



*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 Civil*



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

## **Thème**

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



Réalisée par :

✚ M : DOUDJEDID TOUFIK

✚ M : LAZIZ            YUCEF

*Membres de juré :*

Présidente : M<sup>me</sup>HARMIME Tassadit

Examinatrice : M<sup>me</sup>MILOUDI Nassima

Encadrée par : M<sup>me</sup>BELHOUCINE Malika

# Remerciement

Nos premiers remerciements vont au bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur *M<sup>em</sup>*.BELHOCINEMALIKA qui a fait tout son possible pour nous aider, pour avoir su nous guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité. Merci M.BELHOCINE MALIKA.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les fonctionnaires du département de Génie Civil, la filière Travaux Publics et de la faculté de Génie de Construction qui nous ont aidés et enrichis nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Et à nos chers parents qui croient toujours à nos capacités  
Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs  
patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

# *Dédicaces*

**C'est avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et  
une immense joie que je dédie ce travail à mes très  
Chers, respectueux et magnifiques parents qui m'ont  
soutenu tout au long de ma vie,**

**Ainsi que ma grande famille qui m'a beaucoup  
soutenu et encouragea toute mes cousins et cousines,**

**Mes camarades aussi à tous les gens qui me  
Connaissent de près ou de loin  
à mon cher binôme Youcef et ainsi que toute sa  
famille.**

**TOUFIK**

# *Dédicaces*

**Je dédie ce modeste travail :**

**A ma mère**

**A mon père**

**A toute ma famille**

**A mon binôme DOUDJEDI**

**A tous mes amis et mes proches**

**A toute la Promotion 2021**

**YOUCEF**

## *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.

$\gamma_b$ : 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

$\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier passif.

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

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

$\gamma_b$ : 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 encourbe.

$A_s$ : Section des aciers actifs

$\emptyset$ : Diamètre de lagaine.

$\varphi$ : Coefficient de frottement en ligne.

$h_p$ : 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.

$\rho$ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

$i^2$ : Rayon de giration.

$\rho_b$ : 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.  
 $\delta$ : Coefficient de majoration dynamique.  
 $R$ : Résultantes des charges.  
 $T$ : Effort tranchant.  
 $\lambda$  : Espacement des poutres.  
 $I_a$  : Moment d'inertie propre de la section d'about.  
 $I_m$  : Moment d'inertie propre de la section médiane.  
 $N$  : Nombre de poutres.  
 $P_{\min}$  : 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.  
 $\overline{\sigma}_{t1}$  : Contrainte limitée de traction du béton dans la fibre inférieure.  
 $\overline{\sigma}_{ts}$  : Contrainte limitée de traction du béton dans la fibre supérieure.  
 $P_0$  : Effort à l'origine.  
 $n$  : Nombre de câbles  
 $e_p$  : Excentricité du câble moyen.  
 $\overline{\sigma}_{cl}$  Et  $\overline{\sigma}_{cs}$  : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.  
 $\overline{\sigma}_{ts}$  Et  $\overline{\sigma}_{ti}$  : Contraintes admissibles de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.  
 $E$  : point du début de relevage.  
 $t$  : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.  
 $EG$  : tronçon parabolique d'équation  $Y = a \cdot X^2$   
 $GC$  : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.  
 $L_r$ : Longueur du tronçon rectiligne.

$L_C$ : Longueur du tronçon parabolique.  
 $L_d$ : Longueur du tronçon droit.  
 $\sigma_{P_0}$ : Tension à l'origine  
 $f$ : Coefficient de frottement angulaire  
 $\alpha$ : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.  
 $\varphi$ : Coefficient de frottement linéaire  
 $\sigma_{P_0}$ : La tension à l'origine  
 $r_m$ : Rayon de section  
 $(\Delta\sigma_p)_{frott}$ : 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.  
 $\sigma_{p0}$ : Tension à l'origine.  
 $(\Delta\sigma_p)_p$ : 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.  
 $\overline{\sigma}_{bt}$ : Contrainte admissible de traction.  
 $\overline{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible de compression.  
 $\overline{\sigma_x(y)}$ : Contrainte normale longitudinale.  
 $P_m$ : Valeur probable de la précontrainte.  
 $\varepsilon_h$ : Coefficient sismique horizontale  
 $\varepsilon_v$ : Coefficient sismique verticale  
 $M_R$ : Moment de renversement  
 $M_S$ : Moment stabilisateur  
 $F$ : Force sismique.  
 $\gamma$ : Poids volumique des terres.  
 $P_t$ : Pousse des terres  
 $E$ : Action sismique limitée au mouvement d'ensemble.  
 $h$ : Hauteur du chevet.  
 $b_0$ : Épaisseur fictive de la paroi du chevet.  
 $E$ : L'action sismique au niveau de la pile.

$M_U, N_U$  : Efforts exercés admissible.

$P_t$  : Poussée de terres.

$M_P$  : Moment fléchissant d'une charge située en arrière du mur de grève.

$M_f$  : Moment fléchissant du freinage.

$T_H$  : Effort tranchant dû aux efforts horizontaux.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol.

$H_U$  : Effort horizontal.

$V_U$  : Effort tranchant.

# Sommaire

<i>CHAPITRE I</i> .....	1
I. Introduction :.....	2
II. Principaux éléments constitutifs d'un pont : .....	2
III. Principales techniques de construction des ponts.....	3
III.1 Exécution des fondations : .....	4
III.1.1 Fondations superficielles avec 2 situations.....	4
III.1.2 Exécution des appuis : .....	5
III.1.3 Construction des tabliers.....	5
IV. But de l'étude : .....	7
V. Présentation de l'ouvrage : .....	7
V.1. Position de l'ouvrage: .....	7
V.2 Les caractéristiques principales de l'ouvrage : .....	7
V.3 Conception général de l'ouvrage: .....	8
VI. Données de projet : .....	8
VI.1 Données fonctionnelles : .....	8
VI.1.1 Tracé en plan :.....	8
VI.1.2 Profil en long : .....	9
VI.1.3 Profil en travers :.....	9
VI.2 Données naturelles : .....	10
VI.1.4 Données géologiques (géotechniques) :.....	10
VI.1.5 Données topographiques :.....	10
VI.1.6 Données climatiques .....	10
VI.1.7 Données sismologiques :.....	11
VII. Choix du type d'ouvrage :.....	11
VII.1 Ponts à poutres en béton précontraint : .....	12

VII.2	Ponts en béton précontraint construits par encorbellement :.....	12
VII.3	Ponts à tablier mixte :.....	13
VIII.	Justification du choix de la variante :.....	13
IX.	Conclusion :.....	14
<i>CHAPITRE II</i> .....		15
I.	Introduction :.....	18
II.	Caractéristiques mécaniques : .....	18
II.1	Béton :.....	18
II.1.1	Résistance à la compression : .....	18
II.1.2	Résistance à la traction : .....	19
II.1.3	Contraintes admissibles :.....	19
II.1.4	Coefficient de poisson : .....	21
II.2	Aciers : .....	24
II.2.1	Aciers actifs : .....	25
II.2.2	Acier passif (BAEL) :.....	26
III.	Conclusion :.....	27
<i>CHAPITRE III</i> .....		28
I.	Introduction :.....	29
II.	Caractéristiques de l'ouvrage : .....	29
III.	Pré dimensionnement de la poutre : .....	29
III.1	L'espacement entre axes des poutres .....	30
III.2	Nombre des poutres :.....	30
III.3	Hauteur des poutres :.....	30
IV.3	Epaisseur de l'âme « $b_0$ » :.....	31
IV.3.1	Section médiane :.....	31
III.1.1	Section intermédiaire .....	31
III.1.2	Section d'about .....	31

IV.4	Table de compression « b » : .....	31
IV.5	Talon : .....	32
IV.6	Goussets: .....	32
IV.7	Epaisseur du hourdis : .....	33
IV.	Notation utilisées .....	33
V.	Caractéristiques géométriques des sections brutes .....	35
V.1	Poutres sans hourdis .....	35
V.1.1	Section médiane .....	35
V.1.2	Section intermédiaire .....	36
V.1.3	Section d'about .....	36
V.2	Poutres avec hourdis .....	37
V.3	Section géométrique des sections nettes : .....	37
	<i>CHAPITRE IV</i> .....	39
I.	Introduction .....	40
II.	Evaluation des charges 1 <sup>ères</sup> variantes : .....	40
II.1	Calcul des charges permanentes (CP) : .....	40
II.1.1	Poids propre de la poutre .....	40
II.1.2	La dalle : .....	41
II.2	La charge complémentaire permanente (CCP) .....	41
II.1.3	Corniche : .....	41
II.1.4	Trottoir .....	42
II.1.5	Garde-corps .....	42
II.1.6	Glissière de sécurité .....	42
II.1.7	Entretoise .....	42
II.1.8	Le revêtement .....	43
III.	Evaluation des surcharges : .....	43
III.1	Calcul des surcharges routières : .....	43

III.1.1	Système de charges A (L) :.....	45
III.1.2	Système de charges B : .....	46
III.1.3	Système militaire M c 120 :.....	49
III.1.4	Charge exceptionnelle D <sub>240</sub> :.....	50
III.2	Charge sur trottoirs :.....	51
<i>CHAPITRE V</i> .....		52
I.	Introduction :.....	53
II.	Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2019 :.....	53
III.	Modélisation :.....	54
III.1	Création de la structure : .....	54
III.2	Réglage des unités :.....	54
III.3	Réglage des normes :.....	55
III.4	Introduire les lignes de constructions.....	56
III.5	Introduire les sections des éléments :.....	56
III.6	Introduction des appuis : .....	57
III.7	Choix du matériau :.....	58
III.8	Définition de l'entretoise :.....	58
III.9	Modélisation de la dalle : .....	59
III.10	Définition des charges permanentes et des charges d'exploitations : .....	60
III.11	Définition des combinaisons de charges :.....	64
IV.1	Efforts internes dans les poutres.....	69
III.1.1	Moment fléchissant :.....	69
III.1.2	Effort tranchant .....	70
III.1.3	Les moments selon <b>MY</b> et <b>MX</b> repris par la dalle :.....	71
<i>CHAPITRE VI</i> .....		74
I.	Etude du plâtrage :.....	75
II.	Méthode numérique (robot millenium) : .....	75

II.1	Résultatsobtenus avec le logiciel robot millenium :	75
II.1.1	Résultats cartographiques à l'ELU :	75
II.1.1	Résultats cartographiques ELS :	76
III.	Ferraillage	77
III.1	Ferraillage Transversale :	77
III.1.1	En travée :	77
II.1.2	Vérification des contraintes :	78
III.1.2	En appuis :	79
III.1.3	Vérification des contraintes :	80
III.2	Ferraillage Longitudinale :	81
III.2.1	En travée :	81
III.2.2	En appuis :	82
IV.	Étude des entretoises d'about	84
IV.1	Définition et rôle de l'entretoise d'about :	84
IV.2	METHODE NUMERIQUE (ROBOT MILLENIUM) :	85
IV.2.1	Résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :	86
IV.3	Ferraillage de l'entretoise :	88
IV.3.1	Ferraillage longitudinale	88
IV.3.2	Ferraillages transversaux :	89
IV.3.3	Armatures transversales	90
IV.3.4	Armature de peau :	91
<i>CHAPITRE VII</i>		90
II.	Définition des classes de vérification :	91
III.	Dimensionnement de la précontrainte :	92
III.1	Précontrainte minimale:	92
III.2	Calcul du nombre de câbles:	94
III.3	Vérification des sections:	95

III.4	Conclusion :	97
IV.	Tracé des câbles :	97
IV.1	Positionnement :	97
IV.1.1.	Principe :	97
IV.2	Application au projet:	99
IV.3	Tracé des câbles :	100
IV.4	Câble moyen fictif:	101
V.	Caractéristiques géométriques des sections nettes :	103
V.	Pertes de tension :	106
V.1.	Pertes instantanées :	107
V.1.1.	Perte par frottement :	107
V.1.2.	Perte par recul d'ancrage :	108
V.1.3.	Les pertes par raccourcissement instantané du béton :	117
V.2.	Les pertes différées :	119
V.2.1.	Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »	119
V.2.2.	Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »	120
V.2.3.	Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »	121
V.3	Pertes différées totales et tension finale probable:	123
V.3.1.	Tension finale probable :	123
VI.	Conclusion :	124
<i>CHAPITRE VIII</i>		125
I.	Introduction	126
II.	Pré- dimensionnement de la culée :	128
III.	Evaluation des efforts sollicitant la culée :	130
IV.	Détermination des différents cas de charge :	132
V.	Moments des charges sollicitant le pont :	132
VI.	Vérification de la culée :	135

VII.	Etude et ferrailage de la culée :.....	136
VII.1	Mur garde grève: .....	136
VII.1.1	Evaluation des efforts sur le mur garde grève : .....	136
VII.1.2	Ferrailage : .....	138
VII.2	Dalle de transition: .....	139
VII.2.1	Evaluation des efforts : .....	139
VII.2.2	Ferrailage : .....	140
VII.3	Mur en retour:.....	141
VII.3.1	Evaluation des efforts : .....	141
VII.3.2	Ferrailage : .....	142
VII.4	Corbeau : .....	143
VII.4.1	Evaluation des charges et surcharges :.....	143
VII.4.2	Ferrailage : .....	144
VIII.5	Mur frontal : .....	145
VII.5.1	Evaluation des efforts : .....	145
VII.5.2	Ferrailages de mur frontal :.....	147
VIII	Etude et ferrailage de la semelle :.....	148
IX.1	Caractéristique de la semelle:.....	148
IX.2	Ferrailage de la semelle:.....	150
VIII.1.1	Nappe inférieure :.....	151
VIII.1.2	Nappe supérieure : .....	151
IX	Les pieux.....	152
X.1	Etude et ferrailage des pieux:.....	152
IX.1.1	Action sur les pieux : .....	152
IX.1.2	Effort tranchant en tête du pieu :.....	153
X.2	Calcul des pieux par la formule de WARNER: .....	153
X.3	Ferrailage des pieux :.....	154

IX.3.1	Ferraillage longitudinal :.....	154
IX.3.2	Ferraillage transversal :.....	155
<i>CHAPITRE IX</i> .....		157
I.	Introduction :.....	158
II.	Choix de la pile :.....	158
III.	Pré dimensionnement de la pile :.....	158
III.1	Dimensions du chevêtre sont :.....	158
III.1.1	Poids propre du chevêtre :.....	159
III.2	Dimensions de fut et la semelle: .....	159
III.3	Etude du fût :.....	160
III.3.1	Evaluation des charges et surcharges :.....	160
III.3.2	Ferraillage en flexion composée :.....	161
III.4	Ferraillage du chevêtre :.....	163
III.4.1	Résultats obtenus avec le logiciel robot millenium : .....	164
III.5	Ferraillage.....	164
III.5.1	En travée : .....	164
III.1.1	En appuis :.....	166
III.5	Etude de La semelle : .....	167
III.5.1	Evaluation des efforts : .....	167
III.5.2	Détermination des nombres des pieux :.....	168
III.5.3	Ferraillage de la semelle : .....	169
III.6	Etude et ferraillage des pieux :.....	170
III.6.1	Effort tranchant en tête du pieu.....	171
III.6.2	Calcul des pieux par la formule de WARNER :.....	171
III.6.3	Détermination de la section d'armature :.....	172
<i>CHAPITRE X</i> .....		174
I.	Introduction :.....	175

II.	Appareils d'appui :	175
III.1	Type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage:	176
III.2	Dimensionnement des appareils d'appuis:	176
III	Prescription réglementaire :	180
IV	Application à notre projet :	181
IV.1	Calcul des efforts horizontaux:	181
IV.1.1	Efforts de freinage dû à la surcharge $A(l)$ :	181
IV.1.2	Efforts de freinage du à surcharge <b>BC</b> :	182
IV.2	Dimensionnement de l'appareil d'appui:	182
IV.2.1	Hauteur de néoprène :	182
IV.2.2	Air de l'appareil :	183
V	Vérification :	183
V.1	Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère:	183
V.2	Distorsion:	184
V.3	Due à déplacement vertical lent de l'appui:	184
V.4	Due à un déplacement horizontal de l'appui:	184
V.5	La contrainte conventionnelle vaut:	185
V.6	Rotation :	185
V.7	Finalemment :	185
V.8	Condition de non cheminement :	186
V.9	Condition de non glissement :	186
V.10	Dimensionnement des frettes :	187
VI	Conclusion :	187
VII	Calcul de joint de chaussée :	188
VII.1	Définition :	188
VII.2	Calcul du souffle des joints :	189
VII.2.1	Rotation d'extrémité sous chargement :	190

VII.2.2	Dilatation thermique : .....	190
VII.2.3	Retrait : .....	190
VII.2.4	Fluage : .....	191
VIII	Conclusion : .....	191
	Conclusion général .....	192

## Liste des figures

Figure I.1: Schéma des composants d'un pont. ....	3
Figure I.2: Vue en plan.....	7
Figure I.3:Tracé en plan. ....	9
Figure I.4: Profil en long.....	9
Figure I.5: Profil en travers.....	10
Figure II.1: Diagramme Contrainte –Déformation.....	20
Figure II.2: Mise en tension d'un câble (post- tension).....	23
Figure II.3: Acier actif ou toron. ....	25
Figure II.4: diagramme contrainte –déformation de barres.....	26
Figure II.5: Diagramme déformation contrainte pour les aciers passifs a l'ELU. ....	27
Figure III.1: Coupe transversale d'une poutre.....	30
Figure III.2 Table de compression et hourdis général. ....	32
Figure III.3 : Section médiane de la poutre.....	34
Figure III.4: Section intermédiaire de la poutre.....	34
Figure III.5: Section about de la poutre. ....	35
Figure VI.1: Dimensions de la poutre. ....	40
Figure VI.2: La corniche.....	42
Figure VI.3: Système Bc.....	47
Figure VI.4: Système $b_t$ . ....	48
Figure VI.5: Système Mc120.....	50
Figure VI.6: Système $D_{240}$ . ....	51
Figure V.1: Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional.....	53
Figure V.2: Model de Coque choisis. ....	54
Figure V.3 : Réglage des unités. ....	55
Figure V.4: Réglage des normes. ....	55
Figure V.5 : Introduire les lignes de constructions.....	56
Figure V.6: Importation des sections. ....	57
Figure V.7: Introduction des appuis.....	57
Figure V.8: Modélisation des poutres.....	58
Figure V.9: Introduire l'entretoise.....	59
Figure V.10: Modélisation de la dalle. ....	60
Figure V.11: Définition du contour.....	60

