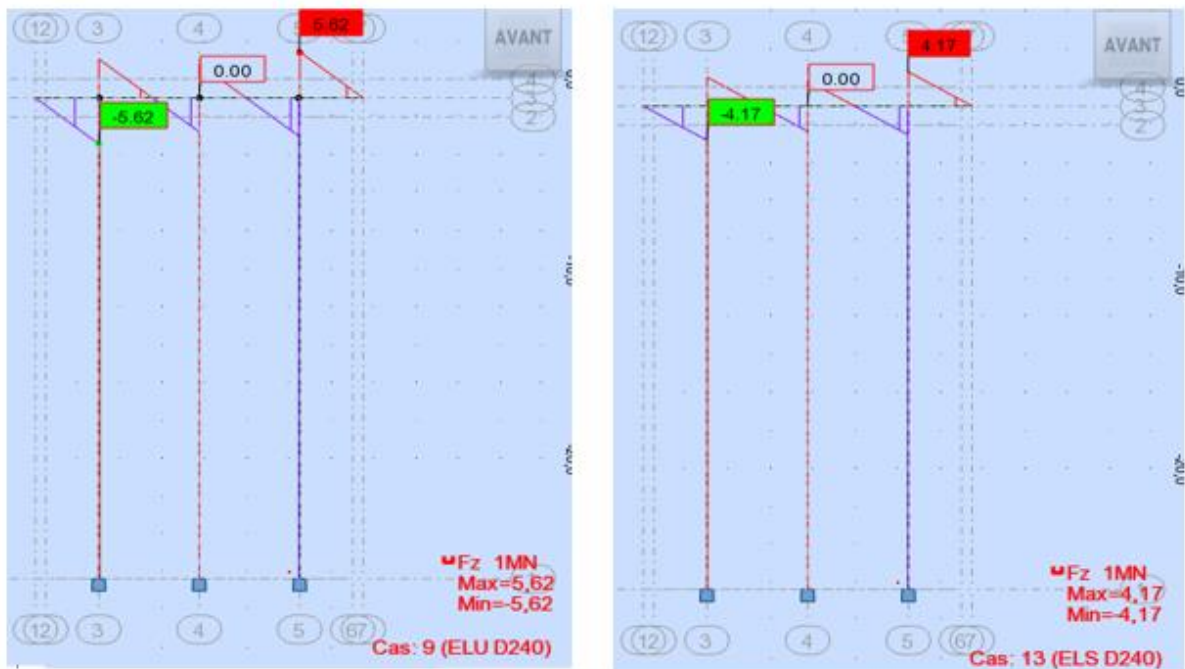


Figure VI. 4: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable

- Expression des résultats :

Tableau VI. 2: Efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.

	ELU		ELS	
	A mi- travée	Aux appuis	A mi- travée	Sur appuis
M (MN/ml)	1.62	8.44	1.20	6.25
T(MN)	5.62		4.17	

VI.1.3.2 Ferrailage de chevêtre à la flexion

- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$
- $F_e E = 500 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_b = 1,5$
- $h = 2 \text{ m}$
- $d = 0,9 \times h = 1,8 \text{ m}$
- $b_0 = 4 \text{ m}$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA}$$

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91

☞ **Section d'armature supérieure :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{1.62}{4 \times 1.8^2 \times 19.83} = 0.0063 < 0.39$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0063}}{0.8} = 0.008$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.8(1 - 0.4 \times 0.008) = 1.79424 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1.62}{0.179 \times 0.435} = 20.8 \text{ cm}$$

Tableau VI. 3: Ferrailage longitudinal du chevêtre.

ELU			ELS		
	M_t	M_a		M_t	M_a
M_u (MN. m/ml)	1.62	8.44	M_{ser} (MN. m/ml)	1.20	6.25
μ_{bu}	0.0063	0.04	α_r	0.0046	0.03
α	0.008	0.051	μ_{rb}	0.0057	0.038
Z (m)	1.7915	1.76	Z_r (m)	1.79	1,77
A_u (cm ²)	20.78	135.57	A_{ser} (cm ²)	15.41	102.99

• **Condition de non fragilité**

$$A_{cnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 4 \times 1,8 \times \frac{2,7}{500} = 0,009 \text{ m}^2 = 90 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion**

- En travée (nappe inférieure) : $A_s = 90 \text{ cm}^2$ soit 12HA32 soit $A_s = 96.61 \text{ cm}^2$
- À l'appui (nappe supérieure) : $A_s = 135.57 \text{ cm}^2$ soit 17HA32 soit $A_s = 136.68 \text{ cm}^2$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

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).

$$\bar{\tau} = \min[0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = \min[3,5 ; 4 \text{ MPa}] = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{13.62}{4 \times 1,8} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

On prend :

$$S_t = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)}{0,9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq 6.59 \text{ cm}^2$$

☞ Pourcentage minimal

$$\% \text{ min} = \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,55 \geq 0,4 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\Rightarrow A_{t_{\min}} \geq 0,4 \times 4 \times \frac{0,15}{500} = 4.8 \text{ cm}^2$$

☞ Justification de la bielle de béton

$$\tau_u < \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} \Rightarrow 1,89 < 5,83 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

VI.1.3.3 Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires.

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

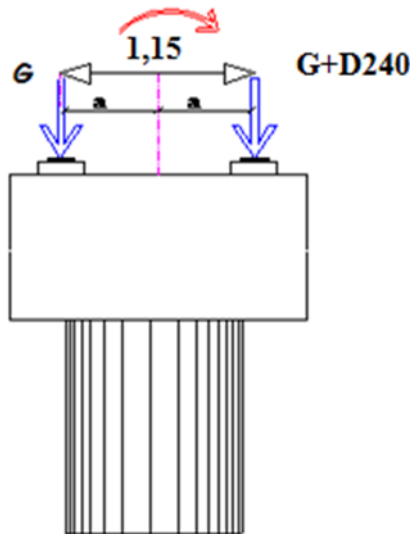


Figure VI. 5 : La torsion du fût + chevêtre.

Selon l'article 7.6.3 de (B.P.E.L 91) adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

$$b_0 = \frac{D}{6} = \frac{2,6}{6} = 0,43 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

a. Calcul du moment de torsion

$$M_{tu} = 1,35 \times [(R_G + R_{D240})a - R_G \times a]$$

Dans notre cas le $R_G = 0$ ou :

$$M_{tu} = 1,35R_{D240} \times a$$

$$M_{tu} = 1,35 \times 2,06 \times 0,57 = 1,53 \text{ MN.m}$$

• **Les Justification du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) < \overline{\tau_u^2} = 12,25 \text{ MPa}^2$$

$\tau_u^2(V_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u^2(M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_u^2(v) = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(M_t) = \frac{M_t}{2\Omega \cdot b_0}$$

$$b_0 = \frac{D}{6} = \frac{2,6}{6} = 0,43 \text{ m}$$

Ω : L'aire du contour tracé à mi-épaisseur de la paroi

$$\Omega = \left(b - \frac{2D}{12}\right) \times \left(h - \frac{2D}{12}\right) = \left(4 - \frac{2 \times 2,6}{12}\right) \times \left(2 - \frac{2 \times 2,6}{12}\right) = 5,58 \text{ m}^2$$

$$\tau_u^2(M_t) = \frac{1,53}{2 \times 5,58 \times 0,4} = 0,342 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(M_t) + \tau_u^2(V) = 0,342^2 + 1,89^2 = 3,68 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u^2} = 12,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Calcul des armatures de torsion

– **Armatures longitudinales**

$$A_t \geq \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,53 \times 11,17}{2 \times 5,76 \times \frac{500}{1,15}} = 34,1 \text{ cm}^2$$

Avec :

U : périmètre de l'aire

$$U = 2 \left(h - \frac{2D}{12}\right) \left(b - \frac{2D}{12}\right) = 2 \left(2 - \left(2 \times \frac{2,6}{12}\right)\right) \left(4 - \left(2 \times \frac{2,6}{12}\right)\right) = 11,17 \text{ m}$$

$$M_{tu} = 1,53 \text{ MN.m}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{7HA25} \rightarrow \mathbf{A_t = 34,36 \text{ cm}^2}$$

– **Armatures transversales**

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu}}{2\Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,53}{2 \times 5,58 \times \frac{500}{1,15}} = 3,15 \text{ cm}^2$$

Où :

$$S_t = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} \text{ (SETRA P.P 73 1.3.2)}$$

$$A_t = 4.8 + 3.15 = 7.95 \text{ cm}^2$$

On prend : 1 cadres HA16, 1 épingle HA16 et 2 étriers HA16

$$\text{Donc : } 4\text{HA16} \rightarrow A_t = 8.04 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum des armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}$$

$$\frac{7.85}{15} = 0,523 \geq 0,4 \frac{4}{500} = 0,320 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

On remarque que les sections de ferrailage à la torsion sont supérieures par rapport à celle de la flexion. Nous retenons le ferrailage définis au calcul de la torsion, comme s'est illustré en figure

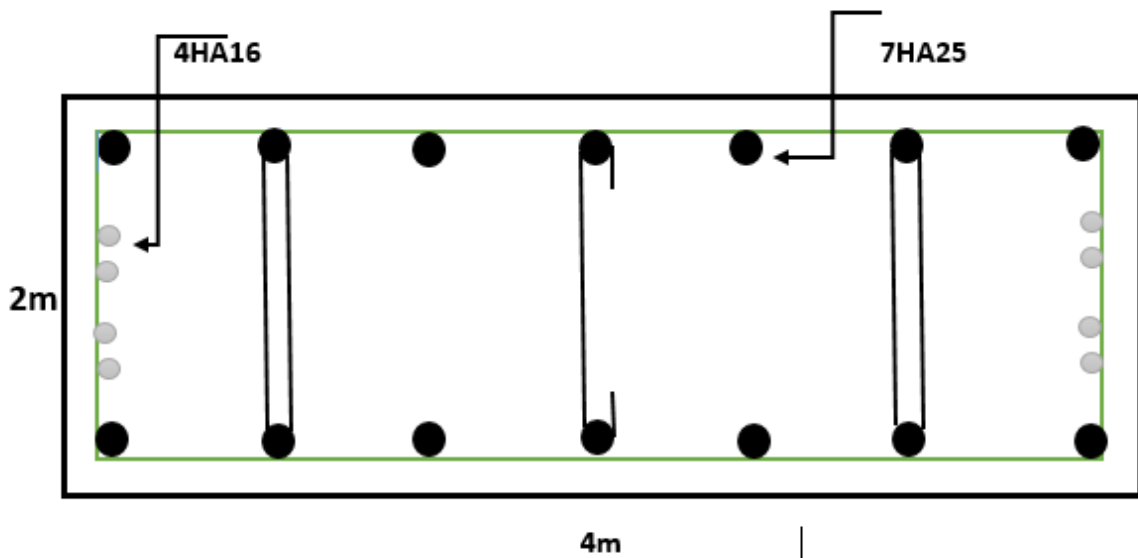


Figure VI. 6: Ferrailage du chevêtre

VI.1.4 Etude du fût

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 2.60 m de diamètre encastres à la base et articulés à la partie supérieure.