Figure V.12: Définir la charge du trottoir.....	61
Figure V.13: Définir la charge du revêtement. ....	61
Figure V.14: Définir la charge du G. Corniche. ....	62
Figure V.15: Définir la charge du G Garde-corps.....	62
Figure V.16: Définir la charge du Q trottoirs. ....	63
Figure V.17 : Définir la surcharge A(L). ....	63
Figure V.18: Visionnage de la surcharge A(L). ....	64
Figure V.19: Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELS. ....	65
Figure V.20: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELS.....	65
Figure V.21 : Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELS.....	66
Figure V.22: Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELS. ....	66
Figure V.23: Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELU ....	67
Figure V.24: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELU. ....	67
Figure V.25: Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELU. ....	68
Figure V.26: Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELU.....	69
Figure V.27: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU .....	69
Figure V.28: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	70
Figure V.29: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable .....	70
Figure V.30: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	71
Figure V.31: Le moment selon $M_Y$ repris par la dalle. ....	71
Figure V.32: Le moment selon $M_x$ repris par la dalle. ....	72
Figure VI.1: Lancement du calcul de l'élément panneau (dalle en béton armé). ....	75
Figure VI.2: Moment maximum transversal dans la dalle.....	76
Figure VI.3: Moment maximum longitudinal dans la dalle. ....	76
Figure VI.4: Moment maximum longitudinal dans la dalle. ....	76
Figure VI.5: Moment maximum transversal dans la dalle.....	77
Figure VI.6: Ferrailage dans le sens transversal (coup B-B).....	83
Figure VI.7: Ferrailage dans le sens longitudinal (coup A-A).....	84
Figure VI.8: Semi-section plane d'entretoise.....	85
Figure VI.9: semi section longitudinale de l'entretoise. ....	85

Figure VI.10: Sélection de la poutre à étudier. ....	86
Figure VI.11: Moment maximum transversal dans la poutre.....	86
Figure VI.12: Moment maximum longitudinal dans la poutre .....	87
Figure VI.13: Moment maximum longitudinal dans la poutre. ....	87
Figure VI.14: Moment maximum transversal dans la poutre.....	88
Figure VI.15: schéma de Ferrailage de l'entretoise .....	91
Figure VII.1: Tracé d'un câble.....	98
Figure VII.2 : Disposition des câbles. ....	99
Figure VII.3: Tracé des câbles.....	100
Figure VII.4: composantes de la force de précontrainte.....	103
Figure VII.5: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1 .....	109
Figure VII.6: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2 .....	111
Figure VII.7: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3 .....	113
Figure VII.8: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4 .....	115
Figure VIII.1: les différents éléments constituant de la culée. ....	127
Figure VIII.2: les démontions de la culée.....	128
Figure VIII.3: dalle de transition. ....	129
Figure VIII.4: Le corbeau.....	130
Figure VIII.5: choix de repère.....	132
Figure VIII.6: Poussée des terres sur le mur. ....	137
Figure VIII.7: Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	137
Figure VIII.8: Bande de 1ml.....	138
Figure VIII.9: Ferrailage du mur garde grève .....	139
Figure VIII.10: Ferrailage de la dalle de transition. ....	140
Figure VIII.11: ferrailage de mur en retour (vue en plan).....	143
Figure VIII.12: Ferrailage du corbeau.....	145
Figure VIII.13: Ferrailage du mur de front.....	148
Figure VIII.14 Ferrailage de la semelle. ....	151
Figure VIII.15: Action sur les pieux .....	152
Figure VIII.16: Abaque de Walther .....	154

<b>Figure VIII.17: Schéma de ferrailage de pieux.....</b>	<b>156</b>
<b>Figure IX.1: Eléments constituant une pile. ....</b>	<b>158</b>
<b>Figure IX.2: Les dimensions du chevêtre .....</b>	<b>159</b>
<b>Figure IX.3: dimensions du fut et la semelle.....</b>	<b>159</b>
<b>Figure IX.4: Calcul des paramètres de Walther.....</b>	<b>161</b>
<b>Figure IX.5: Abaque de Walther.....</b>	<b>162</b>
<b>Figure IX.6: Ferrailage du fut.....</b>	<b>163</b>
<b>Figure IX.7: Introduire le chevêtre dans Autodesk Robot. ....</b>	<b>163</b>
<b>Figure IX.8: Moment maximum transversal dans le chevêtre a ELS et ELU .....</b>	<b>164</b>
<b>Figure IX.9: Ferrailage de chevêtre.....</b>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>Figure IX.10: Croquis du ferrailage de la semelle.....</b>	<b>170</b>
<b>Figure IX.11: Action sur les pieux .....</b>	<b>170</b>
<b>Figure IX.12: Schéma de ferrailage .....</b>	<b>172</b>
<b>Figure X.1: Disposition des appareils d'appuis. ....</b>	<b>175</b>
<b>Figure X.2: Appareil d'appui en élastomère frette .....</b>	<b>176</b>
<b>Figure X.3: effet de l'effort normal.....</b>	<b>177</b>
<b>Figure X.4:1 er cas de torsion.....</b>	<b>178</b>
<b>Figure X.5: 2ème cas de torsion. ....</b>	<b>178</b>
<b>Figure X.6: Rotation de l'about du tablier.....</b>	<b>179</b>
<b>Figure X.7: Détail appareil d'appui.....</b>	<b>187</b>
<b>Figure X.8: Joint de chaussée. ....</b>	<b>188</b>
<b>Figure X.9: Joint de chaussée type ALGA T80.....</b>	<b>189</b>
<b>Figure X.10: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement.....</b>	<b>190</b>

## Liste des tableaux

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis. ...	35
Tableau III.2 Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis. .....	36
Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de la section about sans hourdis. ....	36
Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de différentes sections avec hourdis...	37
Tableau IV.5 Classe de pont. ....	44
Tableau IV.6: Largeur d'une voie.....	44
Tableau VI.7 Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	45
Tableau VI.8: Valeurs de bc. ....	46
Tableau IV 9: Charge (b c) par voie. ....	47
Tableau V.10: Les différentes combinaisons selon le fascicule 61 .....	64
Tableau V.11: Efforts internes maximum dans les poutres.....	73
Tableau VII.12: Caractéristiques de la poutre. ....	93
Tableau VII.13 : disposition des câbles .....	100
Tableau VII.14: Récapitulatif des longueurs des câbles. ....	101
Tableau VII.15 : Positionnement des câbles a l'about .....	102
Tableau VII.16: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule). ....	104
Tableau VII.17: caractéristiques géométriques de la gaine.....	104
Tableau VII.18: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis. ....	105
Tableau VII.19: caractéristiques géométriques de la gaine.....	105
Tableau VII.20: Caractéristiques de la section d'about + hourdis. ....	105
Tableau VII.21: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	105
Tableau VII.22: Perte par frottement.....	107
Tableau VII.23: Les aires des câbles.....	115
Tableau VII.24: La tension des câbles .....	115
Tableau VII.25: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	116
Tableau VII.26: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille)...	118
Tableau VII.27: Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).....	118
Tableau VII.28: Tensions initiales probables « $\sigma_{Pi}$ (MPa) ». ....	119
Tableau VII.29: Valeurs des pertes dues au retrait de béton.....	120
Tableau VII.30: Pertes par relaxation dans les câbles.....	121

<b>Tableau VII.31: Pertes par fluage <math>\Delta\sigma_{fl}(x)</math> dans les câbles.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau VII.32: Pertes différées totales "<math>\Delta\sigma_d</math>" dans les différentes sections s.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau VII.33: Pourcentage des pertes.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau VIII.34: Les catégories d'importance des ponts .....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau VIII.35: Coefficients d'accélération selon la zone .....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau VIII.36: valeurs des paramètres <math>\lambda_{ah}, K</math> et, <math>\theta</math>.....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau VIII.37: valeurs des moments dus à la charge permanente.....</b>	<b>132</b>
<b>Tableau VIII.38 : Cumule des poussées dues aux terres : .....</b>	<b>134</b>
<b>Tableau VIII.39: Cumule des poussées dues aux Surcharge : .....</b>	<b>134</b>
<b>Tableau VIII.40: valeurs des moments et les efforts globaux : .....</b>	<b>134</b>
<b>Tableau VIII.41: Valeurs des moments et les efforts globaux.....</b>	<b>135</b>
<b>Tableau VIII.42: Valeurs de vérification au glissement. ....</b>	<b>135</b>
<b>Tableau VIII.43: Valeurs de vérification au renversement.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau VIII.44: Valeurs des sollicitations .....</b>	<b>145</b>
<b>Tableau VIII.45: Sollicitation à la base de voile .....</b>	<b>147</b>
<b>Tableau VIII.46: Sollicitations agissants sur la semelle.....</b>	<b>149</b>
<b>Tableau IX.47: Les sollicitations maximales obtenues.....</b>	<b>160</b>

## INTRODUCTION GENERALE :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

Aujourd'hui, la technique a évolué et l'homme dispose de moyens assez sophistiqués, pour édifier des ouvrages de franchissement d'obstacle très fiables, cette évolution est dû non seulement à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante.

L'Algérie à l'instar des pays en voie de développement connaît un essor important, cet essor se traduit par une augmentation du pouvoir d'achat qui a induit une ascension fulgurante du nombre de véhicules qui utilisent chaque jour le réseau routier national, par conséquent ce dernier ne peut satisfaire et répondre favorablement aux attentes des usagers, chose qui a poussé l'état à mettre en place un plan de développement pour agrandir les voies de communications et qui prévoit aussi la construction de plusieurs ouvrages d'arts.

L'objet de notre mémoire de fin d'études consiste à étudier l'ouvrage d'art viaduc 2, qui est un pont situé au PK : 10+60 à PK : 13+330 où la pénétrante autoroutière relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA sur un linéaire de 48 km. Le viaduc prévu sera construit sur 05 piles avec environ 40 mètres d'intervalles (travées) situées entre les deux culées.

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 différents partis du pont, pour se faire on a établi un plan de travail contenant 10 chapitres :

Chapitre 1 : « Généralités et Description du projet », dans ce chapitre on a étudié généralement l'importance et différents types des ponts et la démarche de conception. Décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles concernant notre projet.

Chapitre 2 : « Caractéristiques des matériaux », 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 3 : « Caractéristiques géométriques et pré – dimensionnement », on a pré-dimensionnées toutes les éléments constituant le tablier et les différents équipements du pont, en suite, on a défini les caractéristiques géométriques de la poutre.

Chapitre 4 : « Charges et surcharges », on a cité toutes les charges due au trafic et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre 5 : « Modélisation du tablier par ROBOT », a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Chapitre 6 : « L'étude de l'hourdis et l'entretoise », nous avons étudié la répartition longitudinale et transversale des efforts, et effectuer le ferrailage pour toute la dalle et l'entretoise.

Chapitre 7 : « Etudes de la précontrainte et les pertes de tension », c'est-à-dire le règlement à élaborer des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, ainsi l'etraitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau.

Chapitre 8 : « Etude de la culée », nous avons cité les caractéristiques de la fonction mécanique, et l'évaluation des efforts sollicitant la culée ainsi que le ferrailage.

Chapitre 9 : « Etude de la pile », nous avons cité les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations et tout le ferrailage.

Chapitre 10 : « Appareils d'appui », nous avons étudié les équipements du pont qui jouent un rôle important dans la conception et assurer sa fonction.

# CHAPITRE I

## I. Introduction :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, oued (pont-canal).

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

## II. Principaux éléments constitutifs d'un pont :

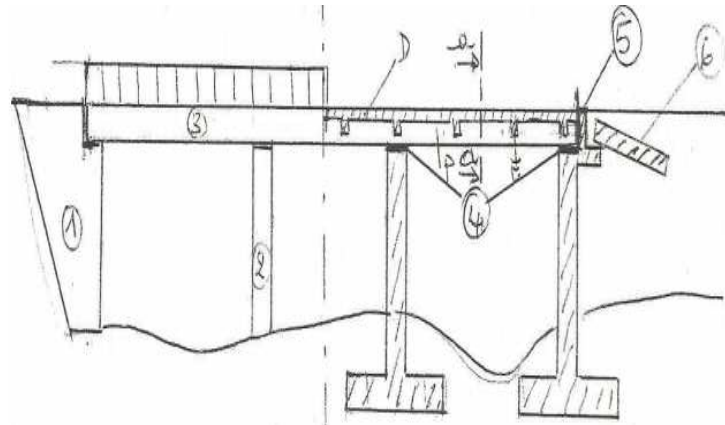
Les ponts comprennent essentiellement des éléments porteurs constitués par les poutres principales, les arcs, les câbles (éléments porteurs principaux).

Les entretoises ; les pièces de pont, les longerons qui servent à répartir les charges entre les éléments porteurs principaux, qui les transmettent aux appuis qui les transmettent au sol par les fondations.

- **Le tablier** est la partie quasi horizontale située sous la voie portée : il comprend les éléments porteurs dans le cas des ponts à poutre ou est supportée par eux dans le cas des ponts en arc ou des ponts à câbles.

La couverture ou platelage est la partie supérieure du tablier destinée à supporter les efforts dû à la circulation (dalle en béton, dalle orthotrope etc.)

- **Les appuis** : ce sont les culées (appuis de rive), les piles (appuis intermédiaires) et les pylônes des ponts à câbles
- **Les fondations** : qui peuvent être superficielles ou profondes.
- **Les équipements** : sont des éléments indispensables à l'utilisation au fonctionnement et à la durabilité du pont : appareils d'appui, garde-corps, joints, gargouilles etc... Parmi les appuis on distingue les culées qui sont les appuis d'extrémités (de rive) et les piles qui sont les appuis intermédiaires.



**Figure I.1:Schéma des composants d'un pont.**

(1)Culée : qui joue généralement un rôle double d'appui de rive du tablier et de soutènement des remblais d'accès.

(2) Piles qui constituent les appuis intermédiaires.

(3)Tablier élément sur lequel circulent les véhicules ; il est constitué d'une dalle reposant sur un quadrillage de poutres : les poutres principales dans le sens de la circulation et les entretoises placés transversalement.

(4)Appareil d'appui en général constitués par des plaques élastonières (néoprènes)

(5)Joint de chaussée.

(6)Dalle de transition.

### III. Principales techniques de construction des ponts

Après l'établissement des études d'exécution par l'entreprise, études approuvées par le maître d'œuvre, c'est le moment de l'exécution des travaux selon les étapes principales ci-après :

- L'exécution des fondations.
- La réalisation des appuis.
- La construction du tablier.
- La mise en place des équipements.

Sans entrer dans un cours de procédés généraux de construction (PGC), le présent paragraphe indiquera les principales techniques de construction.

### III.1 Exécution des fondations :

L'exécution des fondations, démarre par le piquetage général qui consiste à reporter sur le terrain la position des ouvrages définie par le plan d'implantation, au moyen de piquets dont les têtes sont raccordées en plan et en altitude à des repères fixes.

L'exécution des fondations doit faire l'objet d'une surveillance attentive car la qualité des fondations est essentielle pour la tenue et la pérennité de l'ouvrage : l'exécution des fondations comporte des aléas car les caractéristiques réelles du sol ne sont jamais certaines, car susceptibles d'évoluer quel que soit la qualité des études géotechniques menées.

#### III.1.1 Fondations superficielles avec 2 situations

##### III.1.1.1 En Site terrestre

- Une absence de nappe : cas le plus simple en la semelle en BA est exécuté au fond d'une fouille sur une couche de béton de propreté
- En présence de nappe : s'il n'est pas possible de placer la fondation au-dessus de la nappe, ce qui est l'idéal, on exécute à sec la semelle sur un massif de béton non armé pour lequel un blindage de fouille sommaire en cas de faible profondeur. Si la fondation est relativement profonde et lorsque l'emprise est limitée, la semelle est exécutée à l'abri d'un blindage, parfois en bois sur des petits chantiers, mais le plus souvent en palplanches métalliques ou en parois moulées dans le cas de fouilles de grandes dimensions

##### III.1.1.2 En site aquatique

Les fondations superficielles en site aquatique posent essentiellement des problèmes d'exécution : devront être exécutées à sec, les fondations sont réalisées à l'intérieur d'une enceinte étanche appelée batardeau. Les batardeaux sont exécutés soit en parois moulées, soit en pal planches métalliques plus fréquents lorsque la hauteur d'eau est modérée.

Pour des hauteurs très importantes ou passe sert à des fondations sur pieux soit à des caissons havés.

Les différents types de batardeaux en palplanches métalliques sont :

- Les batardeaux en rideaux plans avec étais
- Les batardeaux circulaires
- Les batardeaux exceptionnels

La technique des caissons havés consiste à foncer par havage à l'air libre ou à l'air comprimé une enceinte creuse (caisson) que l'on fait descendre jusqu'à une substruction résistante.

### III.1.1.3 Fondations profondes sur pieux

Selon la méthode de mise en place, il faut distinguer 2 types de pieux

- b-1. Les pieux mis en place par refoulement des sols appelées aussi pieux R : pieux préfabriqués en BA ou BP, pieux métalliques mis en place par battage (pieux battus) ou par fonçage (pieux foncés)
- b-2. Les pieux mis en place par excavation du sol appelés aussi pieux NR : pieux forés sans tubage, pieux forés avec tubage, barrettes moulées dans le sol en général en 2 files.

En site aquatique, les fondations sur pieux doivent être exécutés avec ou sans batardeau.

### III.1.2 Exécution des appuis :

Les appuis, culées et piles, qui sont pratiquement toujours en BA ne posent pas beaucoup de problèmes d'exécution. Néanmoins, il faut être attentif à l'aspect des parements vus et à la parfaite régularité des lignes pour ce faire, les dispositions doivent être prises à l'avance comme par exemple les Coffrages métalliques glissante.

### III.1.3 Construction des tabliers

#### III.1.3.1 La construction sur cintre

Cintre en bois appuyé sur le sol pour les voûtes en maçonnerie, technique développée et perfectionnée pour la construction des arcs en béton armé (BA). Progressivement, le bois a tendance à être remplacé par l'acier.

Les cintres et échafaudages essentiellement métalliques sont utilisés encore pour la construction d'un grand nombre de ponts-dalles, de portiques et de ponts à poutres. Lorsque le tablier est très haut au-dessous de la brèche ou si le sol est peu résistant pour supporter un cintre, on utilise un cintre auto lanceur et autoporteur qui s'appuie sur les piles et avance de travée en travée.

#### III.1.3.2 La construction en place sans cintre

Méthode utilisée et développée à partir de la construction des ponts métalliques (19ème siècle).

- ❖ Les ponts suspendus sont construits en commençant d'abord par les pylônes et les massifs d'ancrage, ensuite on met en place les câbles porteurs (par différents moyens),

puis on avance progressivement le tablier et les suspentes qui le soutiennent de part et d'autre des pylônes.

- ❖ La construction par encorbellements successifs des ponts métalliques, à poutres triangulées, des grands arcs et surtout maintenant pour les ponts de grande portée en béton précontraint, les voussoirs (élément de tablier) successifs sont coulés en place ou préfabriqués.
- ❖ Méthode rarement utilisée lorsque la route nouvelle à franchir est en déblai. On creuse le terrain pour construire les appuis (culées et piles) puis on coule le tablier en s'appuyant directement sur le sol et on déblaie ensuite le dessous du pont.

### III.1.3.3 La construction en dehors de l'emplacement du pont

I. La construction par lançage souvent employée pour les ponts métalliques : le tablier est construit sur la berge, puis il est poussé (ou tiré) au moyen de vérin et avance au-dessus de la brèche en s'appuyant sur les piles successives (ou sur des palées provisoires). Méthode utilisable lorsque l'intrados est rectiligne et on doit munir le tablier d'un avant-bec et prévoir un contrepoids pour éviter le basculement. Pour franchir un cours d'eau, il y a intérêt si c'est possible, à appuyer l'extrémité du tablier sur un bateau et à le déplacer jusqu'à l'autre rive.

II. Le poussage des tabliers en béton précontraint très analogue au lançage : le glissement se fait sur des plaques de téflon et si nécessaire, l'extrémité du tablier peut être soutenue par des haubans provisoires.

III. La méthode du ripage latéral est utilisée lorsqu'il s'agit de remplacer un pont vétuste et que l'opération doit se faire rapidement. On construit le nouveau tablier à côté de l'ancien, sur des appuis provisoires, puis on enlève l'ancien et on met à sa place le nouveau en le déplaçant transversalement (justifiée pour des ponts de chemin de fer de lignes importantes).

IV. Toutes les méthodes qui utilisent la préfabrication plus ou moins poussée d'éléments du pont et qui sont très variées.

- En acier, il est avantageux de construire en atelier des tronçons de tablier si les moyens de transport et de mise en place le permettent.
- En béton précontraint, la préfabrication s'est développée pour les poutres d'ouvrages à travées indépendantes et pour les voussoirs des ponts construits par encorbellements successifs.

#### IV. But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont qui traverse un OUED sur la pénétrante reliant TIZI OUZOU à l'autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA sur 48 Km

Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes, commencé par la proposition de trois variantes, qui Seront prés dimensionnés, et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour le dimensionnement le plus profond.

#### V. Présentation de l'ouvrage :

##### V.1. Position de l'ouvrage:

L'ouvrageest situé à PK 10+266 - PK 10+507 reliant l'autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA avec la ville de TIZI OUZOU.

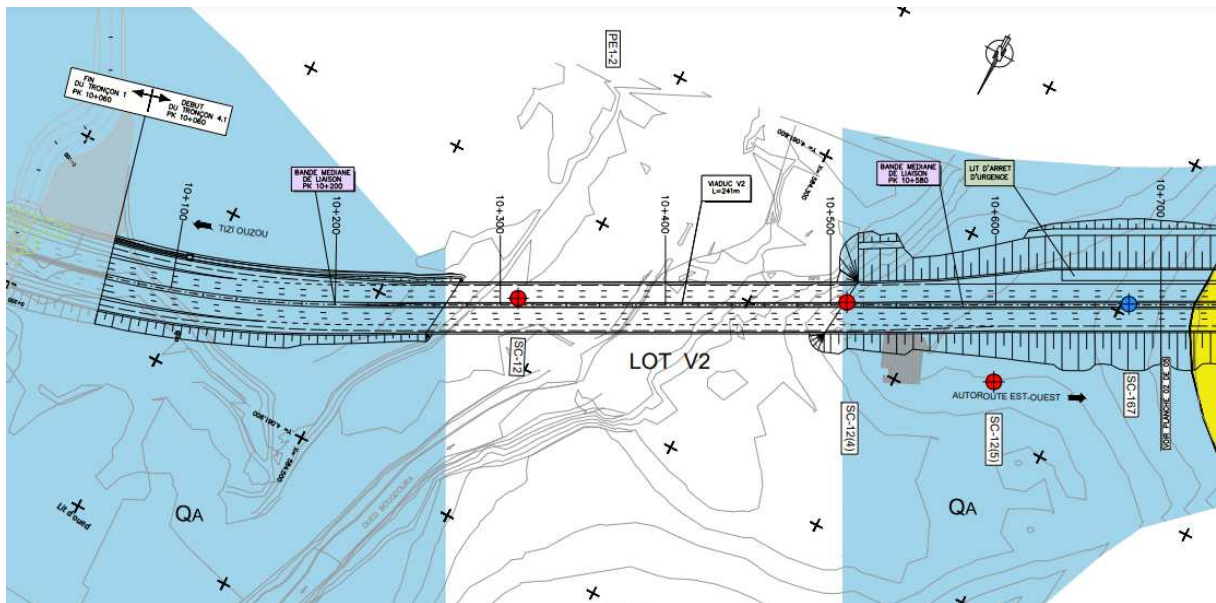


Figure I.2: Vue en plan.

##### V.2 Les caractéristiques principales de l'ouvrage :

Les caractéristiques essentielles de l'ouvrage sont comme suit :

- Ouvrage en béton précontraint en post tentions
- La structure est constituée par 6 travées de 40 mètres égaux et parallèles avec une longueur totale de 241.00 mètres

- La section transversale de chaque travée a une largeur de 13.80 mètres et elle est formée par 10 poutres de 2 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté
- Une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur.

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation donnée par le B.A.E.L 91 (B.A) ainsi que DTR (document technique réglementaire) pour les surcharges routières. Et RPOA 2008 règlement parasismique applicables

- Surcharge A(l)
- Surcharge Bc
- Surcharge militaire Mc120
- Surcharge exceptionnel D
- Le revêtement est en béton bitumineux avec une épaisseur de 8 cm

### **V.3 Conception général de l'ouvrage:**

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possédant une bonne connaissance des divers types d'ou ouvrage, de leur pré-dimensionnement et leur mode d'exécution.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usages dans chaque cas, le choix de d'ouvrage dépend de contrainte imposée dont les principales sont de deux sortes.

## **VI. Données de projet :**

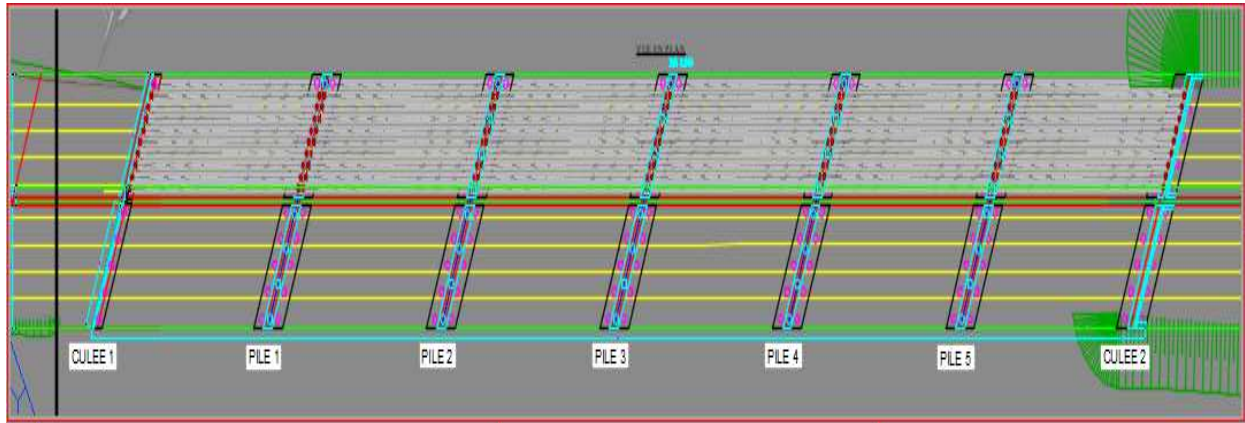
L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

### **VI.1 Données fonctionnelles :**

Les données fonctionnelles sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement

#### **VI.1.1 Tracé en plan :**

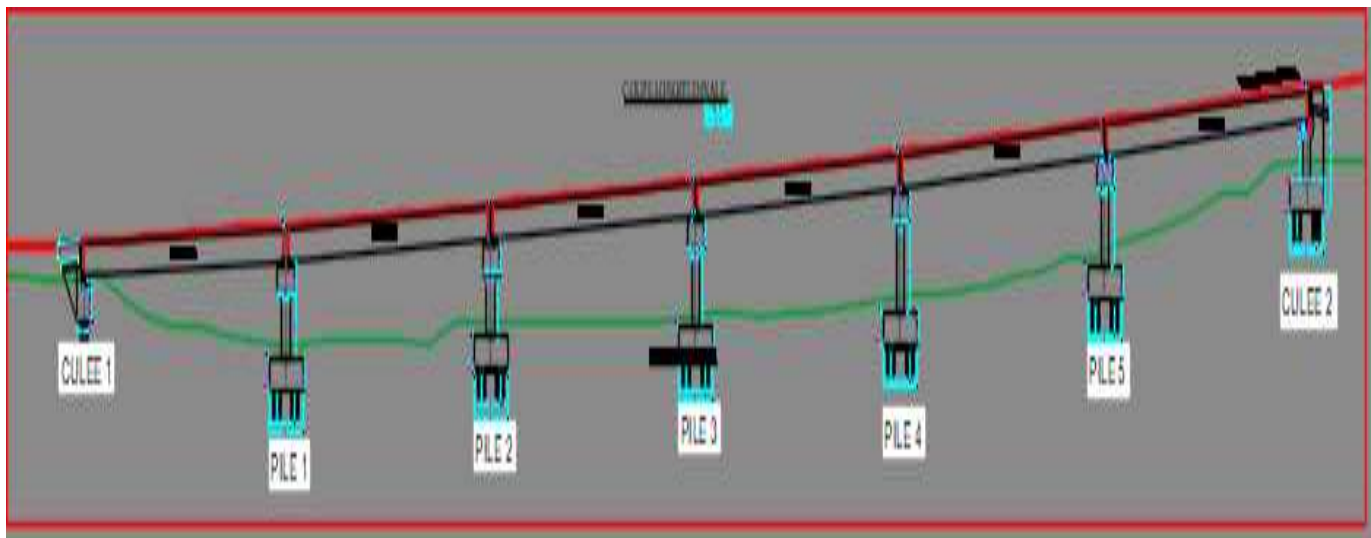
Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 241 m.



**Figure I.3:Tracé en plan.**

### VI.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. [1] Notre ouvrage présente une longueur de 241 m et une pente de 5.89 %.



**Figure I.4:Profil en long**

### VI.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

- La largeur totale de l'ouvrage : 17,56 m.
- Largeur roulable :  $L_r = 10.5$  m.
- Nombre de voies de circulations :  $N = L_r / 3 \Rightarrow N = 3$  voies de 3.5 m

- La pente : 2.5 %
- Largeur de trottoir : L = 1 m
- Accotement 4 m

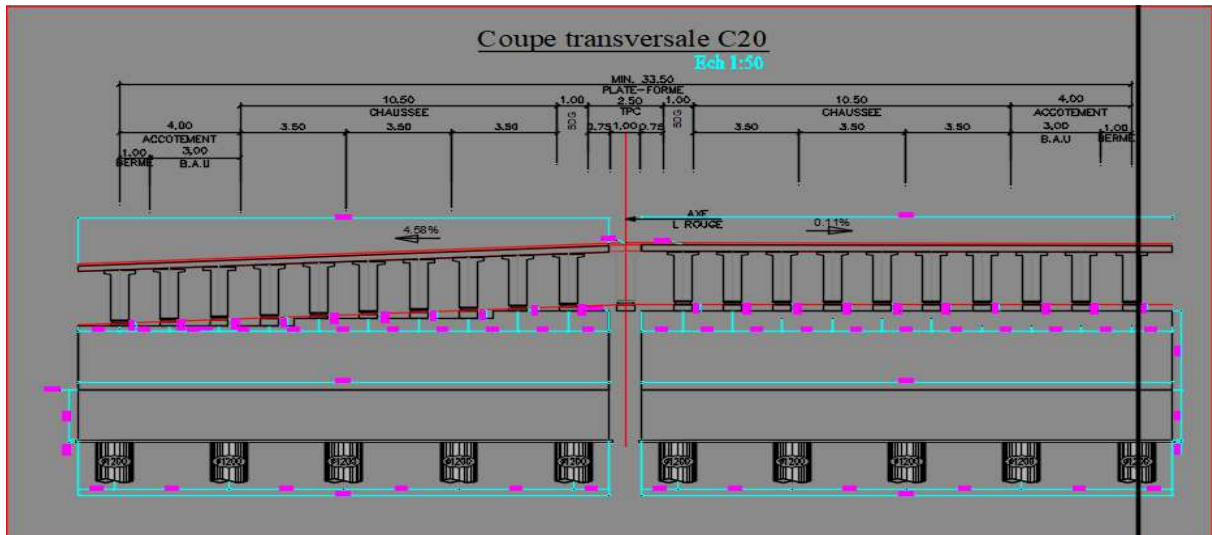


Figure I.5: Profil en travers

## VI.2 Données naturelles :

### VI.1.4 Données géologiques (géotechniques) :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le niveau possible de fondation

### VI.1.5 Données topographiques :

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

### VI.1.6 Données climatiques

#### ➤ Le vent :

D'après le RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes), les efforts engendrés sont introduits dans les

calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- ❖ 2,00 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.
- ❖ 1,25 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

➤ **La température :**

En moyenne, la wilaya de TIZI-OUZOU est connue par les données suivantes :

- ❖ 40°C la journée et 23°C la nuit en été.
- ❖ 10°C la journée et 0°C la nuit en hiver.

➤ **La neige :**

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

**VI.1.7 Données sismologiques :**

La région de TIZI OUZOU est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de classe de pont, selon le règlement parasismique algérien en vigueur.

**VII. Choix du type d'ouvrage :**

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leurs modes de construction qui dispose du matériel spécifique.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton précontraint coulée en place vue à la circulation des eaux, ce qui engendre une grande difficulté d'étayage et de coffrage. On a opté à proposer trois variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante.

## VII.1 Ponts à poutres en béton précontraint :

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées à talon, âme et semelle supérieure. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active qui est la précontrainte et soit par prétention ou par post tension. Signalant que la prétention s'adapte sur des portées allant jusqu'à 30 m, et une gamme de portées comprises entre 30 à 50 m pour la poste tension.

### **Avantage :**

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage
- Puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu' a 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension

### **Inconvénients :**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours
- La nécessité de qualification de la main d'ouvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer

## VII.2 Ponts en béton précontraint construits par encorbellement :

Ces ponts sont construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs qui s'adaptent d'une manière très performante aux actions mécaniques telles que la torsion, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles ; ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que

l'on a construit un fléau. Le tablier à hauteur variable devient plus économique et esthétique et il s'adapte sur une gamme de portées allant de 70 à 200 m.

**Avantage :**

- Ouvrages comportant des piles très hautes (construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants) et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux).
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant).
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.

**Inconvénients :**

- Pour des portés inférieurs à 50 m la construction par encorbellement est plus coûteuse que les travées indépendantes à poutres préfabriquées.
- Nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et leur mise en tension.
- Nécessité de disposer d'un matériel adéquat pour l'exécution.

**VII.3 Ponts à tablier mixte :**

Dans les tabliers métalliques à poutres ou caissons sous chaussée, la dalle peut être constituée d'un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

**Avantage :**

- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Possibilité d'extension et de réparation des poutres.

**Inconvénients :**

- Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
- Risque de voilement, déversement des poutres.
- Nécessite de visites périodiques et entretien courant.
- Sensibilité au gradient thermique.

**VIII. Justification du choix de la variante :**

L'analyse comparative des trois variantes supposées se résume en quatre aspects majeurs :

Types	Pont à poutres	Pont construit par	Pont à tablier mixte.
-------	----------------	--------------------	-----------------------

Critères	précontraintes.	encorbellement successif.	
<b>Economie.</b>	+	-	-
<b>Entretien.</b>	+	+	-
<b>Esthétique.</b>	-	+	-
<b>Exécution.</b>	+	-	+

**+ : Favorable.**

**- : peu favorable.**

**Commentaires :**

✓ **Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif :**

Les deux points défavorables pour cette variante sont l'économie et l'exécution. Pour l'économie, le projet à réaliser exige une unité de préfabrication in situ. D'autre part l'exécution sollicite de disposer du personnel qualifié et du matériel adéquat. Ainsi cette méthode devient intéressante pour des brèches profondes.

✓ **Pont à tablier mixte :**

L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leurs transports. En outre, la nature de franchissant qui est un oued présente un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

✓ **Pont à poutres précontraintes :**

En constate que ce type de pont présente un aspect esthétique peu favorable, ce qu'il n'est pas intéressant car son implantation est en rasa campagne. De l'autre côté, cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais de réalisation et le coût global du projet.

## IX. Conclusion :

D'après l'analyse multicritères ci-dessus, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement on a adopté le pont à poutres en béton précontraint par post tension dont les détails sont présentés précédemment

# *CHAPTER II*

## I. Introduction :

L'objet fondamentale d'un règlement est d'étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part surs et d'autres part économique.

La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé « état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonctions.