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier. Les engendres à leur tour engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

L'étude se fera à la base du fût et en flexion composée.

VI.1.4.1 Evaluation des efforts

a. Efforts verticaux

- Charges permanentes :
- ☞ Poids propre du tablier :

$$N_t = \frac{1303.3}{3} = 434.43 \text{ t}$$

- ☞ Poids de chevêtre :

$$N_c = \frac{310}{3} = 103.33 \text{ t}$$

☞ Poids propre du fût :

$$N_f = 2.5 \left(\frac{\pi \times 2.6^2}{4} \times 24.36 \right) = 323.17 \text{ t}$$

○ Poids total : $N_G = N_t + N_c + N_f = 434.43 + 103.33 + 323.17 = 860.93 \text{ t} = 8.6 \text{ MN}$

☞ Surcharge :

$$N = \frac{T_{max}}{3}$$

D_{240} (Une travée chargée) : $N_D = \left(\frac{98.22}{3} \right) = 32.74 \text{ t} = 0.3274 \text{ MN}$

Effet du séisme vertical : $\xi_v = \mp 0,1 \text{ m/s}^2$

$$N_S = \xi_v \times N_G = \mp 0,1 \times 8.58 = 0,858 \text{ MN}$$

☞ Freinage :

Selon l'article du RCPR,

Freinage dû à A(L) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A (système A) est égal à :

$$F_{A(L)} = \frac{A(l) \cdot S}{20 + 0.0035 \cdot S}$$

S : Surface des futs

$$F_{A(L)} = 5.75 \text{ t}$$

Freinage du a Bc :

$$HBc = 30 \text{ t}$$

☞ Effet du séisme horizontal : $\xi_v = \mp 0,2 \text{ m/s}^2$

$$\begin{cases} H_{stab} = 0,2 \times 4.34 = 0,868 \text{ MN} \\ H_{s chev} = 0,2 \times 1.03 = 0,206 \text{ MN} \\ H_{s fut} = 0,2 \times 3.20 = 0,64 \text{ MN} \end{cases}$$

Tableau VI. 4: Ferrailage longitudinal du chevêtre.

		H(MN)	N(MN)	Bras de levier (m)	M(MN.m)
Poids du tablier		/	4.34	/	/
Poids du chevêtre		/	1.03	/	/
Poids du fût		/	3.2	/	/
D₂₄₀		/	0,3274	29	9.49
Séisme horizontal	Tablier	0,868	/	29	25.17
	Chevêtre	0,206	/	25.32	5.21
	Fût	0,64	/	12.16	7.78
Séisme vertical		/	0.858	/	/

b. Calcul des sollicitations

Tableau VI. 5: Combinaison des efforts

	Condition normale	Condition sismique
ELU	$1.35G + KQ + 0.8T^{\circ}$	$G + F_{\text{séisme}} + 0.5T^{\circ}$
ELS	$G + KQ + 0.6T^{\circ}$	

$$\text{ELU} : \begin{cases} K = 1.35 \text{ (pour D240)} \\ K = 1.6 \text{ (pour les autres charges)} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} K = 1 \text{ (D240)} \\ K = 1.2 \text{ (autres charges)} \end{cases}$$

Dans le cas le plus défavorable :

$$N = 1.35 \times 434.43 + 1.6 \times 5.75 = 595.68 \text{ t}$$

$$M = 24.36 \times = 140.07 \text{ t.m}$$

VI.1.4.2 Stabilité du fût au flambement

On doit vérifier que $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{lf}{i}$$

$$lf = 0.707 * l_0 = 17.19$$

$$i = \frac{\varnothing}{4} = \frac{2.6}{4} = 0.65$$

$$\lambda = \frac{17.19}{0.65} = 26.44$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(50 ; \min\left(\left(\frac{67e0}{D}\right) ; 100\right)\right) = 50$$

$\lambda = 26.44 < \bar{\lambda} = 50$ (Condition vérifié)

VI.1.4.3 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 :

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$\beta w = f_{c28} = 37 \text{ MPA}$$

$$n = \frac{5.95}{\pi \times 1.3^2 \times 35} = 0.0325$$

$$m = \frac{1.4}{\pi \times 1.3^2 \times 35} = 0.0075$$

$$\frac{h'}{D} = 0.04 \rightarrow h' = 0.04D = 0.104$$

$$d = 2R = 2.6$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de $w = 0.08$

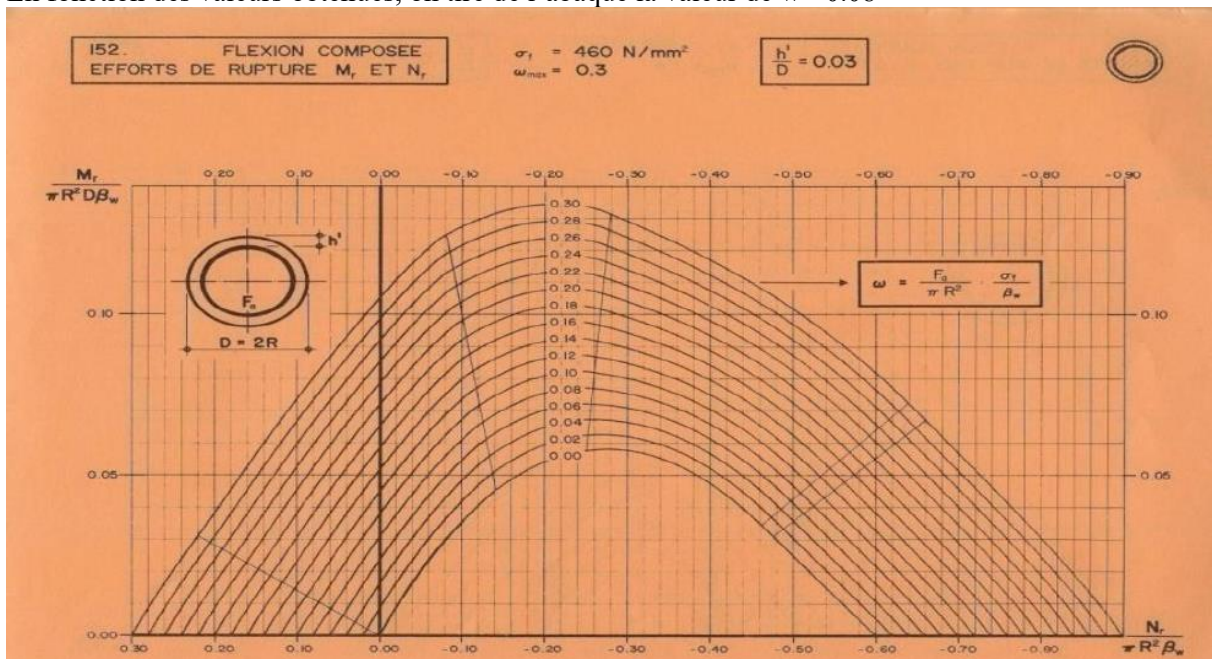


Figure VI. 7: Abaque de WALTHER

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot w}{f_e} = \frac{\pi \times 1.3^2 \times 35 \times 0.08}{500} = 297.17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \times \pi \times R^2 = 164.55 \text{ cm}^2$$

$164.55 \text{ cm}^2 < 297.55 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

$$A_s = \max(A_s ; A_{min}) = 297.17 \text{ cm}^2$$

On prend 2(19HA32) où $A_s = 2 \times 152.81 = 305.62 \text{ cm}^2$

VI.1.4.4 Calcul des armateurs transversaux

On assimile la section circulaire à une section carrée ($2b_0$)

$$St \leq \min(0.9\phi ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend $St = 30 \text{ cm}$

$$A_s = 0.23 \frac{\pi \cdot D^2 \cdot f_{t28}}{4fe} = 65.9 \text{ cm}^2$$

On prend 14HA25 avec un espacement de 30 cm

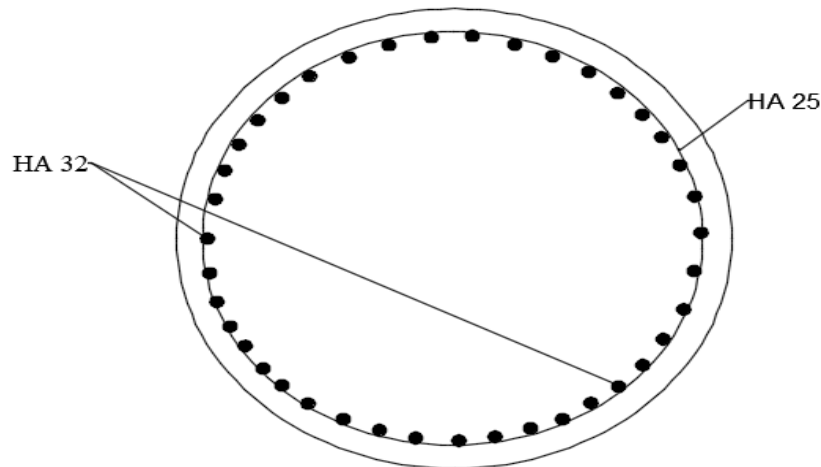


Figure VI. 8 : Ferrailage de futs

IV.2. Etude de la culée

Introduction

La culée est l'appui extrême du pont, elle assure la liaison entre le pont et le terrain d'assise de la voie portée ; qu'il soit un remblai ou un terrain naturel.