### Règlements utilisés :

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

## II. Caractéristiques mécaniques :

### II.1 Béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants (conformément aux prescriptions du BAEL). Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé sauf s'il est utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes de compression servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

- **Dosage** : le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm<sup>3</sup>, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm<sup>3</sup>, qui nous garantiront une résistance de 35 mpa au minimum.
- **Densité** : La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### II.1.1 Résistance à la compression :

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression

Le règlement du BAEL (béton armé aux états limites) donne des lois d'évolution de  $f_{cj}$  (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours comme suit :

- Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

- Pour un béton âgé de 28 jours et plus on considère que  $f_{cj} = f_{c28}$

$$f_{c28} \begin{cases} 40 \text{ MPa pour le béton du tablier (superstructure).} \\ 30 \text{ MPa pour le béton d'appuis et les fondations (infrastructure).} \end{cases}$$

### II.1.2 Résistance à la traction :

La résistance à la traction joue un rôle très important dans le comportement mécanique, en particulier « l'adhérence »

Elle est définie conventionnellement par la relation ci-dessus en fonction de la résistance à la compression.

$$f_{tj}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (BAEL art 2.1).}$$

Pour notre cas

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(40) = 3 \text{ MPa (superstructure)}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(30) = 2.4 \text{ MPa (infrastructure)}$$

$f_{tj}$ ,  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa.

$$f_{tj} \begin{cases} 3 \text{ MPa Pour superstructure .} \\ 2.4 \text{ MPa Pour infrastructure} \end{cases}$$

### II.1.3 Contraintes admissibles :

On se fixe à la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

#### ➤ État limite ultime (E.L.U) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_B}$$

Avec :

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique a 28 jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  : Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$  : Situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée probable (t) d'application de la combinaison d'action, il prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \theta = 1 & t > 24h \\ \theta = 0.9 & 1h < t < 24h \\ \theta = 0.85 & t < 1h \end{cases}$$

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  Situations durables  $\rightarrow f_{bu} = 22.66MPa$  ( $f_{c28} = 40MPa$ )

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  Situations accidentelles  $\rightarrow f_{bu} = 29.56MPa$  ( $f_{c28} = 40MPa$ )

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  Situations durables  $\rightarrow f_{bu} = 17MPa$  ( $f_{c28} = 30MPa$ )

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  Situations accidentelles  $\rightarrow f_{bu} = 22.17MPa$  ( $f_{c28} = 30MPa$ )

➤ **État limite de service (E.L.S) :**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée par l'expression suivante :

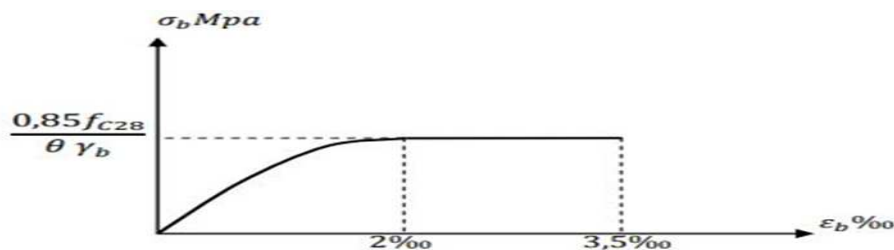
$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 24MPa \text{ Pour } f_{c28} = 40 MPa$$

$$\sigma_b = 0.5 f_{c28} = 20 MPa \text{ Pour } f_{c28} = 40 MPa$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 18MPa \text{ Pour } f_{c28} = 30 MPa$$

$$\sigma_b = 0.5 f_{c28} = 15MPa \text{ Pour } f_{c28} = 30 MPa$$



**Figure II.2: Diagramme Contrainte –Déformation**

**II.1.4 Coefficient de poisson :**

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

Le coefficient  $\nu$  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,  $\nu$  devient nul. 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).

- **Déformation longitudinale du béton : (pour le tablier et les pieux  $f_{c28} = 40$  MPa)**

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton ( $E_{ij}$ ) défini par les B.P.E.L comme suit (pour  $f_{c28} = 40$  MPa)

- Module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ Mpa.}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée (différée) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt[3]{40} = 12653.82 \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation longitudinale ( $\epsilon$ ) : (pour les piles et les culées.  $f_{c28} = 30$  MPa)**

Toujours, on utilise les mêmes formules exploitées dans le béton précontraint :

- Module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée (différée) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt[3]{30} = 11496 \text{ MPa}$$

#### II.1.4.1 Qualités attendues d'un béton pour ouvrages en BP :

-Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).

-Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.

-Une bonne déformabilité instantanée, et différés la plus faible possible.

-Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

#### II.1.4.2 Le béton précontraint :

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

Il définissait ainsi la précontrainte : « Pré-contraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. »

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton, matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression. La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte.

Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton. La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts ou réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres). Elle

est à l'origine de progrès considérables pour l'utilisation du béton dans les ouvrages d'art et les structures coulées en place ou réalisées à partir d'éléments préfabriqués.

La précontrainte peut être appliquée au béton:

- soit par pré-tension (mise en tension des aciers avant coulage du béton).
- soit par post-tension (mise en tension des câbles après durcissement du béton).

#### II.1.4.2.1 Précontrainte par pré-tension :

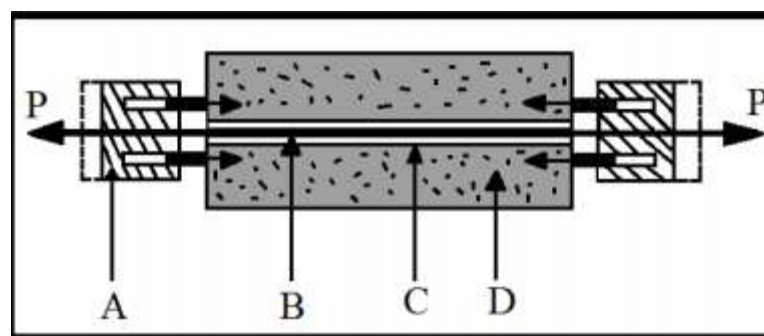
Ce mode consiste à tendre préalablement les armatures en acier à très haute limite d'élasticité entre deux points fixes (culées), à bétonner les formes requises en béton autour de ces armatures tendues, puis à relâcher la tension au droit des culées après durcissement du béton. La mobilisation de l'adhérence de l'armature sur le béton empêche celle-ci de se détendre et provoque la mise en compression de la pièce en béton.

Ce principe, quoique limité à des produits à précontrainte rectiligne ou faiblement déviée, de longueur limitée (30 m) et de masse transportable (30 t) est très largement exploité. Il met en jeu une très grande partie de la consommation totale d'acier de précontrainte (probablement 80 % de la consommation mondiale annuelle, soit 800 000 t).

#### II.1.4.2.2 Précontrainte par post-tension :

Contrairement au mode de réalisation précédent, cette précontrainte s'applique sur des structures dont le béton a déjà durci.

Les forces de précontrainte sont alors généralement créées par des câbles circulant librement dans la structure, mis en tension à partir de leur extrémité par des vérins prenant appui sur la structure elle-même.



**Figure II.2: Mise en tension d'un câble (post-tension).**

- A : vérin.
- B : câble.
- C : conduit (gaine).
- D : béton.
- P : effort de précontrainte.

## **II.2 Aciers :**

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

### ➤ Fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm

### ➤ Barre :

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées. Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm Mais il existe des barres plus grosses (Macalloy 40, 50 et même 75 mm). De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

### ➤ Torons :

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (Diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (fréquemment désigné par T13)
- 12,9 mm (T13S)
- 15,2 mm (T15)

15,7 mm (T15S)

### II.2.1 Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,85f_{prg} \text{ OU } 0,95f_{peg})$$



**Figure II.3: Acier actif ou toron.**

- $f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860MPa
- $f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1640MPa.

Ses limites sont garanties par ALGA

Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 Super TBR (très basse relaxation)

- Nombre de torons par câble : 15
- Section nominale de l'acier :  $A_p = 150 \text{ mm}^2$
- Nombre de câble est 4

#### II.2.1.1 La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite

Elastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

**II.2.1.2 Module de Young :**

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale ( $E_p$ ) a pris égal à :

200000 MPa : Pour les fils et les barres. :

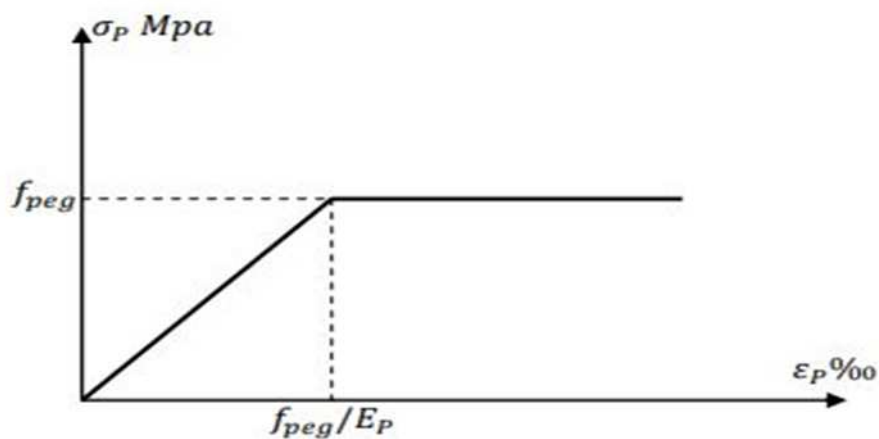
195000 MPa : Pour les torons.

**II.2.1.3 Diagramme contrainte-déformation :**

Pour les fils trempés et barres :

$$Si \varepsilon_p < \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$Si \varepsilon_p > \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = f_{prg}$$



**Figure II.4: diagramme contrainte –déformation de barres**

**II.2.2 Acier passif (BAEL) :**

Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance E500

La limite d'élasticité garantie est :  $f_e = 500$  MPa

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

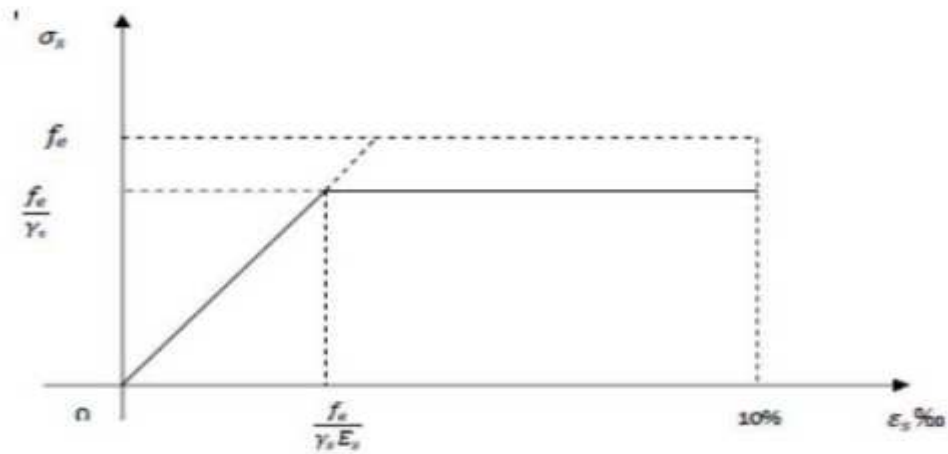
Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible est :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

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

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

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible est :



**Figure II.5: Diagramme déformation contrainte pour les aciers passifs à l'ELU.**

### III. Conclusion :

Pour les matériaux à utiliser, on a opté pour un béton résistant jusqu'à 40 MPa pour la superstructure et de 30 MPa pour l'infrastructure avec des aciers passifs d'une limite d'élasticité de 500 MPa avec des câbles de précontraintes 12T15s.

# *CHAPTER III*

## I. Introduction :

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 25 et 50m en précontraint par post-tension.

Pour notre pont nous allons envisager des poutres multiples préfabriquées, de section en T, précontraintes par post-tension, de portée 40 m.

## II. Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale du pont  $L = 241$  m composé de 6 travées indépendants de 40 m de longueur
  - La portée des poutres  $L=40$  m
  - La largeur de tablier  $L = 17.56$  m
  - La largeur roulable  $L_R = 13.50$  m
  - La largeur chargeable  $L_c = 10.50$  m
  - Le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations :  $n= L_R/3= 3$ voies
  - La largeur d'une voies  $v = L_c / n = 3$  et une bande dérasée de 1m a chaque coté
- Donc c'est un **pont de 1 ère classe**,  $L_R \geq 7$  m .

## III. Pré dimensionnement de la poutre :

Une poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, ou en béton armé ou précontraint. En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m.

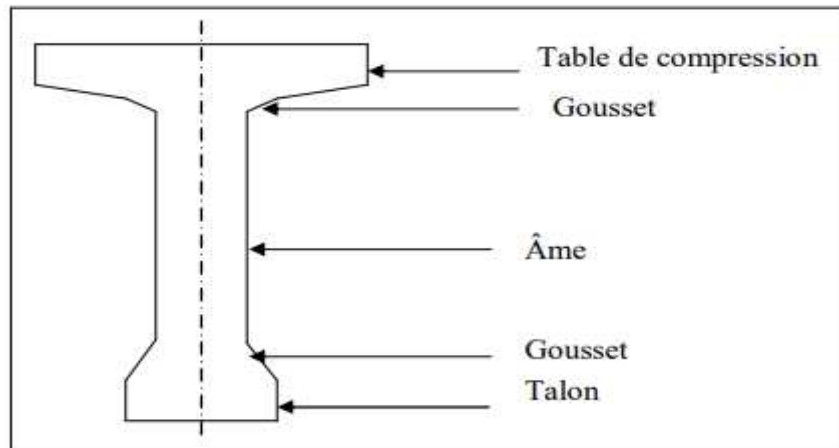


Figure III.1: Coupe transversale d'une poutre.

### III.1 L'espacement entre axes des poutres

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées ; nécessitant de nombreuses manutentions et, des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi des poutres en section I, la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir l'espacement l'entraxe des poutres :

$\lambda$  : l'entraxe des poutres (l'espacement)

$$1,5 \leq \lambda \leq 2,5$$

On fixe  $\lambda = 1,65 \text{ m}$

### III.2 Nombre des poutres :

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

$\lambda$  : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité

$$L = 17,56 \text{ m}$$

$$N = \frac{17,56}{1,65} + 1 = 11,64$$

Donc :  $N = 10$

### III.3 Hauteur des poutres :

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, on risque de présenter une trop grande prise au vent, dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton. Le dimensionnement

des poutres post-tentions est déterminé selon les recommandations de **SETRA**, la hauteur des poutres **PRAD** est déterminée à partir de l'élancement par la formule :

$$L/20-0,5 \leq H_t \leq L/20+0,2$$

Où :

L : distance entre axe des appuis de la travée

Pour L = 40 m, on a :  $1,95 \leq H_t \leq 2,2$

On prend :  $H_t = 2$  m.

### IV.3 Epaisseur de l'âme « $b_0$ » :

#### IV.3.1 Section médiane :

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

$$18 \leq b_0 \leq 25 \text{ (cm)}$$

On fixe :  $b_0 = 25$  cm

#### III.1.1 Section intermédiaire

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme.

$$25 \leq b_0 \leq 35 \text{ (cm)}$$

On fixe :  $b_0 = 35$  cm

#### III.1.2 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 :  $b_0 = 60$  cm

### IV.4 Table de compression « $b$ » :

#### ➤ La largeur de la table de compression

La largeur «  $b$  » de la table de compression doit être suffisante pour empêcher le déversement latéral. Elle est calculée comme suit :

$$0,6 H_t \leq b$$

Avec :  $H_t = 2$  m.

Donc  $1,20 \text{ m} \leq b$

On prend  $b = 1,04$  m.

➤ **Epaisseur de la table de compression :**

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

Donc :  $e = 11.5\text{cm}$ .

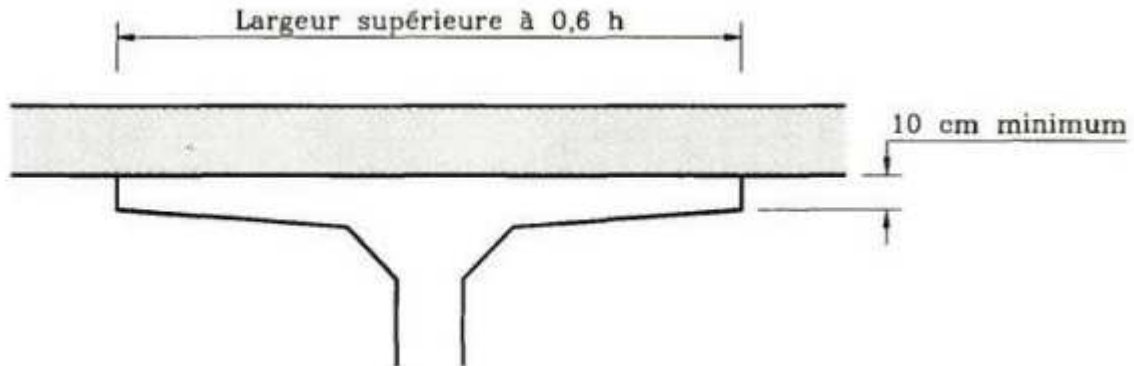


Figure III. 2 Table de compression et hourdis général.

#### IV.5 Talon :

Il constitue la partie inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane, il est dimensionné de façon à ce que le béton ne risque pas d'éclater sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur «  $b_t$  » est comprise entre 40 et 70 cm.

On prend :  $b_t = 60\text{cm}$

Sa hauteur «  $h_t$  » est comprise entre 10 et 20 cm, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives.

On prend :  $e_t = 20\text{cm}$

#### IV.6 Goussets:

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre :  $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

- **En travée :**  $\begin{cases} -\alpha 1 = 8^\circ \Rightarrow e 1 = 4 \text{ cm} \\ -\alpha 2 = 51^\circ \Rightarrow e 2 = 5.6 \text{ cm.} \end{cases}$

- **About:**  $\{\alpha 1 = 7,5^\circ; e 1 = 2.9\text{cm}$

- **L'appui :**  $\begin{cases} \alpha 1 = 52^\circ \Rightarrow e 1 = 17.5 \text{ cm} \\ \alpha 2 = 45^\circ \Rightarrow e 2 = 22.5 \text{ cm.} \end{cases}$

**IV.7 Epaisseur du hourdis :**

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale du hourdis lié à l'espacement entre axe des poutres.
- Existence ou non d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

Son épaisseur en général :

$$20 \leq h_0 \leq 30$$

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

**IV. Notation utilisées**

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

$I_\Delta$  : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$$I_\Delta = S_\Delta - Z^2$$

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

$\rho$  : 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 :

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

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

Avec :

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

$Z = Z [1 + (\frac{2}{12} \times Z^2)]$  .....Section rectangulaire.

$Z = Z [1 + (\frac{2}{18} \times Z^2)]$  .....Section triangulaire.

Avec :

$h$ : hauteur de la section considérée.

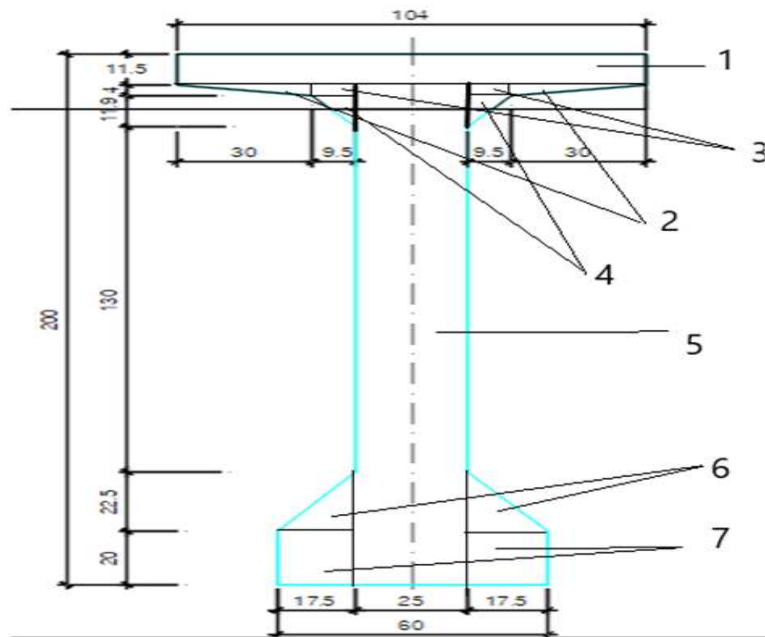


Figure III.3: Section médiane de la poutre.