Les fonctions principales d'une culée sont :

- de transmettre les charges verticales et horizontales du tablier vers le sol de fondation.
- de soutenir les terres qui se trouvent derrière la culée.
- de limiter les déplacements horizontaux et verticaux (tassement) qui sont dus aux charges du tablier ou des terres soutenues.

Dans notre cas on a une culée enterrées (structure porteuse des piles culées est noyée dans le remblai.) elles assurent, essentiellement, une fonction porteuse, mais elles n'assurent pas la fonction de soutènement du remblai d'accès sauf en tête de remblai dans certains cas. Elles peuvent être fondées superficiellement ou sur pieux ou barrettes.

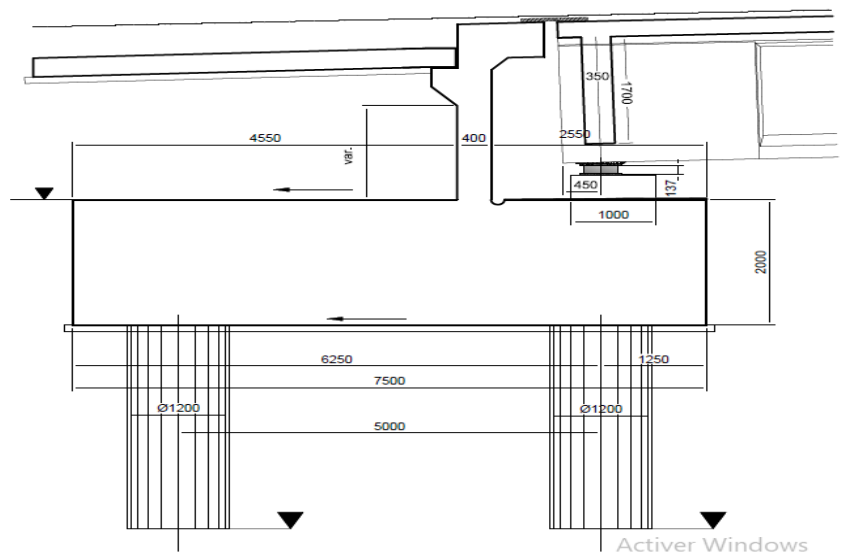


Figure VI.12 : Coupe longitudinale de la culée

d. Les corbeaux :

- **La largeur de corbeaux :**

$$L = \text{longueur du mur garde grève est} - 2(\text{épaisseurs du mur en retour})$$

$$L = 11 - (2 \times 0.35) = 10.3 \text{ m.}$$

Il à une forme de trapèze ayant une base de 0.6 m, une petite base de 0.3 m et une hauteur de 0.3 m

e. Les murs en retour

- a. **La hauteur des murs en retour**

La hauteur de mur est : 2.813 m

- b. **L'épaisseur du mur en retour : e = 0.5 cm.**

- c. **La longueur des murs en retour : L = 4.55 m.**

VI.2.3 Détermination des différents cas de charge

- a. **Les efforts dus aux charges permanentes**

Tableau VI. 6 : Les charges permanentes

Désignation	N(t)	H (t)	Z(m)	Mr (t.m)	Ms (t.m)
Poids propre de tablier	1303.62	/		-	
Mur garde grève	26.719	/	0.20		5.34
Mur en retour	31.99	/	5.225		167.14
Semelle	600	/	3.75		2250
Corbeau	3.71	/	3.25		12.06
Dalle de transition	45.31	/	5.45		246.93
Terres					
Poussée de terre	-	37.51	5.225	195.98	-
Poids des terres	446.6	-	2.95	1317.47	
Freinage					
Freinage sue le tablier Bc	-	15	7.5	112.5	
totale	2457.95	52.51		1513.45	2681.47

Avec :

N : est l'effort normal vertical (en tonne)

H : est la force horizontale (en tonne)

Z : est le bras de levier entre la position de l'application de la force et le centre de rotation O(en mètre)

Ms : est le moment qui engendre la rotation qui résiste au mouvement dans le cas de renversement (le moment stabilisant)

Mr : le moment qui engendre le renversement du mur (le moment renversant)

b. Vérification de la stabilité

- **Tiers central (poinçonnement)**

$$e = \frac{M}{N} = \left| \frac{\sum M_s - \sum M_r}{N} \right| = 0.475 \text{ m}$$

$$e = 0.475 < \frac{B}{6} = \frac{7.5}{6} = 1.25 \Rightarrow \text{Condition verifier}$$

- **Vérification au glissement**

$$\frac{H}{N} = 0.021 < 0.4 \Rightarrow \text{Condition verifier}$$

c. Vérification au renversement

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 1.77 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition verifier}$$

VI.2.4 Etude des éléments de la culée

VI.2.4.1 La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée, elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

a. Evaluation des efforts

➤ Charges permanentes

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,25 \times 1 = 0,625 \text{ t/ml}$
- Poids du remblai : $g_2 = 2 \times 1 \times 0,85 = 1,7 \text{ t/ml}$
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,2 \times 1 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/ml}$
- Poids total : $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,625 + 0,176 + 1,7 = 2,501 \text{ t/ml}$

➤ Surcharges

- Surcharge répartie : $q = 1 \text{ t/ml}$
- Surcharge : l'effet le plus défavorable sera produit par le convoi B_t sur une bande de 1m. (SETRA)

On suppose que :

$$\begin{cases} P_1 = 2 P \\ P_2 = 1,2 P \end{cases}$$

$$\Rightarrow P = 5,5 \frac{\text{t}}{\text{ml}}$$

Avec

$$P = 8 \text{ t (la charge d'un essieu de } B_t)$$

$$\text{donc } P \text{ en tonne par ml} = P_{\text{tot}}/4,60$$

$$\text{D'où } \begin{cases} P_1 = 11 \text{ t/ml} \\ P_2 = 6,6 \text{ t/ml} \end{cases}$$

La section dangereuse ainsi que l'effort maximal sous P_1 et P_2 seront déterminés par le théorème de barré.

➤ Détermination de la section critique

$$R = \sum P_i = 17,6 \text{ t/ml}$$

$$X_R = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i} = 0,5063 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable :

$$P_i = P_K = 11 \text{ t} \Rightarrow X_S = 2,05 \text{ m De l'appui gauche.}$$

$$\sum P_{ig} \leq \frac{R \times X_S}{L} \leq \sum P_g + P_K$$

$$0 \leq 7,216 \leq 11 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul du moment

$$M_{\max} = \frac{R \times X_S^2}{L} - \sum P_g \times d_i = \frac{17,6 \times 2,05^2}{5} - 0 = 14,792 \text{ t.m/ml}$$

Sous charge permanente : $M_g = \frac{g \times l}{2} \times X_S - \frac{g \times X_S^2}{2}$

Sous charge de remblai : $M_q = \frac{q \times l}{2} \times X_S - \frac{q \times X_S^2}{2}$

Les valeurs de M_{\max} et T_{\max} sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7 : Valeurs de M_{\max} et de T_{\max}

	Charge (t/ml)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente g	2,501	7.56	6.25
Surcharge q	1	3.023	2.5
Système B_t	/	14.792	14.256

• **Combinaison des efforts**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,6Q \\ \text{ELS : } G + 1,2Q \end{cases}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8: Valeur de M et T à l'ELS et l'ELU

Efforts	M (t.m/ml)	T (t/ml)
ELU	38.71	35.24
ELS	29	26.35

b. Ferrailage de la dalle de transition

➤ **Ferrailage verticale**

$$M_u = 38.71 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 29 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ cm.}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel CHEKIREDD nous a donné une section d'armature à l'ELU doublement armée de 49.76 cm^2 pour les armatures tendues, et de 11.87 cm^2 pour les armatures comprimées

La vérification à l'ELS a donné une section de $38.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition, nous prenons :

$$A_s = 11.87 \text{ cm}^2 \text{ (pour la nappe supérieure)}$$

$$A'_s = 49.76 \text{ cm}^2 \text{ (Pour la nappe inférieure)}$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend 11HA25 ($A_s = 54 \text{ cm}^2$) pour la nappe inférieure et 6HA16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$) pour la nappe supérieure avec un espacement 12.5cm

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.81 \times 100 \times 22.5}{500} = 2.9 \text{ cm}^2$$

Donc, $A_s = 54 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{54}{3} = 18 \text{ cm}^2$$

On prend : $= 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 6\text{HA}20$, avec un espacement de 12.5 cm

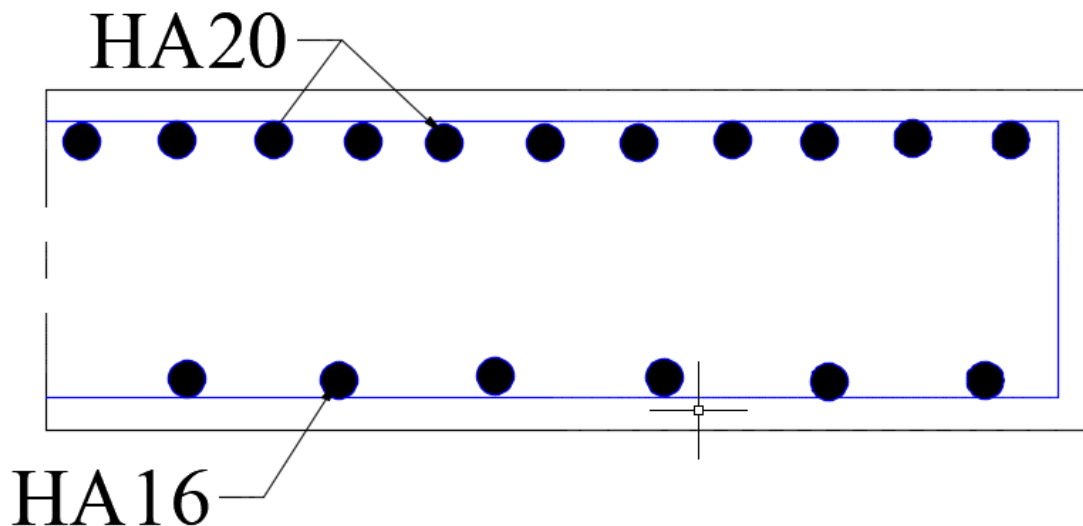


Figure VI. 9 : ferrailage de la dalle de transition

VI.2.4.2 Mure garde grève

a. Evaluation des efforts

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

➤ **Poussée de terres**

$$M_t = \frac{P \cdot H}{3} = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma_r \cdot H^3$$

Avec :

$$P = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_r \cdot H^2$$

$$K_a = 0.33$$

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ Poids volumique des terres.

$H = 2.776 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$$\text{D'où : } M_t = \frac{1}{6} 0.33 \times 2 \times 2.776^3 = 2.35 \text{ t.m}$$

$$M_{tu} = 1.35 \times 2.35 = 3.18 \text{ t.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 1 \times 2.35 = 2.35 \text{ t.m}$$

➤ 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 arrières 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 x 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 :

$$MP = \frac{12 \cdot K}{0.75 + 2H} \int_0^H \frac{H-x}{0.25+x} dx \dots \dots \dots (I)$$

Avec:

$b_c = 1.1$ (Coefficient de pondération du système Bc.

$\gamma = 1.06$ (Coefficient de majoration dynamique)

δ : Coefficient de pondération ($\delta = 1,6$ à L'E.L.U, $\delta = 1,2$ à L'E.L.S)

$$K = K_a \cdot \delta \cdot \gamma \cdot b_c$$

$$\text{A L'ELU : } K = 0.33 \times 1.6 \times 1.06 \times 1.1 = 0.616$$

$$\text{A L'ELS ; } K = 0.33 \times 1.2 \times 1.06 \times 1.1 = 0.461$$

D'après l'équation (I) :

$$MP = \frac{12 \cdot K}{0.75 + 2H} [2.775 \ln(0.25 + x) - x]_0^{2.776}$$

$$MP = 4.89 \text{ t.m à L'ELU}$$

$$MP = 3.66 \text{ t.m à L'ELS}$$

➤ Force de freinage

On considère un essieu lourd au contact du mur garde grève, et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière. Donc le moment dû à la force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6 \cdot H}{0.25 + 2 \cdot H} \times \delta = 2.87 \delta$$

$$M_f = 4.59 \text{ t.m à L'ELU}$$

$$M_f = 3.444 \text{ t.m à L'ELS}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$M_U = 1.35M_t + 1.6(M_p + M_f) = 1.35 \times 3.18 + 1.6 (4.89 + 4.59) = 19.461 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{serv} = M_t + 1.2(M_p + M_f) = 2.35 + 1.2 (3.66 + 3.444) = 10.87 \text{ t.m/ml}$$

b. Ferrailage

➤ Ferrailage vertical

Le moment maximal: $M_{ELU} = 19.45 \text{ t.m}$

Enrobage = 3cm

Dimension (0.30 x 1m²)

$f_{c28} = 37 \text{ MPa}$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1 mètre linéaire.

Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$

$A_s = 17.79 \text{ cm}^2$ (par CHEKIRED)

Soit : 6 HA 20 pour 18.04 cm² avec un espacement de 14 cm

➤ Condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.77 \times 100 \times 22.5}{500} = 2.86 \text{ cm}^2 < 17.79 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

➤ Le ferrailage horizontal :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{18.04}{4} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 6HA12 (6.79cm²/ml), avec un espacement de 14 cm

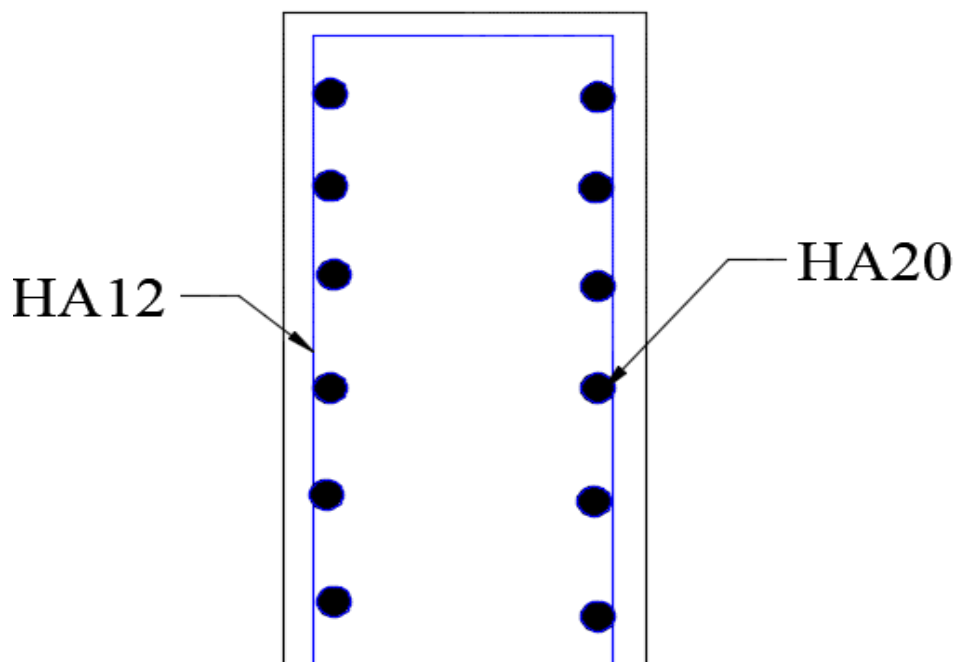


Figure VI. 10 : ferrailage de mur garde-grève

VI.2.4.3 Le mur en retour

a. Evaluation des efforts

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

➤ Efforts horizontaux

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2}[0.33 \times 2 \times 2.812]^2 \times 1] = 2.6 \text{ t/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1 \times 2.812 \times 0.33 = 0.928 \text{ t/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t): $P_{sc} = 2 \times 1 = 2 \text{ t}$

➤ Les moments

- Poussée des terres : $M_t = 2.6 \times \frac{1}{3} \times 2.81 = 2.43 \text{ t.m/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 0.928 \times \frac{1}{3} \times (2.81) = 0.86 \text{ t.m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2.4 \times 2.81 = 6.72 \text{ t.m/ml}$

➤ Les combinaisons

ELU

$$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 1.35(2.43) + 1.6(0.86 + 6.72) = 15.41 \text{ t.m/ml}$$

ELS

$$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{sr} + P_{sr}) = 2.43 + 1.2(0.86 + 6.72) = 11.53 \text{ t.m/ml}$$

➤ Efforts verticaux

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0.5 \times 2.8 \times 2.5 = 3.5 \text{ t}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1 = 4 \text{ t}$
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0.32 \text{ t/ml}$

➤ Les moments

- Poids propre du mur : $M_G = 3.5 \times 2.81 = 9.83 \text{ t.m}$
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0.32 \times 0.5 = 0.16 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4 \times 4.55 = 18.2 \text{ t.m}$

➤ Les combinaisons

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35(M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 1.35(9.83 + 0.16) + 1.6 \times 18.2 = 42.6 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = (9.83 + 0.16) + 1.2 \times 18.2 = 31.83 \text{ t.m}$$

b. Ferrailage➤ **Ferrailage horizontal**

La section est soumise à la flexion simple :

$$M_u = 15.41 \text{ t.m}$$

Enrobage = 3 cm

Dimension (0.5x1m²)

Béton =37MPa

Acier : fe=500Mpa

$$A_s = 7.67 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA14 avec $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferrailage vertical**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 42.6 \text{ t.m}$$

Enrobage =3 cm

Dimension (1x0.5m²)

Béton =37MPa

Acier : fe=500 MPa

$$A_s = 21.90 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA20 avec $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$

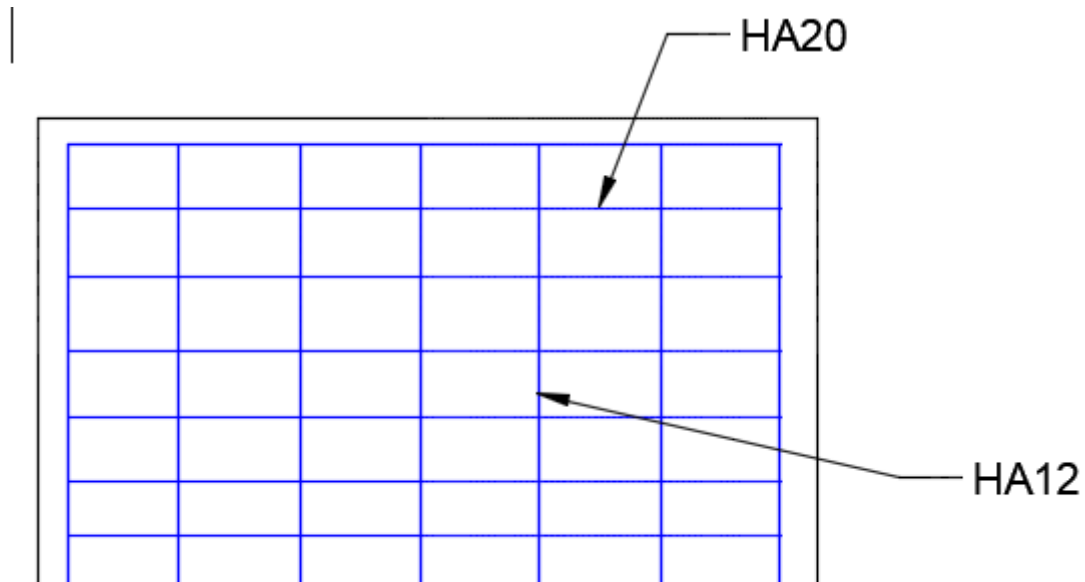


Figure VI. 11 : Ferrailage de mur retour

VI.2.4.4 Le corbeau d'appui

D'après les documents SETRA, le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm et des goujons de HA25 tous les deux mètres.