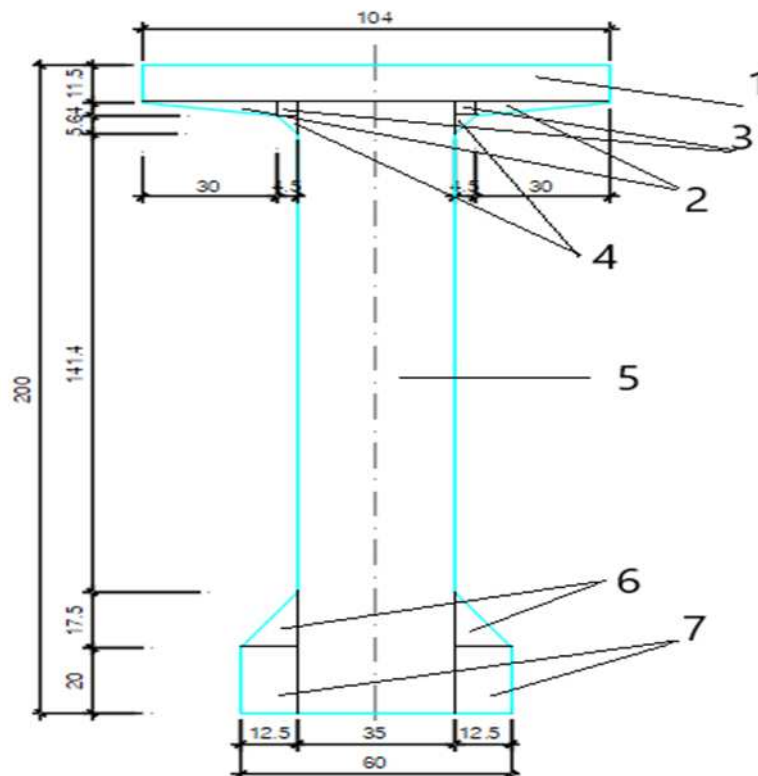


Figure III.4: Section intermédiaire de la poutre.

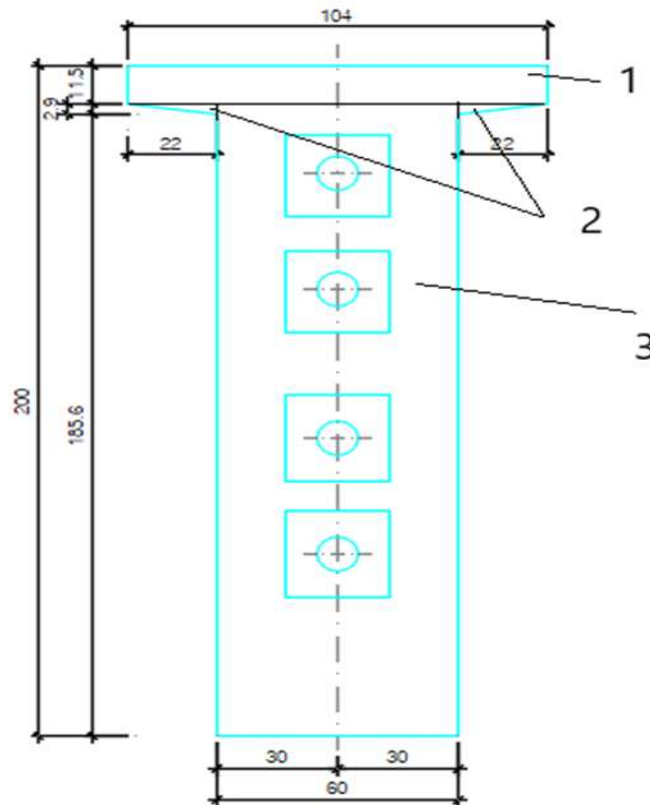


Figure III.5: Section about de la poutre.

## V. Caractéristiques géométriques des sections brutes

### V.1 Poutres sans hourdis

#### V.1.1 Section médiane

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

Désignation	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm) =	I0 (cm <sup>3</sup> xcm)	IΔ = I0+BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
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	4	76	186,5	14174	186,5071492	50,66666667	2643501,667
4	9,5	11,9	113,05	178,55	20185,0775	178,5940617	889,3894722	3604934,977
5	25	188,4	4710	94,2	443682	125,6	13931614,8	55726459,2
6	17,5	22,5	393,75	31,25	12304,6875	32,15	11074,21875	395595,7031
7	17,5	20	700	10	7000	13,33333333	11666,66667	81666,66667
<b>Totale</b>			7308,8		752048,765		13968583,32	111768058,5

IG (cm <sup>3</sup> xcm)	V' (cm)	V (cm)	r2	ρ (%)
34384993,62	102,8963393	97,10366066	4704,601798	0,47085517

V.1.2 Section intermédiaire

**Tableau III.2 Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.**

Désignation	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> = B x Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>A</sub> = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
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	4,5	4	36	186,5	6714	186,5071492	24	1252185
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	20	480	10	4800	13,33333333	8000	56000
<b>Totale</b>			8669,95		898239,7025		19529338	129657679,7

IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
<b>36596639,75</b>	<b>103,6037927</b>	<b>96,3962073</b>	<b>4221,090058</b>	<b>0,422657925</b>

V.1.3 Section d'about

**Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de la section about sans hourdis.**

Désignation	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> = B x Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>A</sub> = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
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
<b>Totale</b>			12569,8		1310224,29		33502356,35	181330751,4

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

V.2 Poutres avec hourdis

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

	Désignation	Dimension	B(cm2)	Z (cm)	SΔ(cm3)	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	IΔ (cm <sup>4</sup> )
Section médian	Poutre		8192,8		912298,84	14024735,74	140841232,8
	Hourdis	175*25	4125	225	928125	337500	209165625
	Poutre +hourdis		12317,8		1840423,84	14362235,74	350006857,8
Section intermédiaire	Poutre		9553,95		1059576,503	19585490,41	159113742,8
	Hourdis	175*25	4125	225	928125	337500	209165625
	Poutre +hourdis		13678,95		1987701,503	19922990,41	368279367,8
Section d'about	Poutre		13453,8		1472558,99	33558508,77	211147896,2
	Hourdis	175*25	4125	225	928125	337500	209165625
	Poutre +hourdis		17578,8		2400683,99	33896008,77	420313521,2

	IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
Section médian	75025943,08	149,4117326	75,58826739	6090,85576	0,53931093
Section intermédiaire	79444533	145,3109707	79,68902931	5807,794677	0,501550091
Section d'about	92459309,3	136,5670006	88,43299941	5259,705401	0,435513171

V.3 Section géométrique des sections nettes :

Les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristiques des sections brutes en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent pas à la résistance même s'ils seront remplis avec mortier injecté.

Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire :

- 5% de la section brute  $\Rightarrow B_{nette} = 0,95 B_{brute}$
- 10% du moment d ' inertie  $\Rightarrow I_{nette} = 0,90 I_{brute}$
- 8%  *dumomentstatique*  $S_{nette} = 0,92 S_{brute}$

# CHAPTER IV

## Chapitre 4 : Charges et surcharges

### I. Introduction

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale. Toutes les parties du tablier ne sont pas forcément à charger par les charges de chaussée. Il faut donc définir une largeur chargeable qui se déduit elle-même de la largeur roulable.

### II. Evaluation des charges 1<sup>ères</sup> variant :

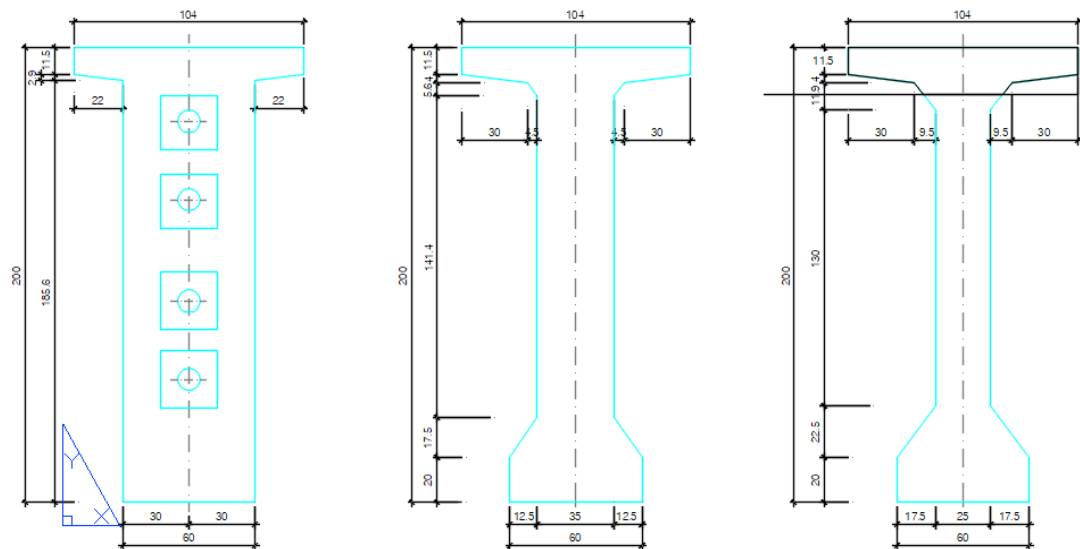
L'ouvrage doit résister aux efforts appliqués suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

#### II.1 Calcul des charges permanentes (CP) :

Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle (tablier).

##### II.1.1 Poids propre de la poutre



Figurer VI.1: Dimensions de la poutre.

#### ❖ Section d about

Avec :  $S_1 = 0.73088 m^2$  → S = la surfasse

$V_1 = 0.73088 \times 15.475 = 11.31 m^3$  → V = le volume

$P_1 = 11.31 \times 2.5 \times 2 = 56.55 T$  → P = le poids

#### ❖ Section médiane

$S_2 = 0.866995 m^2$

$V_2 = 0.866995 \times 2.20 = 1.90 m^3$

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

$$P_2 = 1.9 \times 2.5 \times 2 = 9.5T$$

### ❖ Section inter médiane

$$S_3 = 1.25968m^2$$

$$V_3 = 2.325 \times 1.25698 = 2.93m^3$$

$$P_3 = 2.93 \times 2.5 \times 2 = 14.65T$$

$$P_{p\ total} = (P_1 + P_2 + P_3) = 56.55 + 9.5 + 14.65 = 80.7 T$$

$$P_{p\ total} \left( \frac{T}{ml} \right) = \frac{80.7}{40} = 2.0175 T/ml$$

$$P_{P\ total} = 2.0175 \times 10 = 20.175 T/ml$$

### II.1.2 La dalle :

Le poids de la dalle est donné comme suit :

$$P_d = 17.56 \times 0.25 \times 2.5 = 10.957 T/ml$$

CP  $\longrightarrow$  La charge permanente

$$\text{Donc : } CP = P_p + P_d = 20.175 + 10.957 = 31.15 T /ml$$

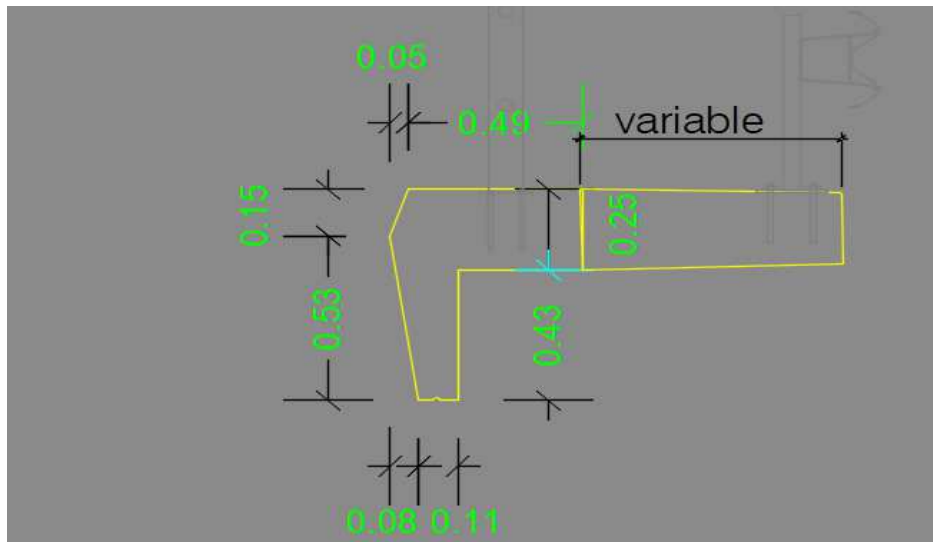
## II.2 La charge complémentaire permanente (CCP)

- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.
- Entretoise
- Le revêtement

### II.1.3 Corniche :

Notre corniche est schématisée par la figure 4.2 :

## Chapitre 4 : Charges et surcharges



**Figure VI.2: La corniche.**

$$P_{corniche} = \gamma b \times L \times S$$

S : la surface de corniche

$$S = [(0.25 \times 0.49) + \frac{(0.15 \times 0.05)}{2} + (0.11 \times 0.43) + \frac{(0.08 \times 0.53)}{2}] = 0.6542 m^2$$

$$P_{corniche} = 2.5 \times 1 \times 0.6542 = 1.6355 T/ml$$

$$P_{corniche} = 1.6355 \times 2 = 3.271 T/ml$$

### II.1.4 Trottoir

Le poids du trottoir est obtenu comme suit :

$$P_t = \gamma b \times L \times S \times e$$

$$P_{t1} = 1.08 \times 0.25 \times 2.5 \times 1 = 0.675 T/ml$$

$$P_{t2} = 0.81 \times 0.25 \times 2.5 \times 1 = 0.506 T/ml$$

$$P_t = P_{t1} + P_{t2} = 0.675 + 0.506 = 1.181 T/ml$$

### II.1.5 Garde-corps

Le poids de garde-corps est 0.1T/ml x 2

$$P_G = 0.2 T/ml$$

### II.1.6 Glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est 0.06 T/ml x 2

$$P_S = 0.12 T/ml$$

### II.1.7 Entretoise

$$P_e = b \times h \times L \times \gamma b$$

- b : largeur de l'entretoise.

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

$$B=0.40 \text{ m}$$

- h : hauteur d'entretoise.

$$H= 1.80\text{m}, h= 0.25\text{m}$$

- L : longueur de l'entretoise.

$$L= 1.10 \text{ m}, L=0.95\text{m}$$

$$V_1 = 0.4 \times 1.8 \times 1.1 = 0.792 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.4 \times 0.95 \times 0.25 = 0.095 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_1 + V_2 = 0.792 + 0.095 = 0.887\text{m}^3$$

$$P_e = V_T \times 2.5 = 0.887 \times 2.5 = 2.21 \text{ T}$$

$$P_{e \text{ total}} = 2.21 \times 9 = 19.89 \text{ T}$$

### II.1.8 Le revêtement

On a une couche de revêtement de 8 cm donc Le poids de revêtement est :

$$P_r = e_r \times L_r \times \rho_r$$

$e_r$  : épaisseur du revêtement

$L_r$  : la largeur de la chaussée

$\rho_r$ : masse volumique de revêtement  $2.2 \text{ T/m}^3$

$$P_r = 0.08 \times 14.59 \times 2.2$$

$$P_r = 2.567 \text{ T/ml}$$

## III. Evaluation des surcharges :

### III.1 Calcul des surcharges routières :

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.

#### ➤ La largeur roulable (Lr)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

#### ➤ La largeur chargeable (Lc)

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre projet on a

$$L_r = 13,50 \text{ m.}$$

$$L_c = 13,50 \text{ m.}$$

### ➤ **Le nombre de voie**

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = L_c / 3$$

$$\text{Donc } N = \frac{14.59}{3} = 4.8 \text{ D'où}$$

$$N = 4 \text{ (3 voies de 3,78m chacune, avec une ligne de bande d'arrêt d'urgence de 3.25 m)}$$

### **Classe de ponts routes :**

On distingue trois classes de ponts, le tableau ci-dessous nous montre ces différentes classes en fonction de leur largeur roulable :

**Tableau IV5 Classe de pont.**

La classe de pont	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5.50 \leq L_r \leq 7m$
3	$L_r \leq 5.5m$

**Tableau IV6: Largeur d'une voie**

La classe	La largeur d'une voie
1	3,5 m
2	3 m
3	2,75 m

✓ **Pour notre ouvrage on a  $L_r > 7 \text{ m}$ , donc notre pont est de 1ère classe.**

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

### III.1.1 Système de charges A (L) :

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

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$$

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

$$L = 40 \text{ m}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{40+12} = 922.30 \text{ Kg /m}^2$$

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A(L) donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient a1 décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont.

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

**Tableau VI.7 Coefficient de pondération transversale de la charge**

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge (en  $\text{kg/m}^2$ ), calculée après application du coefficient a1 est inférieure à  $400 - 0,2L$ , c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte. Un autre coefficient multiplicateur a2 permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

$$a_1 \times A(L) = 922.30 \times 0.75 = 691.725$$

$$\text{On a : } 400 - 0,2 \times 40 = 392 \text{ kg/m}^2$$

$$392 < 691.725$$

Donc on aura la charge a1 a2 A (L) qui sera appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

$$a_2 = \frac{L_v}{L_{v_0}} = \frac{3.5}{3.78} = 0.933$$

$L_v$ : La largeur d'une voie =3,78 m

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

$L_{v0}$  : dépend de la classe

Nombre de voie chargeables	L(m)	A(l) KN/m <sup>2</sup>	$a_1$	$a_2$	Largueur r chargée	A(l) kN/ml
1	40	9.223	1	0.933	3.78	32.527
2	40	9.223	1	0.933	7.56	65.045
3	40	9.223	0.9	0.933	11.34	88.842
4	40	9.223	0.75	0.933	14.59	94.160

### III.1.2 Système de charges B :

- Sous système B c : se compose de camions types (30T).
- Sous système B t : se compose d'une roue isolée.