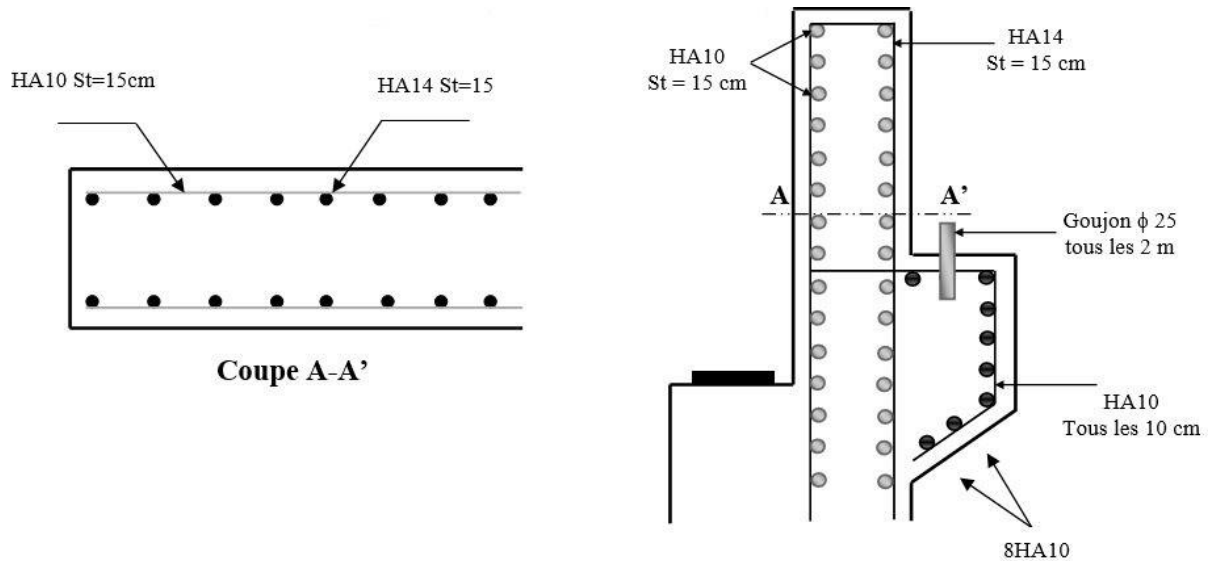


Figure VI. 12 : ferrailage de corbeau

VI.3. Etude de la semelle

VI.3.1 Vérification des dimensions

D'après le fascicule 62 titre II, il faut que :

- L'entraxe des pieux soit $\geq 3\phi$

$$4.5 \geq 3 \times 1.2 = 3.6$$

$$h \geq \frac{3\phi}{2.5} \rightarrow 2.5 \geq \frac{3 \times 1.2}{2.5} = 1.44$$

Nous devons respecter l'encrage des armatures en laissant 15cm entre le nu des pieux d'extrémité et les parois de la semelle (vérifier)

VI.3.2 Evaluation des efforts

En plus des efforts calculés dans l'étude des fûts, on doit tenir compte du poids de la semelle et du poids des terres.

a. Conditions normales

• Charges verticales

CP (Tablier + 3Fûts + Chevêtre) = 2575.04 t

Surcharges D240 = 206.7 t.

Poids de la semelle : 462 t.

$$P_s = 2.5 \times 2 \times 14 \times 6.6 = 462 \text{ t}$$

Poids des terres :

$$P_r = p_r \times h_r (S_s - S_f) = [(1.8 \times 2) - (14 \times 6.6) - 3 \cdot (\pi \cdot 1.2^2) / 4] = 92.19 \text{ t}$$

Donc :

Donc : $N_{max} = 3335.93 \text{ t}$. (la somme des charges verticales)

$M_{max} = 1142.89 \text{ t.m}$ (Moment à partir de la modélisation)

b. Condition sismique

$$N_{max} = (1 + 0.03) \times 3335.93 = 3436 \text{ t}$$

$$N_{min} = (1 - 0.03) \times 3335.93 = 3235.85$$

$$M = 2285.78 \text{ t}$$

VI.3.3 Détermination de nombre des pieux

On a des pieux de 12 m de profondeur et d'une portance $Q_N = 754$ t (donné par le rapport géotechnique)

a. Nombre de pieux

$$n = \frac{\text{Effort normale maximale}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{3436}{754} = 4.55$$

On prend $n=4$ pieux

b. Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fût ramène un moment et un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}; \text{ Avec les hypothèses suivantes :}$$

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- ✓ Semelle infiniment rigide.
- ✓ Pieux identiques.

• Condition normale

$$N = \frac{3335.93}{3} + \frac{810 \times 2.5}{3 \times 2.5^2} = 1273.97 \text{ t}$$

$$N = \frac{3335.93}{3} - \frac{810 \times 2.5}{3 \times 2.5^2} = 1003.97 \text{ t}$$

• Condition sismique

$$N = \frac{3436}{3} + \frac{2689.20 \times 2.5}{3 \times 2.5^2} = 1503.89 \text{ t}$$

$$N = \frac{3436}{3} - \frac{2689.20 \times 2.5}{3 \times 2.5^2} = 786.77 \text{ t}$$

VI.3.4 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

a. Armatures transversales inférieures

La Condition de la méthode est: $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{2.6}{4} = 1.15 \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 2.174 \rightarrow \alpha = 65.23^\circ > 45^\circ \quad \text{Verifie}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.15 < 2.5 \quad \text{Verifie}$$

• Condition normale

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_{s1} = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} + \frac{b}{4}}{h} = \frac{1273.97}{333.33} \times \frac{\frac{3.6}{2} + \frac{2.6}{4}}{2.5} \times 10^2 = 175.80 \text{ cm}^2$$

• Condition sismique

$$\sigma_a = \sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s2} = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{L}{2} + \frac{b}{4} = \frac{1503.89}{333.33} \times \frac{3.6}{2} + \frac{2.6}{4} \times 10^2 = 207.53 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable est la condition normale $A_{s2} = 207.53$ on prend 17HA 40 avec $A_s = 213.63 \text{ cm}^2$

n : Nombre de barre = 17 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$ On prend: $S_t = 22 \text{ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2.5 + 1.2 = 3.7 \text{ m}$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} 213.63 = 71.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 9\text{HA}32 \quad \text{Donc } A_{st} = 72.38 \text{ cm}^2$$

b. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} 213.63 = 71.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 9\text{HA}32 \quad \text{Donc } A_{st} = 72.38 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = 45 \text{ cm}$$

c. Armatures de construction

Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{213.63}{10} = 21.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 11\text{HA}16 \quad A_{sup} = 22.12 \text{ cm}^2 .$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 5}{11 - 1} = 36.5 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A}{3} = \frac{213.63}{3} = 71.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 15\text{HA}25 \quad A_{sup} = 73.63 \text{ cm}^2 .$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 5}{15 - 1} = 26 \text{ cm}$$

Armatures latérale :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{213.63}{10} = 21.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 11\text{HA}16 \quad A_{sup} = 22.12 \text{ cm}^2 .$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 5}{11 - 1} = 36.5 \text{ cm}$$

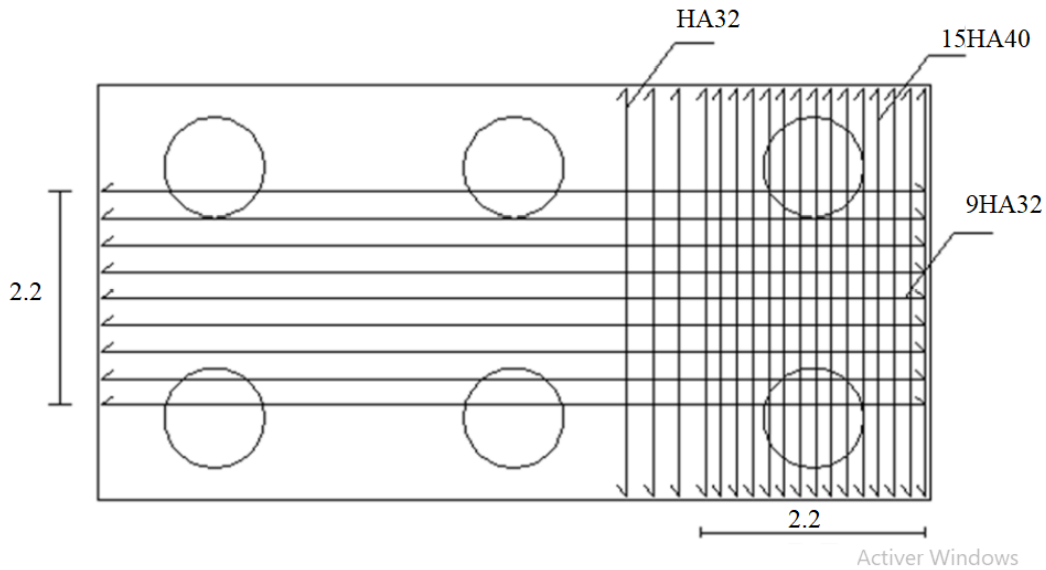


Figure VI. 13: Ferrailage de la semelle en plan (nappe supérieure)

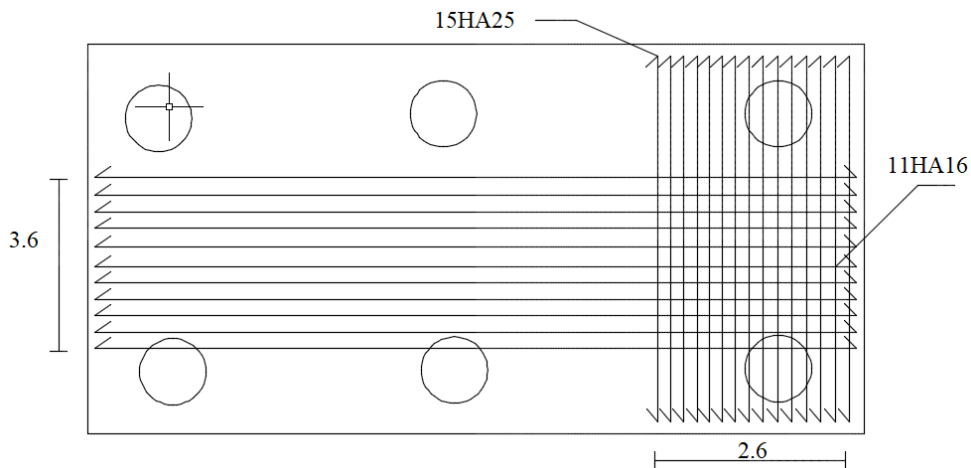


Figure VI. 14: Ferrailage de la semelle en plan (nappe inférieure)

VI.4 Etude des pieux

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

VI.4.1 Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

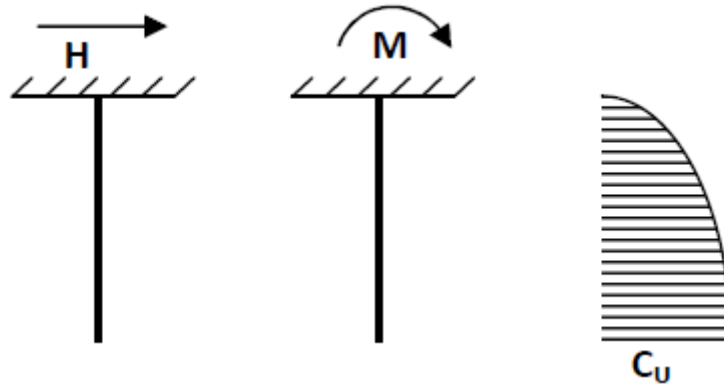


Figure VI. 15: Système statique des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U \cdot b}}$$

α : Longueur élastique du pieu.

$b = \phi_{\text{pieu}} = 1.2m$.

$C_U = 3000 \text{ t/m}^3$.

E : module d'élasticité du béton = $11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 33 \times 10^3 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120^4)}{64} = 10 \times 10^6 \text{ cm}^4$

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.2257 \text{ m}^{-1}$ D'où $\lambda L = 0.2257 \times 20 = 4.514$

Effort tranchant en tête du pieu :

a. Condition normale

Freinage = 30t

D'où : $\bar{P} = \frac{30}{4} = 7.5t$

b. Condition sismique

Séisme = $0.07 (3436 + 2689.20) = 428.76 \text{ t}$

D'où $\bar{P} = \frac{428.76}{4} = 107.19 \text{ t}$

VI.4.2 Calcul des moments par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}$$

M : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$(\chi_{\theta M}; \chi_{\theta P})$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} = 0 \Rightarrow -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

a. Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$ et $\chi_{\theta P}$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.65 \\ \lambda L = 4.514 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.25 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.49 \end{cases}$$

$$M = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{P}{\lambda}$$

b. Condition normale :

$$\bar{P} = 7.5t \rightarrow M = -\frac{1.25}{1.49} \times \frac{7.5}{0.2257} = -27.87 \text{ t.m}$$

c. Condition sismique :

$$\bar{P} = 107.19 \text{ t} \rightarrow M = -\frac{1.25}{1.49} \times \frac{107.19}{0.2257} = -398.42 \text{ t.m}$$

VI.4.3 Ferrailage du pieu

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée sous :

$$\begin{cases} M_{max} = -398.42 \text{ t.m} \\ N_{min} = 786.77 \text{ t} \end{cases}$$

a. Ferrailage longitudinale :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.20} = 0.04$$

Donc :

$$\frac{M}{\pi R^2 D \cdot \beta \omega} = \frac{398.42}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.11$$

$$\frac{N}{\pi R^2 \beta \omega} = \frac{786.77}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.257$$

D'après les abaques WARNER $\omega=0.28$

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma f}{\beta \omega} = 0.28 \quad \text{et} \quad \sigma f = 500 \text{ MPa}$$

$$F_a = \frac{\omega \pi R^2 \times \beta \omega}{\sigma f} = 170.91 \text{ cm}^2$$

On prend **14HA40** avec $A_s = 175.93 \text{ cm}^2$

b. Armatures transversales

On prend des cercles de HA14 espacé de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones jonction.

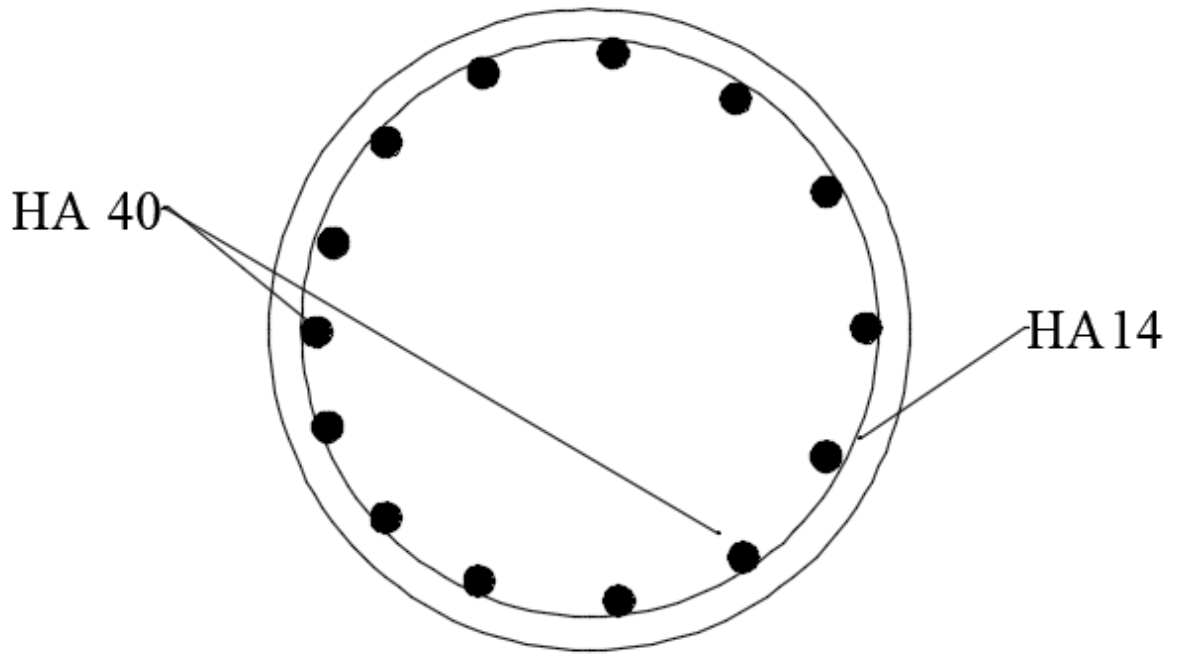


Figure VI. 16: ferrailage des pieux

Introduction

Parmi les exigences que la conception d'un ouvrage d'art doit satisfaire, on trouve la résistance à l'effet du séisme. La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier. Elle doit faire l'objet d'une étude spécifique pour éviter toute rupture fragile des fûts des piles. Les ouvrages monolithiques (ponts cadres ou portiques) ont généralement un bon comportement sous séisme

Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis

Dans ce présent chapitre on va s'intéresser au calcul des effets sismiques sur notre ouvrage en se basant sur le Document Technique Réglementaire **RPOA 2008** (règles parasismiques, applicables au domaine des ouvrages d'art).

VII.1 Calcul parasismique

Le calcul parasismique est fait selon le schéma de calcul défini dans l'annexe A [Guide d'application du R.P.O.A].

VII.1.1 Critères de classification

a. Classe de l'ouvrage (RPOA article 2.2)

Selon (l'article 2-2) et le (tableau 2-1) de RPOA notre pont est classé dans le **groupe 1** (pont stratégique).

b. Coefficient d'accélération de zone

Notre ouvrage est situé entre la wilaya de Blida et wilaya Médéa au niveau CHIFFA et BERROUAGHIA, qui est classé comme une zone de sismicité élevée (Zone IIb) selon le R.P.O.A 2008.

c. Coefficient d'accélération

Le coefficient d'accélération de zone IIb est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, D'après le Tableau 3.1 (Coefficient d'accélération de zone A) du RPOA 2008 on a : Notre pont à un coefficient de zone A égal à **0,30**.

d. Classification du sol

Le site de notre ouvrage est classé on catégorie S_2 (site ferme) caractériser par une d'onde de cisaillement $400 < V_s < 800$ m/s.

e. Facteur de correction d'amortissement

Le spectre de réponse élastique dépend de la catégorie du site de l'ouvrage (S), du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ). Ce dernier est estimé par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

Taux d'amortissement ξ (en %).

Dans notre cas $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1.85$

VII.1.2 Evaluation des efforts sismiques

Pour évaluer l'effort sismique à prendre en compte pour le calcul de l'ouvrage, l'action sismique résulte d'une translation d'ensemble (tous les Points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions du mouvement sismique.

Cette action sismique est fonction aussi bien de l'accélération de la zone d'implantation de l'ouvrage que de sa nature (groupe d'utilisateur). A cet effet un spectre de réponse pour les deux composantes horizontales et verticales du mouvement sismique est utilisé pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

VII.1.2.1 Composante horizontale du séisme

Le spectre de réponse élastique pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage :

$$S_a(T, \xi) (m/s^2) = \begin{cases} A * g * S * (1 + \frac{T}{T_1} * (2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 * \eta * A * g * s & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 * \eta * A * g * s * \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 * \eta * A * g * s * \frac{3T_2}{T^2} & 3s \leq T \end{cases}$$

g: Accélération de la pesanteur (=9,81m/s²).

T₁, T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

S: Coefficient de site.

A: de coefficient de la zone A égal à 0,30

η: Facteur de correction de l'amortissement

ξ: Taux d'amortissement.

Pour un site ferme (S2) on a :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,4 \text{ sec} \\ S = 1,1 \end{cases}$$

a. Séisme horizontale

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

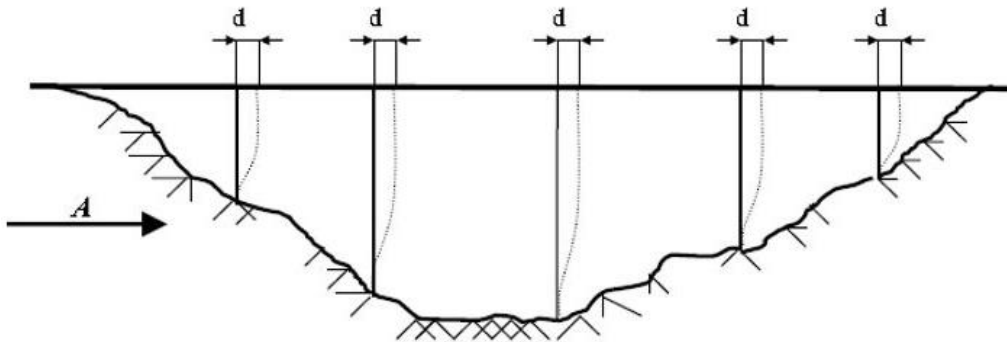


Figure VII. 1 : Séisme longitudinale.