#### III.1.2.1 Sous système B c :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non. Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B c prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donner dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8: Valeurs de  $b_c$ .**

Classes de ponts	Nombres de voies chargées				
	1	2	3	4	$\geq 5$
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

## Chapitre 4 : Charges et surcharges

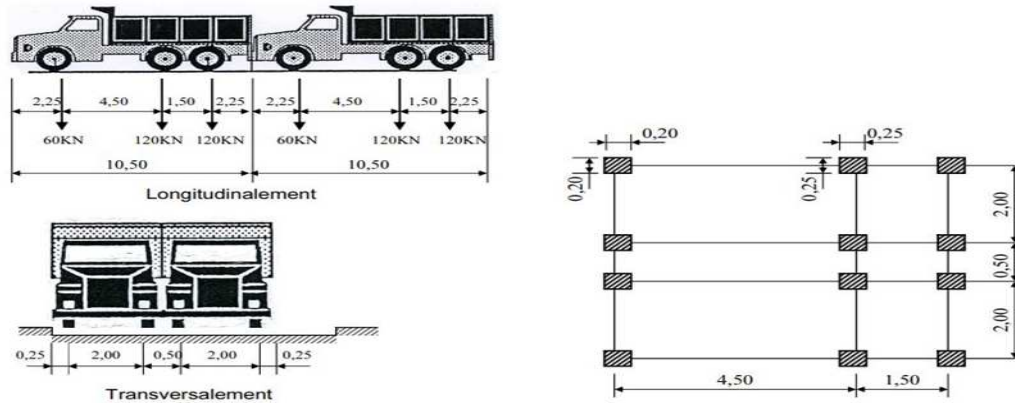


Figure VI.3: Système Bc.

Chaque camion porte trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t, donc un essieu avant de 6t et deux essieux arrières de 12t chacune.

La charge Maxe de système  $B_C$  est un chargement sur 4 voies, donc on a :

$$S_1 = 4 \times 30 \times 2$$

$$S_1 = 240t$$

Détermination de bc : On a un pont de 1ere classe et 4 voies chargées donc le bc= 0.80

$$D'où : S = S_1 \times bc$$

$$S = 240 \times 0.80$$

$$D'où S = 192 t$$

**Coefficient de majoration dynamique :**

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

L : la portée de la travée.

S : la surcharge maximale, S = 192t.

G : la charge permanente, G = 1592.44 t.

$\delta$  a la valeur maximal pour une portée de 40 m.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1594.65}{192}}$$

$$\delta = 1.062$$

Tableau IV 9: Charge (b c) par voie.

N bre de voies chargée	bc	Charge par essieu (t)
------------------------	----	-----------------------

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

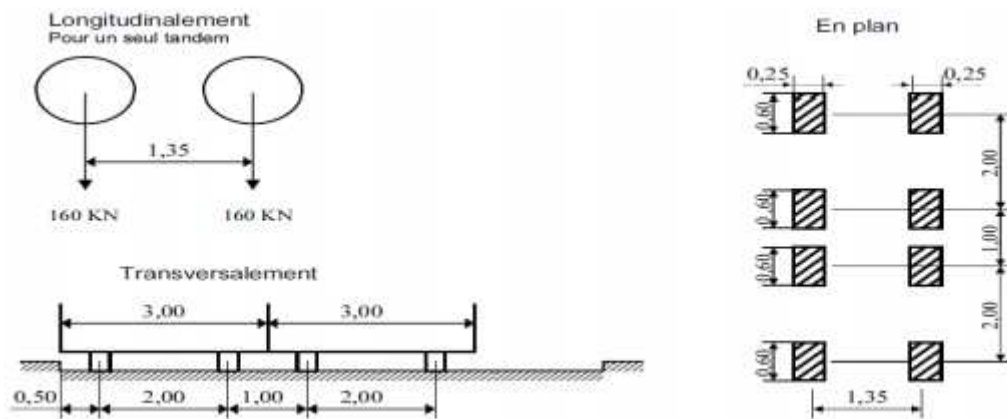
1	1.2	E.AR	$12 \times 1.2 \times 1.062$	15.2928
2	1.10	E.AR	$12 \times 2 \times 1.062 \times 1.1$	28.036
3	0.95	E.AR	$12 \times 3 \times 0.95 \times 1.062$	36.320
4	0.80	E.AR	$12 \times 4 \times 0.8 \times 1.062$	40.780

### III.1.2.2 Système $B_t$ :

Un tandem du système comporte deux essieux à roues simples répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système doit être multiplié par un coefficient BT qui en fonction de la classe du pont.

Le système est montré dans la figure ci-dessous :



**Figure VI.4: Système  $b_t$ .**

n fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système prises en compte sont multipliées par les coefficients  $B_t$  suivants :

Classe du pont	1	2
Coefficient $B_t$	1	0.9

Masse total : 32t

$$S = S_1 \times b_t$$

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

$$S_1 = 32 \times 4 = 128$$

$$b_t = 1(\text{Pont 1ère classe})$$

$$S = 120 \times 1 = 120 t$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1594,65}{128}}$$

Désignation	S	b <sub>t</sub>	δ	Essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1.058	33.856
2 Tandems	64	1	1.058	67.712
3 Tandems	96	1	1.058	101.568
4 Tandems	128	1	1.58	135.424

$$\delta = 1.056$$

### III.1.3 Système militaire M c 120 :

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

Un véhicule type du système  $M_{C120}$  comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 1100 KN= 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

## Chapitre 4 : Charges et surcharges

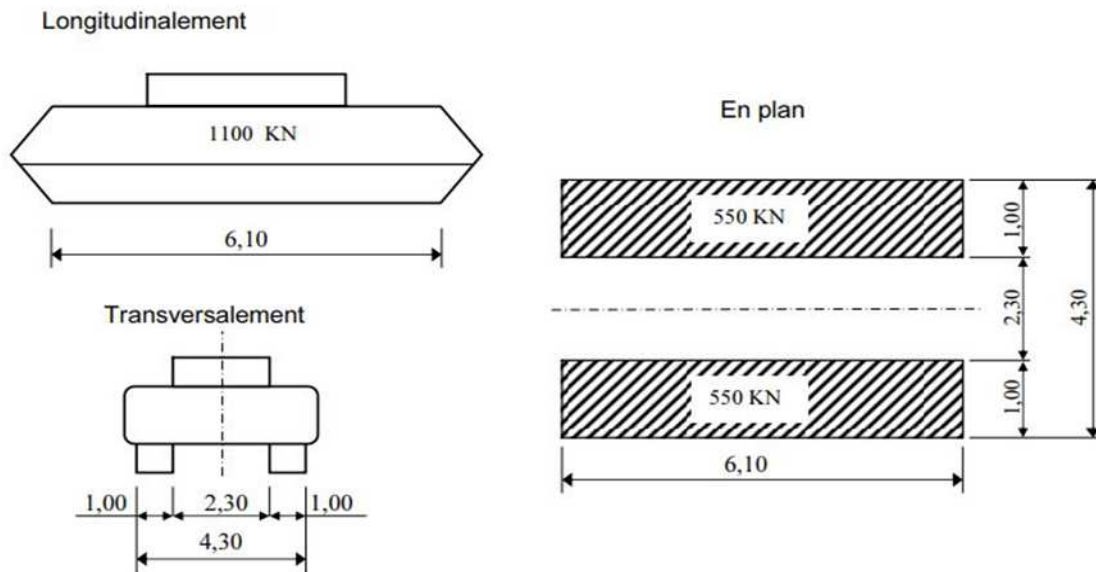


Figure VI.5: Système Mc120.

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1594,65}{110}}$$

$$\delta = 1,054$$

$$P = 110 \times 1,054 = 115,94 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 115,94/6,10$$

$$\Rightarrow S_{Mc120} = 19 \text{ t/ml}$$

### III.1.4 Charge exceptionnelle D<sub>240</sub> :

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 240 t de poids total.

## Chapitre 4 :Charges et surcharges

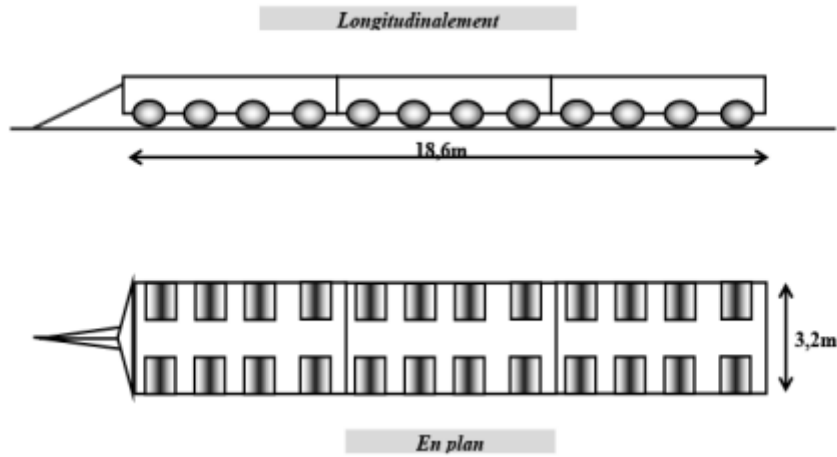


Figure VI.6: Système D240.

Désignation	largeur	Charge (t)	Charge (t/ml)
D240	8.6	240	12.20

$$D240 = 12, 90 \text{ t/m}$$

### III.2 Charge sur trottoirs :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une charge répartie de l'ordre de  $150 \text{ Kg/m}^2$  par trottoir et sur toute la longueur.

$$1 \text{ trottoir charge : } P_{T1} = 0,15 \times 1,08 = 0,162 \text{ t/ml}$$

$$P_{T2} = 0,15 \times 0,81 = 0,1215 \text{ t/ml}$$

$$2 \text{ trottoirs charges : } P = 0,162 + 0,1215 = 0,2835 \text{ t/ml}$$

# CHAPTER V

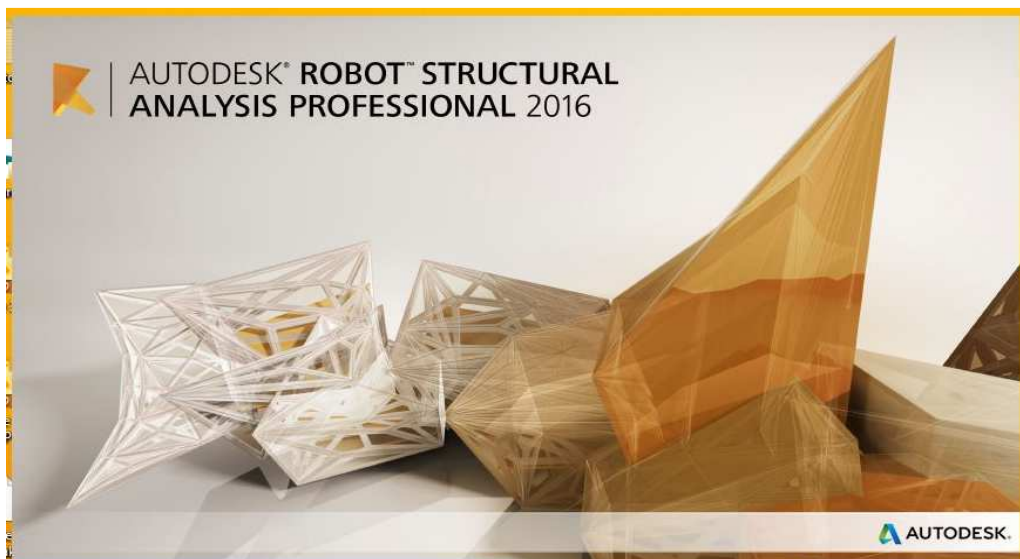
## I. Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

## II. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2019 :

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



**Figure V.1: Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional.**

### III. Modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec huit (08) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 11 poutres de longueur de 40 m). Les surcharges sont disposées suivant le règlement *Fascicule 61 titre II*, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

#### III.1 Création de la structure :

Importation d'un modèle à partir de la bibliothèque de ROBOT, le menu Nouveau projet, la boîte suivante s'affiche (Cette étape permet de choisir un modèle quelconque, choisissons : modèle de Coque) :

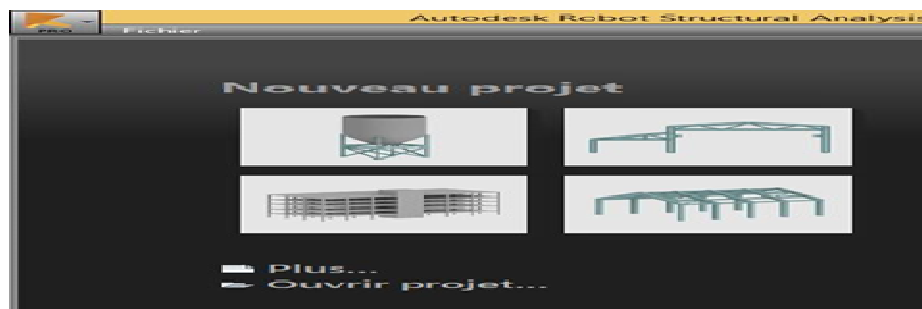


Figure V.2: Model de Coque choisis.

#### III.2 Réglage des unités :

Les unités utilisées sont celles qui sont employées dans la pratique du béton armé et la charpente métallique. Elles sont parfois différentes des unités « légales » (Système International SI), ces dernières étant dans certains cas inadaptées, car disproportionnées par rapport aux ordres de grandeur des valeurs couramment rencontrées.

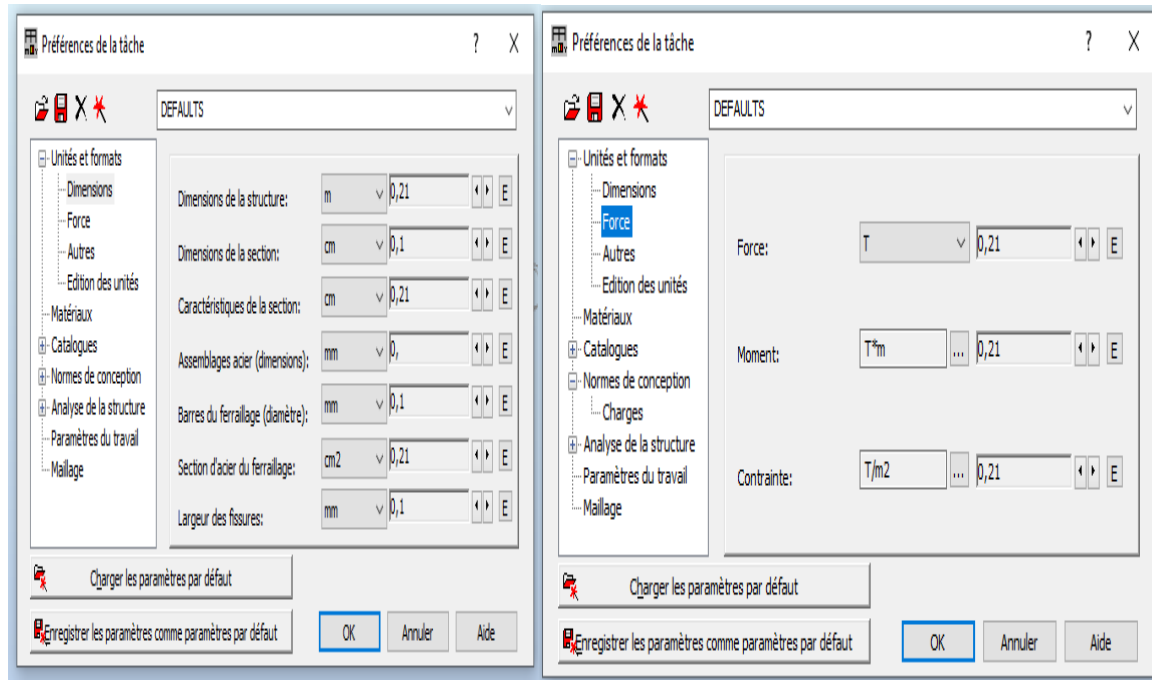


Figure V.3 : Réglage des unités.

### III.3 Réglage des normes :

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur la figure ci-dessous (Fig. 5.3). Le chapitre Norme de conception cache une sous-arborescence que vous pouvez afficher en cliquant sur le petit +. Le sous-chapitre Charges permet de définir notamment les paramètres d’actions du vent et le règlement de pondération utilisé, les règlements parasismiques...etc. Parmi les règlements parasismiques utilisé dans le logiciel ROBOT ; on trouve les règlements parasismiques algériens (BAEL 91)

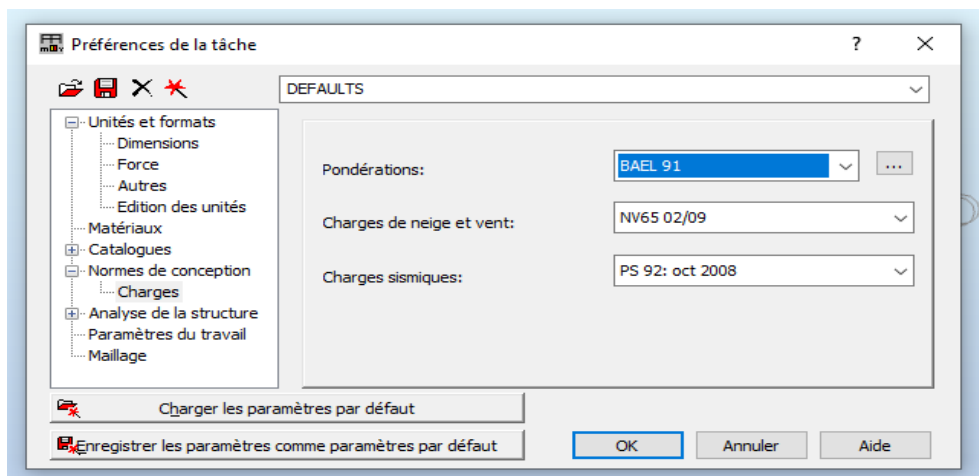


Figure V.4: Réglage des normes.

### III.4 Introduire les lignes de constructions

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

La boite suivante s'affiche :

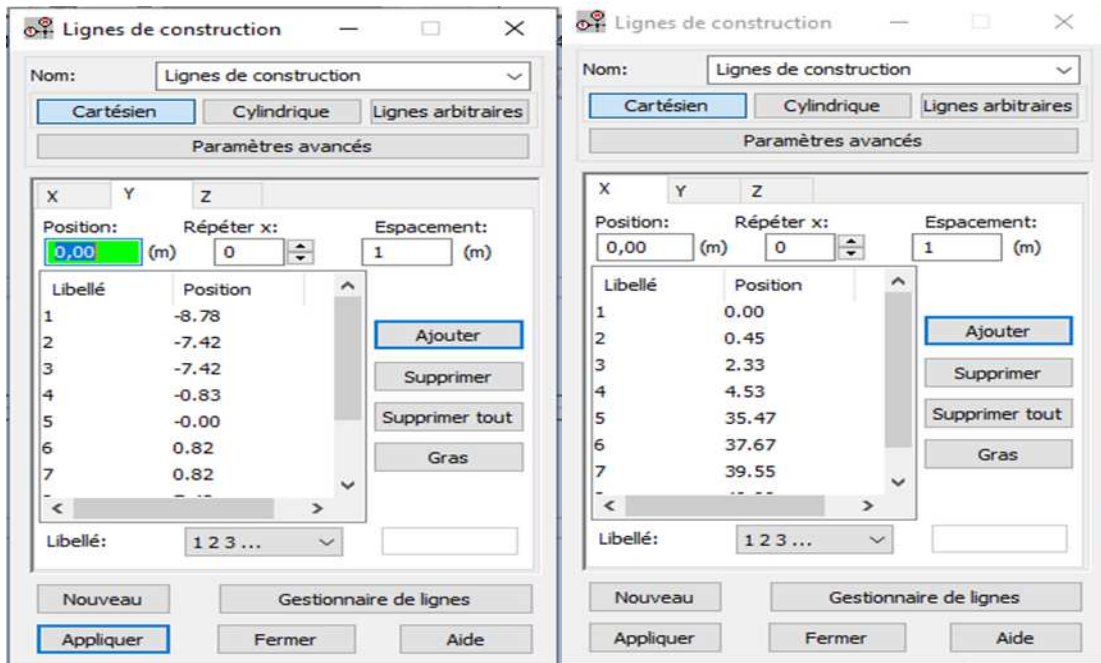


Figure V.5: Introduire les lignes de constructions :

### III.5 Introduire les sections des éléments :

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

Section d'about a **2.33 m** (largeur du talon, **D = 60 cm**)

Section intermédiaire a **2.20m** (largeur du talon, **D = 35 cm**)

Section médiane a **30.94 m** (largeur du talon, **D = 25 cm**).

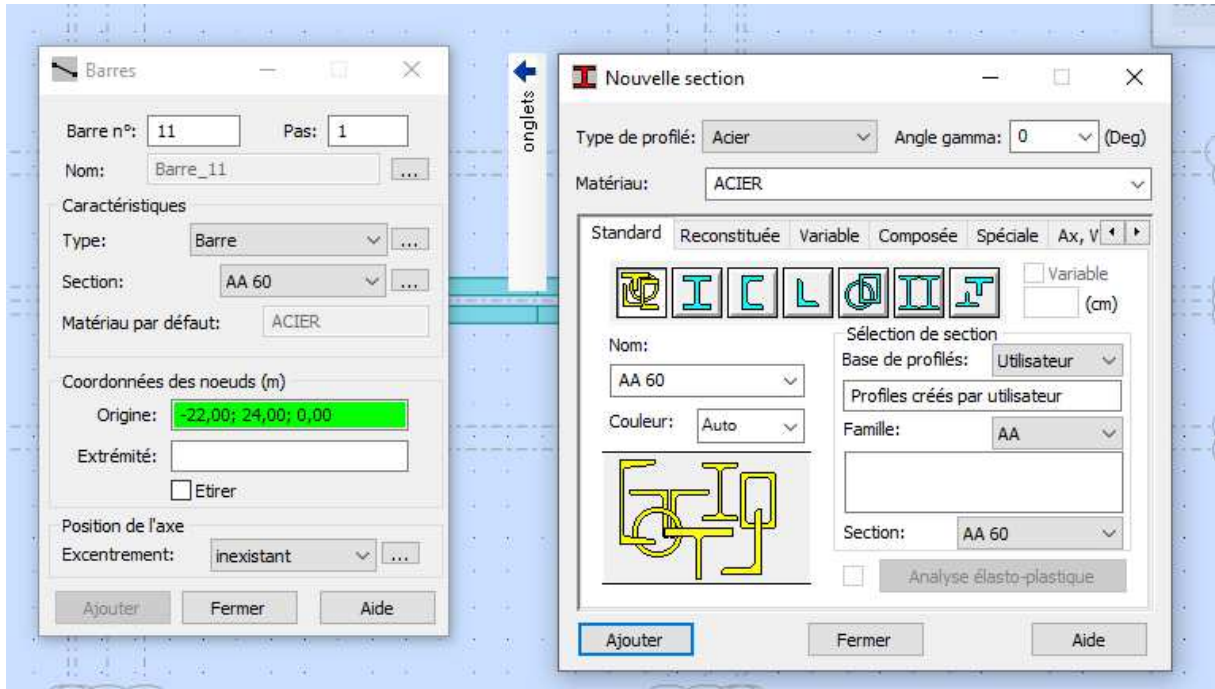


Figure V.6: Importation des sections.

### III.6 Introduction des appuis :

Définir les appuis dans les lignes de construction a :  
 $X = 0,45 \text{ m}$  et  $X = 39,55 \text{ m}$  et sélectionner les nœuds.

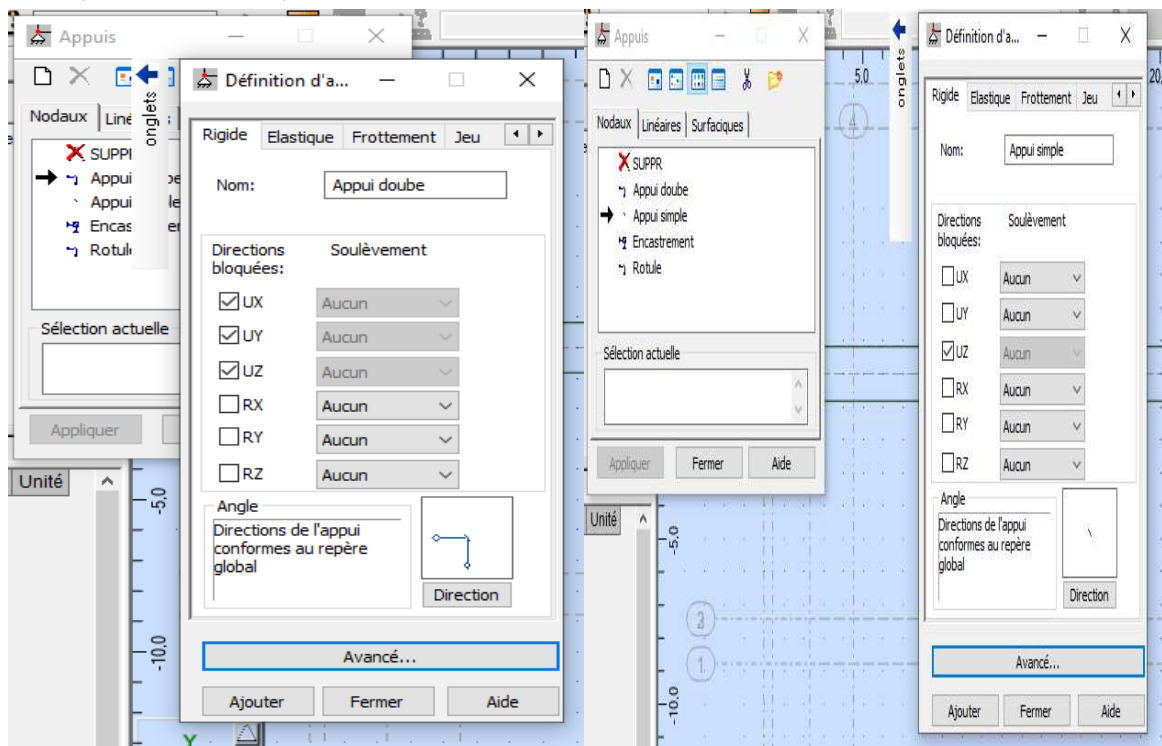


Figure V.7: Introduction des appuis.

### III.7 Choix du matériau :

Sélectionner la poutre, bouton droit puis propriété de l'objet, sélectionner les sections afin d'utiliser le **Béton 40**

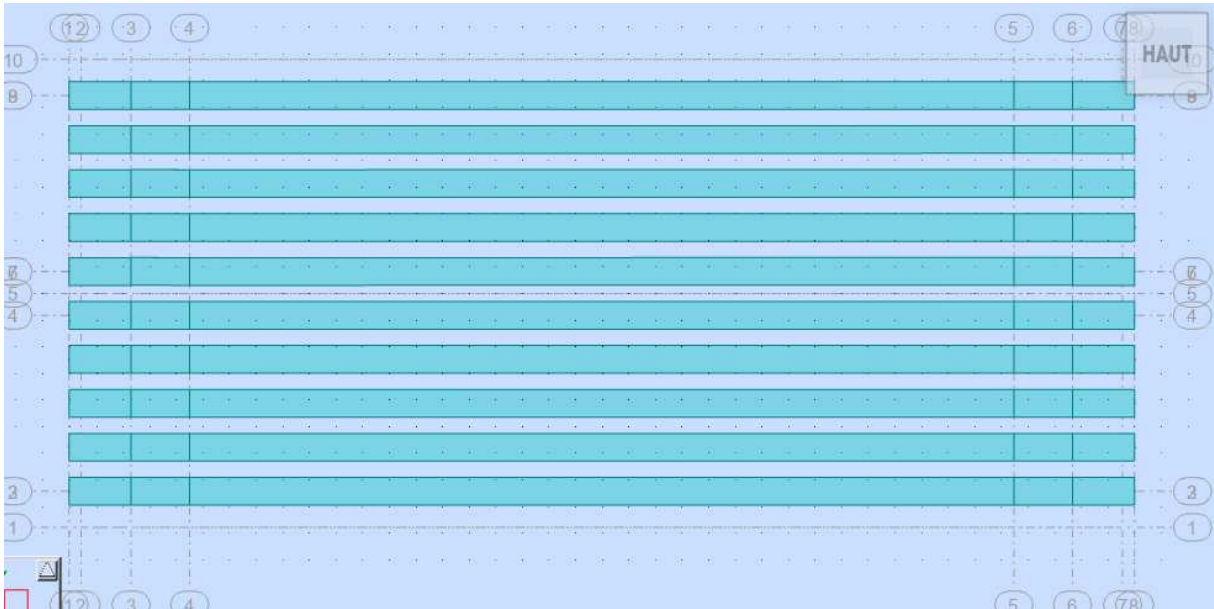
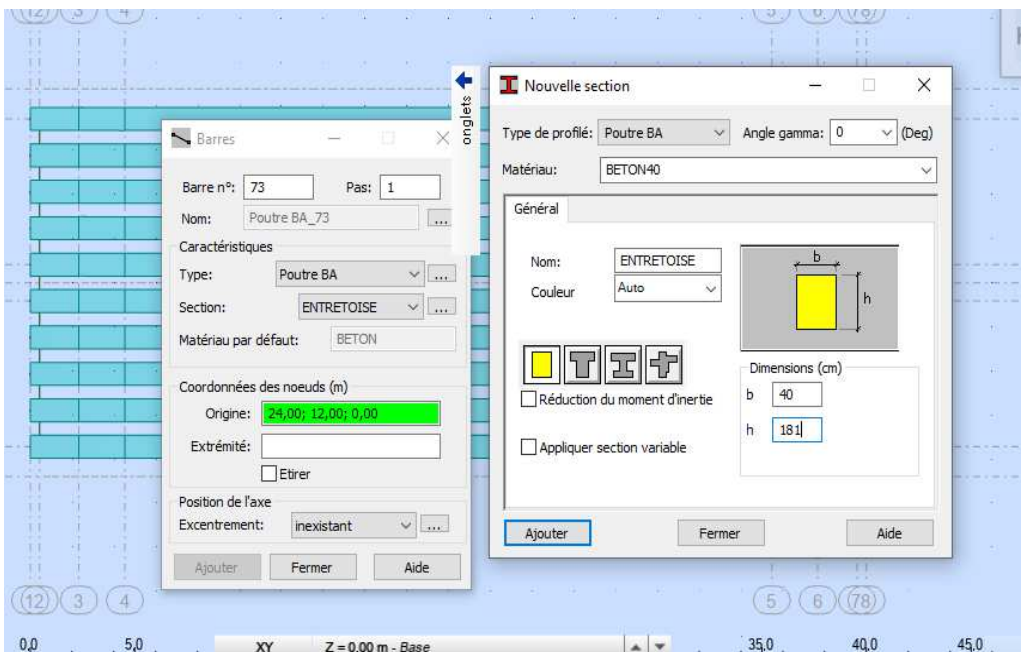


Figure V.8: Modélisation des poutres.

### III.8 Définition de l'entretoise :



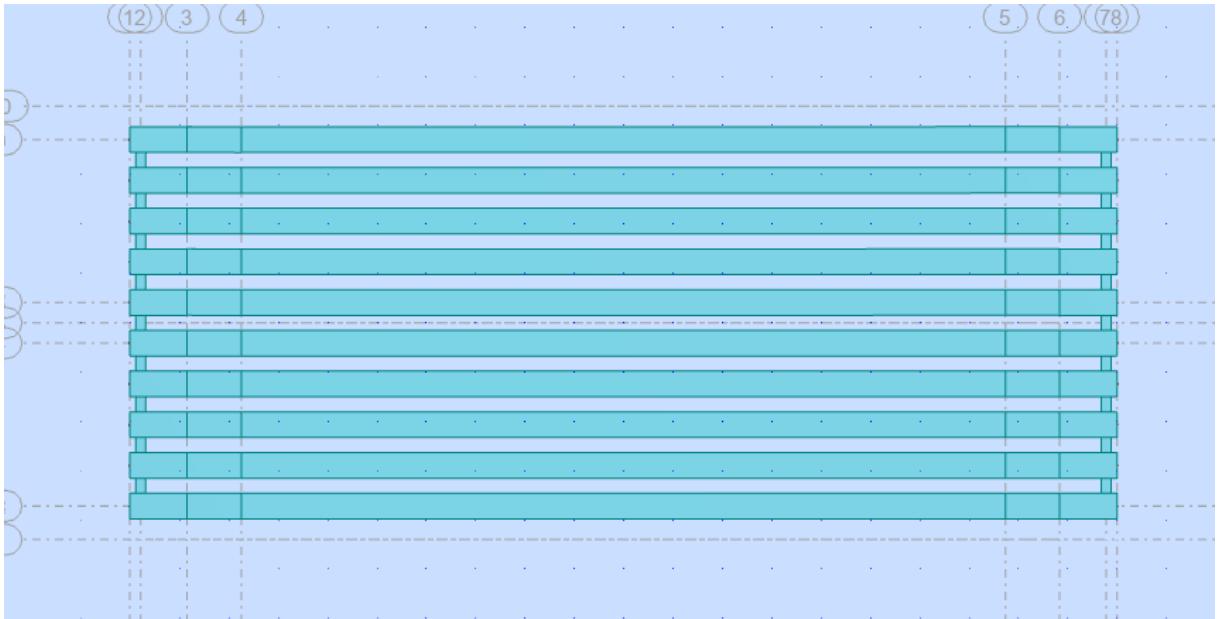


Figure V.9: Introduire l'entretoise.

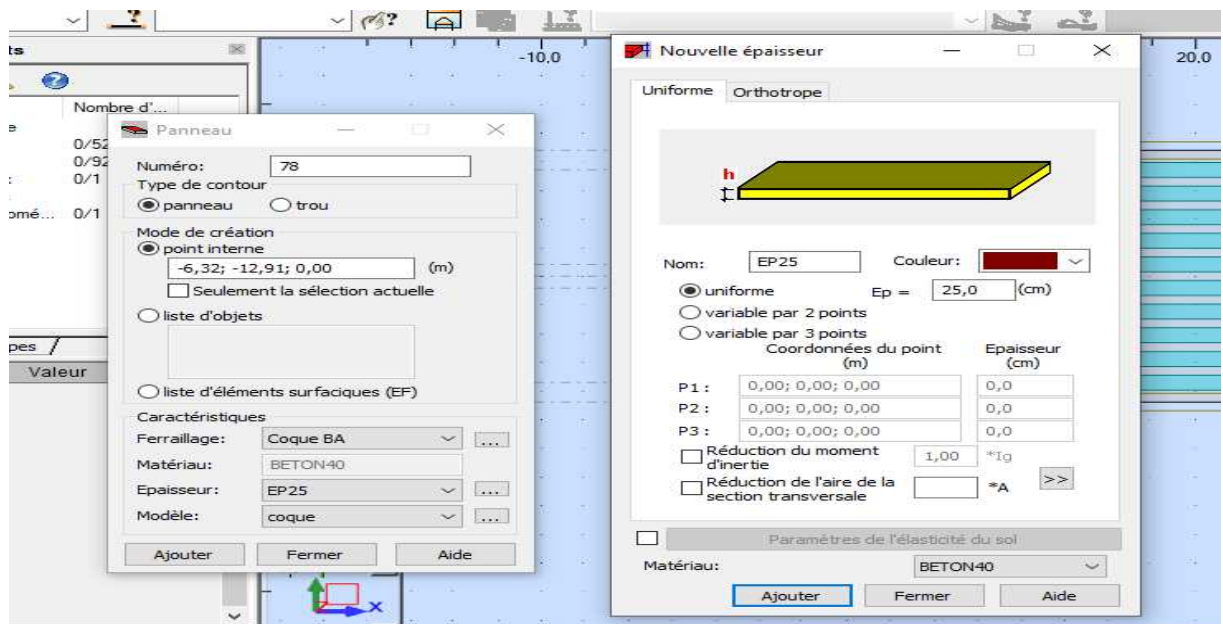
### III.9 Modélisation de la dalle :

La modélisation de la dalle se fait comme suit :

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

Déclarer l'épaisseur de la dalle, ainsi que le béton à utiliser → **Béton 40**

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une dalle avec une épaisseur de 0.25m. La boîte suivante affiche :



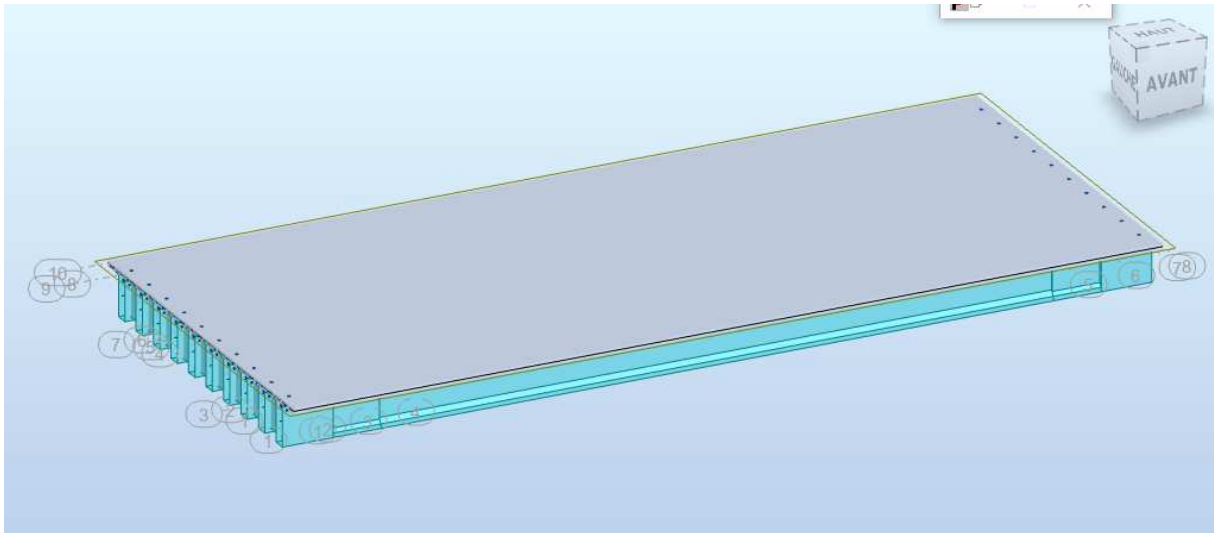


Figure V.10: Modélisation de la dalle.