L'analyse du système dans cette direction se fait par la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale. En effet selon le RPOA il faut vérifier les critères suivants :

- La masse mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale. Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier.

$$M_{\text{piles}} = 162 \text{ t} < M_{\text{tablier}} = 1330,64 * 0,43 = 572,18 \text{ t} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\begin{cases} \text{Masse}_{\text{piles}} = 0,6^2 * \pi * 2,5 * (6 + 6 + 5 + 5 + 6 + 5 + 5) * 3 = 322,164 \text{ t} \\ M_{\text{tablier}} = 1330,64 \text{ t} \end{cases}$$

• Détermination des sollicitations sismiques (Article 4.3.1.3.1 RPOA 2008)

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M * S_a(T)$$

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

Sa (T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T.

Sa (T) = Sae (T) Pour un calcul élastique (q=1).

La période fondamentale T a pour expression.

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$$

K = Σ K_i est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2 * \pi} \right)^2 * Sa(T)$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} * F$$

- **Raideur des appuis**

La raideur du système comprend la raideur du fût et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

Pour les piles :

$$K_{piles} = n * \frac{3 * E * I}{h^3}$$

Avec :

- **n** : le nombre de futs de pile = 3 futs de diamètre 2,6m.
- **E**: le module de déformation instantanée du béton =34145,344MPa.
- **I** : l'inertie longitudinale d'un fut.
- **h** : la hauteur du fut de pile 24.36m.

Exemple de calcul

$$\begin{cases} K_{piles} = 3 * \frac{3 * 34145,344 * 10^2 * 0,26}{6^3} = 36990,79 \text{ KN/m} & \text{(P1D)} \\ K_{culé} = 3 * \frac{3 * 34145,344 * 10^2 * 0,26}{5,2^3} = 568247,22 \text{ KN/m} & \text{(Culé)} \end{cases}$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- pile P1D 36990,79 KN/m
- pile P2D 36990,79KN/m
- pile P3D 63920,08 KN/m
- pile P4D 63920,08 KN/m
- pile P5D 36990,79KN/m
- pile P6D 63920,08KN/m
- pile P7D 63920,08 KN/m

- **Raideur des appareils d'appuis**

$$K_{\text{appareils}} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

Avec :

- **n** : le nombre des appareils d'appuis par élément porteur.
- **G** ; le module de cisaillement de l'appareil =1200 KN/m³
- **a, b** ; les dimensions en plan de l'appareil = 0,8 *0,76 m²
- **e** : l'épaisseur totale de l'élastomère (caoutchouc) de l'appareil =0,132 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{\text{appareil pile}} = (9 * 2) * \frac{1200 * 0,8 * 0,76}{0,132} = 99490,91 \text{ KN/m} \\ K_{\text{appareil culé}} = 9 * \frac{1200 * 0,8 * 0,76}{0,132} = 49754,45 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

- **La raideur totale des appuis**

$$K_{\text{pille}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{piles}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil pile}}}}$$

Exemple de calcul

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{\text{pille}} = \frac{1}{\frac{1}{99490,91} + \frac{1}{63920,08}} = 38917,02 \text{ KN/m} \quad (\text{P1D}) \\ K_{\text{culé}} = \frac{1}{\frac{1}{49754,45} + \frac{1}{568247,22}} = 45748,79 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- pile P1D 26965,15KN/m
- pile P2D 26965,15KN/m
- pile P3D 38917,02KN/m
- pile P4D 38917,02KN/m

- pile P5D 26965,15KN/m
- pile P6D 38917,02KN/m
- pile P7D 38917,02KN/m

- **La raideur du système**

$$K = K_{\text{piles}} + K_{\text{cullé}}$$

$$\begin{cases} K = (26965,15 \times 3) + 45748,79 = 126644,24 \text{ KN/m} \\ K = (38917,02 \times 4) + 45748,79 = 201416,87 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Calcul de la période propre du système**

$$\begin{cases} T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{1330,64}{126644,24 * 10}} = 0,9\text{s} \\ T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{1330,64}{201416,87 * 10}} = 0,91\text{s} \end{cases}$$

- **Calcul des forces sismique**

Réponse sismique

La période du système se situe entre T2 et 3,0 secs, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$\begin{cases} T_2 = 0,4\text{s} < T = 0,91\text{s} < 3\text{s} & \text{(TAB1)} \\ T_2 = 0,4\text{s} < T = 0,90\text{s} < 3\text{s} & \text{(TAB2)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_a = 2,5 * 1 * 0,26 * 1,1 * 9,81 * \frac{0,4}{0,91} = 3,08 \text{ m/s}^2 \\ S_a = 2,5 * 1 * 0,26 * 1,1 * 9,81 * \frac{0,4}{0,9} = 3,12 \text{ m/s}^2 \end{cases}$$

Effort total longitudinal

$$F_{\text{longitudinal}} = M * S_a (T)$$

$$\begin{cases} F_{\text{longitudinal}} = 1330,64 * 10^{-1} * 3,08 = 409,84 \text{ KN} \\ F_{\text{longitudinal}} = 1330,64 * 10^{-1} * 3,11 = 414,81 \text{ KN} \end{cases}$$

Effort par élément porteur

La redistribution se fait au prorata des raideurs.

$$F_{\text{longitudinale}}^i = \frac{K^i}{K} * F_{\text{longitudinale}}$$

Exemple de calcul

$$\begin{cases} F_{\text{longitudinale}}^{\text{PD1}} = \frac{26965,15}{126644,24} * 414,81 = 88,32 \text{ KN (P1D)} \\ F_{\text{longitudinale}}^{\text{Culé1D}} = \frac{45748,79}{126644,24} * 414,81 = 149,86 \text{ KN} \end{cases}$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- Pile P1D	88,32 KN
- Pile P2D	88,32 KN
- Pile P3D	127,47KN
- Pile P4D	127,47 KN
- Culé C1D	149,86 KN
- Pile P5D	88,32 KN
- Pile P6D	127,47KN
- Pile P7D	127,47KN

• **Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{\text{longitudinale}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 * \pi^2} * Sa$$

$$\begin{cases} d_{\text{longitudinale}}^{\text{TAB1}} = \frac{0,90^2}{4 * \pi^2} * 3,08 = 0,063 \text{ m} = 6,3 \text{ cm} \\ d_{\text{longitudinale}}^{\text{TAB2}} = \frac{0,91^2}{4 * \pi^2} * 3,11 = 0,065 \text{ m} = 6,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^i = \frac{F_{\text{longitudinal}}}{K_{\text{appui}}}$$

Note : Sur culée : $d_{\text{longitudinal}}^{\text{culée } i} = \frac{x}{\infty} = 0\text{m}$

Exemple de calcul

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{P1D}} = \frac{88,32}{26965,15} = 0,0032 \text{ m} = 0,32 \text{ cm}$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- Pile P1D	0,32 cm
- Pile P2D	0,32 cm
- Pile P3D	0,33 cm
- Pile P4D	0,33 cm
- Pile P5D	0,32 cm
- Pile P6D	0,33 cm
- Pile P7D	0,33 cm

b. Séisme transversale

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si : $\frac{L}{B} \leq 5$

Dans notre cas on a :

$$\frac{L}{B} = \frac{40}{15,75} = 2,53 < 5 \text{ La condition est vérifiée.}$$

Comme le tablier est rigide, les mêmes étapes utilisées dans le sens longitudinal seront utilisées dans le sens transversal

• Calcul de la raideur de la structure

Pour les fûts dans la sens transversale ils travaillent comme un mur on calcule l'inertie équivalente par le théorème de « Huygens » :

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appuis.

Raideur des appuis

$$K_{piles} = n * \frac{3 * E * I}{h^3}$$

- n = nombre de fûts de la pile = 3.
- E = module de déformation instantanée du béton = 34145,344MPa.
- I = Inertie Transversale d'un fût= 69,17 m⁴.

Exemple de calcul

$$K_{P1D} = \frac{3 * 34145,344MPa * 10^3 * 69,17}{6^3} = 32803242,28 \text{ KN/m}$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- Pile P1D 32803242,28 KN/m
- Pile P2D 32803242,28 KN/m
- Pile P3D 56984002,67KN/m
- Pile P4D 56984002,67 KN/m
- Pile P5D 32803242,28KN/m
- Pile P6D 56984002,67KN/m
- Pile P7D 56984002,67KN/m

Raideur des appareils d'appui par appui

$$K_{\text{appareils}} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

Avec :

- **n** : le nombre des appareils d'appuis par élément porteur.
- **G** ; le module de cisaillement de l'appareil = 1200 KN/m³
- **a, b** ; les dimensions en plan de l'appareil = 0,8*0,76 m²
- **e** : l'épaisseur totale de l'élastomère (caoutchouc) de l'appareil = 0,132 m.

$$\begin{cases} K_{\text{appareil pile}} = (9 * 2) * \frac{1200 * 0,8 * 0,76}{0,042} = 99490,91 \text{ KN/m} \\ K_{\text{appareil culé}} = 9 * \frac{1200 * 0,8 * 0,76}{0,042} = 49754,45 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **La raideur totale des appuis**

$$K_{\text{pille}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{piles}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil pile}}}}$$

Exemple de calcul

$$\begin{cases} K_{\text{pille}} = \frac{1}{\frac{1}{99490,91} + \frac{1}{32803242,28}} = 99190,60 \text{ KN/m} & \text{(P1D)} \\ K_{\text{culé transversal}} = K_{\text{culé longitudinal}} = 49754,45 \text{ KN/m} \end{cases}$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- Pile P1D 99190,60 KN/m
- Pile P2D 99190,60 KN/m
- Pile P3D 99317,69KN/m
- Pile P4D 99317,69 KN/m
- Pile P5D 99190,60 KN/m
- Pile P6D 99317,69KN/m
- Pile P7D 99317,69 KN/m

- **Raideur de système**

$$K = K_{\text{piles}} + K_{\text{culé}}$$

$$\begin{cases} K = (99190,60 \times 3) + 49754,45 = 347326,25 \text{ KN/m (TAB1)} \\ K = (99317,69 \times 4) + 49754,45 = 447025,21 \text{ KN/m (TAB2)} \end{cases}$$

- **Calcul de la période propre du système**

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$\begin{cases} T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{1330,64}{347326,25 * 10}} = 0,826s \\ T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{1330,64}{447025,21 * 10}} = 0,83s \end{cases}$$

- **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier**

Réponse sismique

$$\begin{cases} T_2 = 0,4s < T = 0,826s < 3s & \text{(TAB1)} \\ T_2 = 0,4s < T = 0,83s < 3s & \text{(TAB2)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} S_a = 2,5 * 1 * 0,26 * 1,1 * 9,81 * \frac{0,4}{0,826} = 3,39 \text{ m/s}^2 \\ S_a = 2,5 * 1 * 0,26 * 1,1 * 9,81 * \frac{0,4}{0,83} = 3,38 \text{ m/s}^2 \end{cases}$$

Effort transversal

Effort total :

$$F_{\text{trans}} = M * S_a$$

$$\begin{cases} F_{\text{trans}} = 1330,64 * 10^{-1} * 3,39 = 451,09 \text{ KN} \\ F_{\text{trans}} = 1330,64 * 10^{-1} * 3,38 = 449,76 \text{ KN} \end{cases}$$

Effort par élément porteur

La redistribution se fait au prorata des raideurs

$$F_{\text{transversal}}^i = \frac{K_i}{K} * F_{\text{transversal}}$$

Exemple de calcul

$$\begin{cases} F_{\text{transversal}}^{\text{P1D}} = \frac{99190,60}{347326,25} * 451,09 = 128,82 \text{ KN} \\ F_{\text{transversal}}^{\text{C1D}} = \frac{49754,45}{347326,25} * 451,09 = 64,62 \text{ KN} \end{cases}$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- Sur culée C1D : **64,62 KN**
- Sur pile P1D : **128,82 KN**
- Sur pile P2D : **128,82 KN**
- Sur pile P3D : **128,99 KN**

- Sur pile P4D : 128,99 KN
- Sur pile P5D : **128,82 KN**
- Sur pile P6D : 128,99 KN
- Sur pile P7D : 128,99 KN
- Sur culée C2D: 64,62 KN

Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{traversersal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 * \pi^2} * S_a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{\text{traversersal}}^{\text{tablier}} = \frac{0,825^2}{4 * \pi^2} * 3,39 = 0,058 \text{ m} = 5,8 \text{ cm} \\ d_{\text{traversersal}}^{\text{tablier}} = \frac{0,826^2}{4 * \pi^2} * 3,38 = 0,0584 \text{ m} = 5,84 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{\text{traversersal}}^i = \frac{F_{\text{traversersal}}}{K_{\text{appui}}}$$

Note : Sur culée :

$$d_{\text{traversersal}}^{\text{culée } i} = \frac{x}{\infty} = 0 \text{ m}$$

Exemple de calcul

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{P1D}} = \frac{128,82}{99190,60} = 0,0013 \text{ cm} = 0,13 \text{ m}$$

En adoptant les mêmes formules nous aurons :

- Pile P1D 0,0013 cm
- Pile P2D 0,0013 cm
- Pile P3D 0,0012 cm
- Pile P4D 0,0012 cm
- Pile P5D 0,0013 cm
- Pile P6D 0,0012cm
- Pile P7D 0,0012 cm

Remarque : Le déplacement de la tête de pile par rapport au sol est insignifiant (négligeable).

- **Effort vertical**

L'effort vertical est déterminé par le document SETRA "pont courants en zone sismique-guide de conception "

L'action sismique verticale est calculée par travée.

$$R_i = a * b * \mu * L$$

- R : la réaction d'appui à l'appui i .
- a : un paramètre dépendant de l'activité sismique et du type de site.
- μ : la masse linéique du tablier.
- L : la longueur de la travée principale.
- x_b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée.

Dans le cas présent, l'ouvrage comporte 8 travées et peut être représenté par le schéma ci-contre.

Cote Droite

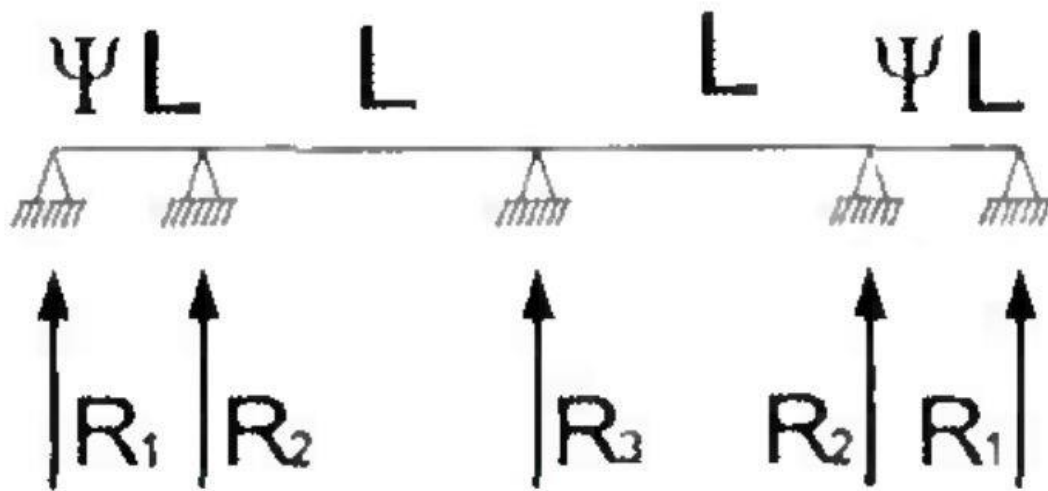


Figure VII. 2 : Réactions d'appui pour différents types de pont.

Pour un ouvrage de classe 1, situé en zone IIb, dans un site S2, le paramètre a vaut 3,94.

$$\begin{cases} \text{Pour } R_1 \Rightarrow b = 0,24 \\ \text{Pour } R_2 \Rightarrow b = 0,64 \\ \text{Pour } R_3 \Rightarrow b = 0,90 \end{cases}$$

- μ = masse linéique du tablier = 13306,4 kg/ml
- L = longueur travée = 40 m

$$\begin{cases} R_1 = (+/-) 13306,4 * 0,24 * 3,94 * 40 = (+/-) 503,301 \text{ KN} \\ R_2 = (+/-) 13306,4 * 0,64 * 3,94 * 40 = (+/-) 1342,13 \text{ KN} \\ R_3 = (+/-) 13306,4 * 0,9 * 3,94 * 40 = (+/-) 1887,37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{totale de tablier}}}{L * N_{\text{travée}}} = \frac{42580,48}{40 * 8} = 133,064 \text{ t/ml} = 13306,4 \text{ Kg/ml}$$

Selon la **Figure VII.2**, on remarque que la réaction d'appui due au séisme vertical R1 se trouve au niveau de la culée C1 et de la pile P4, R2 se trouve au niveau des piles P1 et P3 et R3 au niveau de la pile P2. Donc pour la culée la réaction d'appui dues au séisme vertical se donne pour $b=0,24$.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les cinq années du cursus universitaire passées à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO). Il constitue donc une meilleure occasion pour acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels en éléments finis tridimensionnels à partir de modélisations appropriées des ouvrages de génie civil.

A la lumière de cette étude on retient que pour calculer un pont à poutre multiples en béton précontraint par post-tension, il faut passer par les deux étapes suivantes :

▪ Etude de la superstructure

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale.

La répartition des efforts transversaux dus aux charges et surcharges déterminées par le logiciel de calcul Robot Millenium, nous a permis de déduire la poutre la plus sollicitée. A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte.

Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à une seule famille de câbles. Qui est formée de quatre câbles ancrés à l'about. Nous avons utilisée 4 câbles de 12T15S qui sont mis en tension par post-tension. L'estimation des pertes de tension prise initialement (32%) a été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 32%.

Nous avons vérifié que les contraintes normales et tangentielles n'excédant pas les contraintes admissibles de traction, compression et de cisaillement.

Nous avons évalué les efforts des charges et leurs combinaisons afin de déterminer le ferrailage sous les conditions les plus défavorables pour les appuis, concernant la pile nous avons utilisé le logiciel Robot Millenium, pour déterminer le ferrailage du chevet.

▪ Etude de l'infrastructure

Les semelles et les pieux ont été ferrailés comme des massifs à l'aide des abaques de Walther à cause de leurs dimensions importantes.

Arrivé à terme, nous dirons que notre projet de fin d'étude nous a permis d'exploiter un ensemble de connaissance acquises durant notre formation, en plus de l'encadrement et de la documentation qui étaient à notre disposition, ces connaissances nous ont conduites à assimiler l'étude de cet ouvrage.

Ainsi, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable.

Bibliographie

Règlements

- BPEL 91 révisé 99.
- BAEL 91 modifié 99.
- RPOA 2008.
- Documents SETRA (VIPP, Ponts courants en zone sismique-guide de conception, Eurocodes 2 application aux ponts routes en béton).
- RCPR.
- Fascicule 61 Titre II.

Cours

- Cours Béton Précontraint, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} GHANEM FADILA UMMTO.
- Cours de Dimensionnement des Ponts 1 et 2, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} MILOUDI NASSIMA UMMTO.
- Travaux Pratiques de Modélisation numérique des Ponts, Master 2 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} MILOUDI NASSIMA UMMTO.
- Cours Ouvrage en Béton, Master 1 Voies et Ouvrage d'Arts M^{me} BELHOCINE MALIKA UMMTO.

Thèses et P.f.e

- Thèses d'option ouvrage d'art ENTP.
- Thèses d'option ouvrage d'art USTHB.
- P.f.e KACHI 2017 UMMTO.
- P.f.e BOUZIDI 2013 USTHB.
- P.f.e M^r HAMMOUDI FATAH 2013 UMMTO.
- P.f.e ADJRAD AREZKI 2013 UMMTO.

Logiciels

- Robot Autodesk Structural Analysis Professional 2017 : Logiciel de calcul.
- Microsoft office 2016.
- AutoCAD 2015 : Logiciel de dessin.
- CHEKERED (Béton armé).