### III.10 Définition des charges permanentes et des charges d'exploitations :

a) **Charge permanente** : Chargements → définir charges

G : calculer par le logiciel

G trottoirs :  $0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m}^2$  (charge surfacique uniformément)

→ Définition du contour.

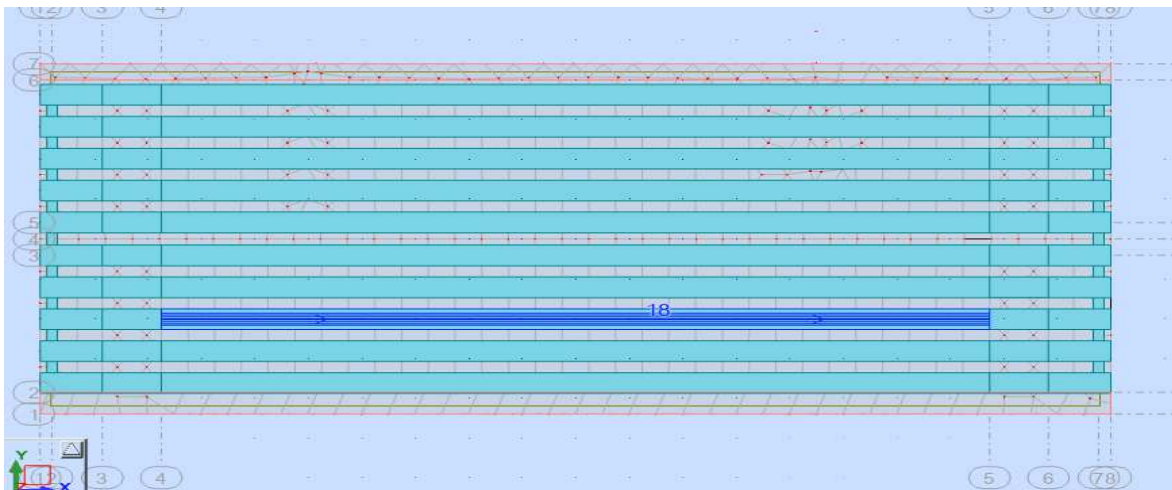


Figure V.11: Définition du contour.

G trottoir :

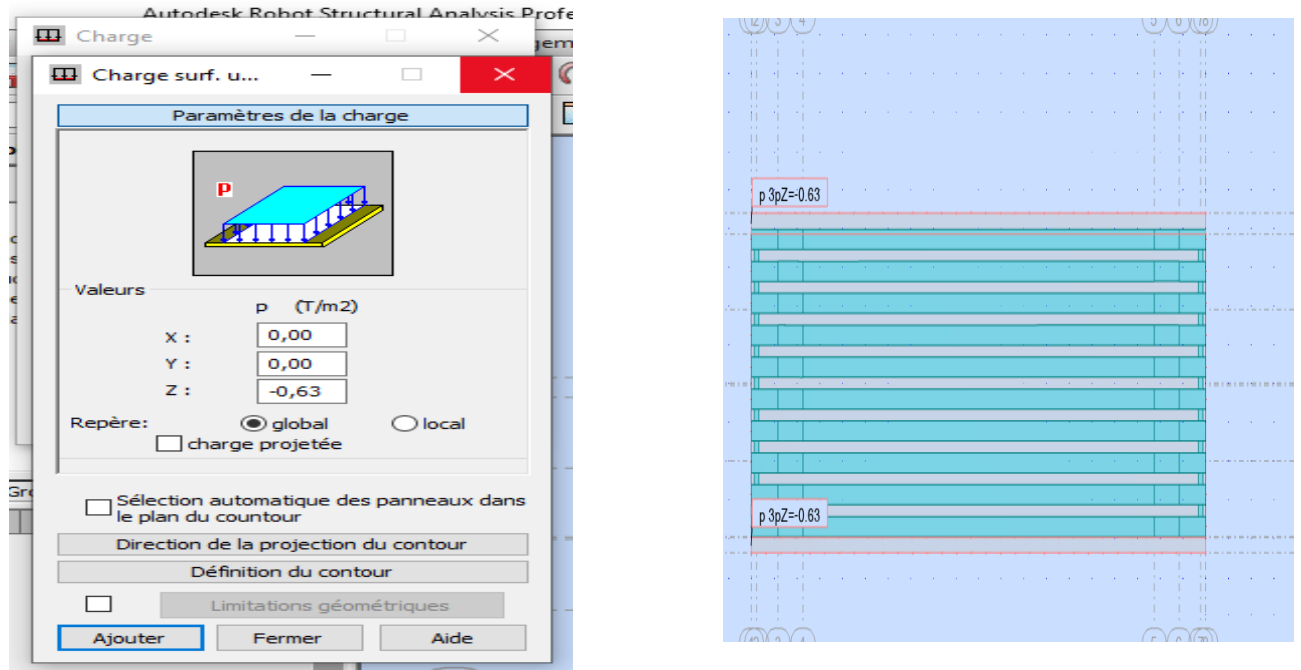


Figure V.12: Définir la charge du trottoir.

G revêtement :  $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ T/m}^2$  (charge surfacique uniformément)

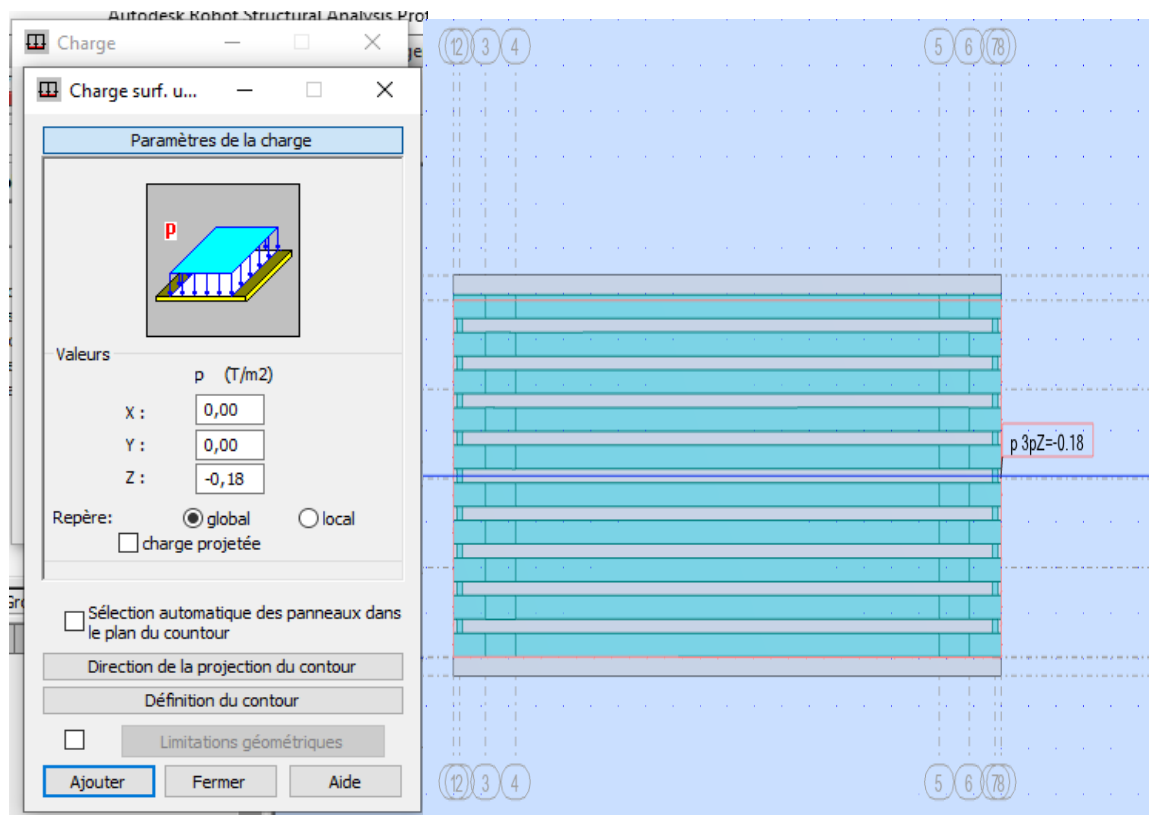


Figure V.13: Définir la charge du revêtement.

G Corniche :  $0.6542 \times 2.5 = 1.63$  (charge linéaire surfacique)

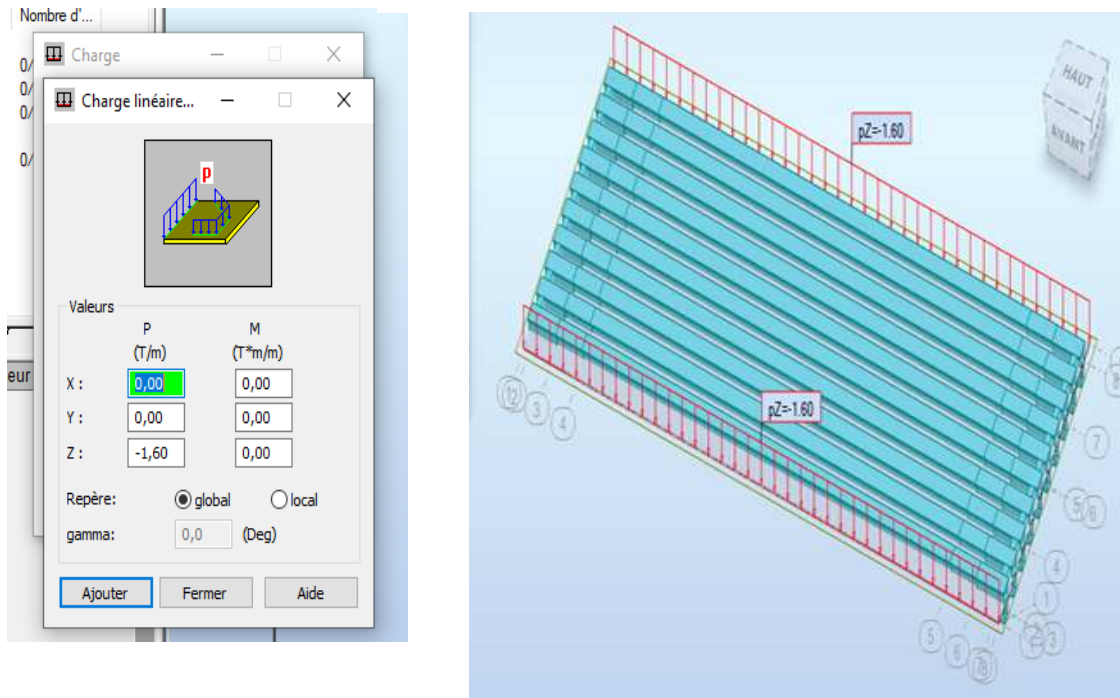


Figure V.14: Définir la charge du G. Corniche.

G Garde-corps :  $0.2 \times 2.5 = 0.5$  T/m (charge linéaire surfacique)

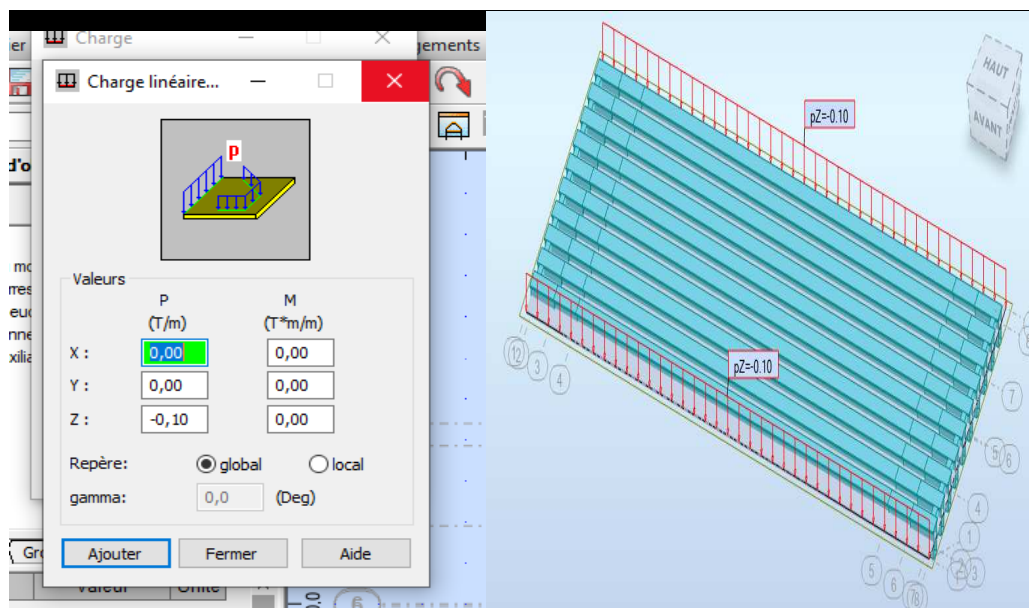


Figure V.15: Définir la charge du G Garde-corps.

**b) Charge d'exploitations :**

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

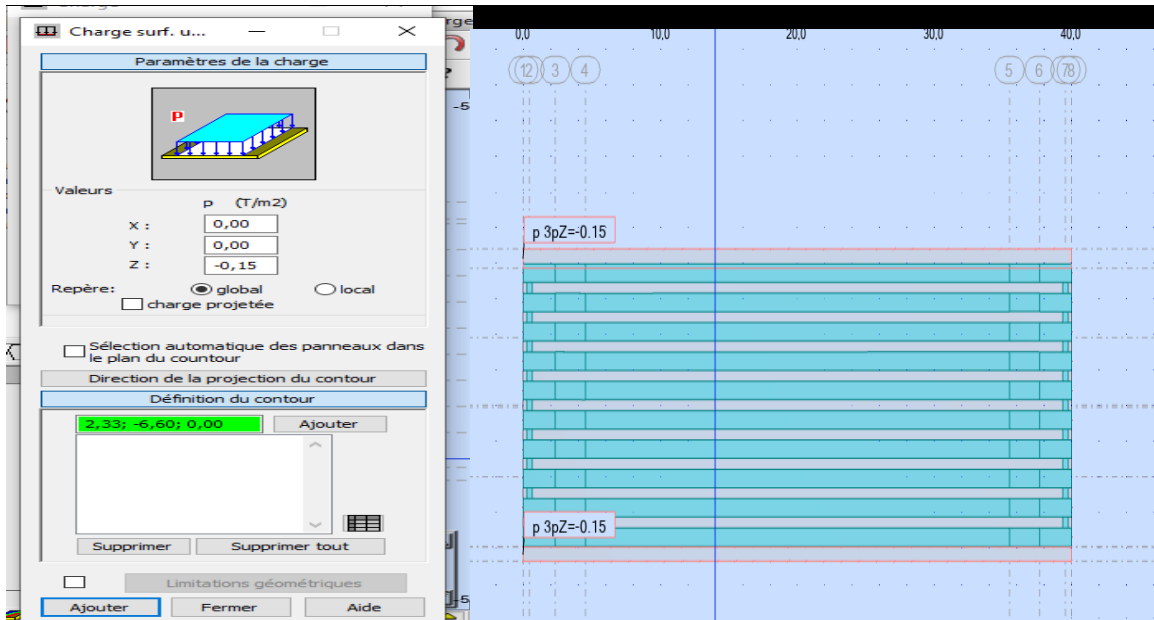


Figure V.16: Définir la charge du Q trottoirs.

La surcharge A(L) :

D'après le calcul effectué dans le chapitre 4 : A(L) :  $0.92 \text{ T/m}^2$

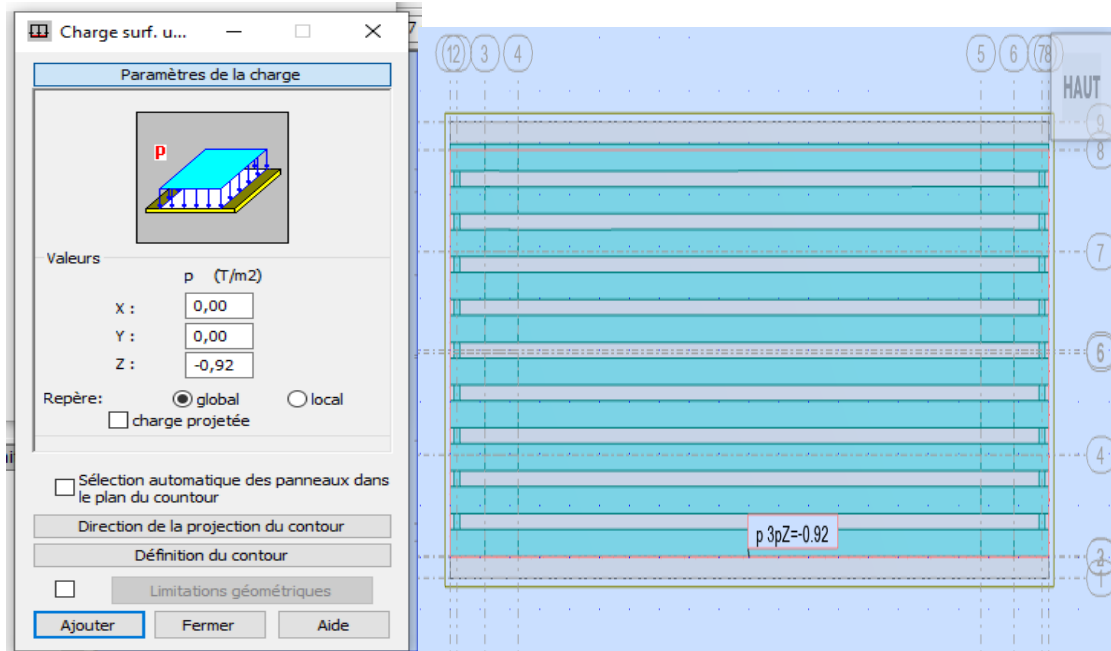


Figure V.17 : Définir la surcharge A(L).

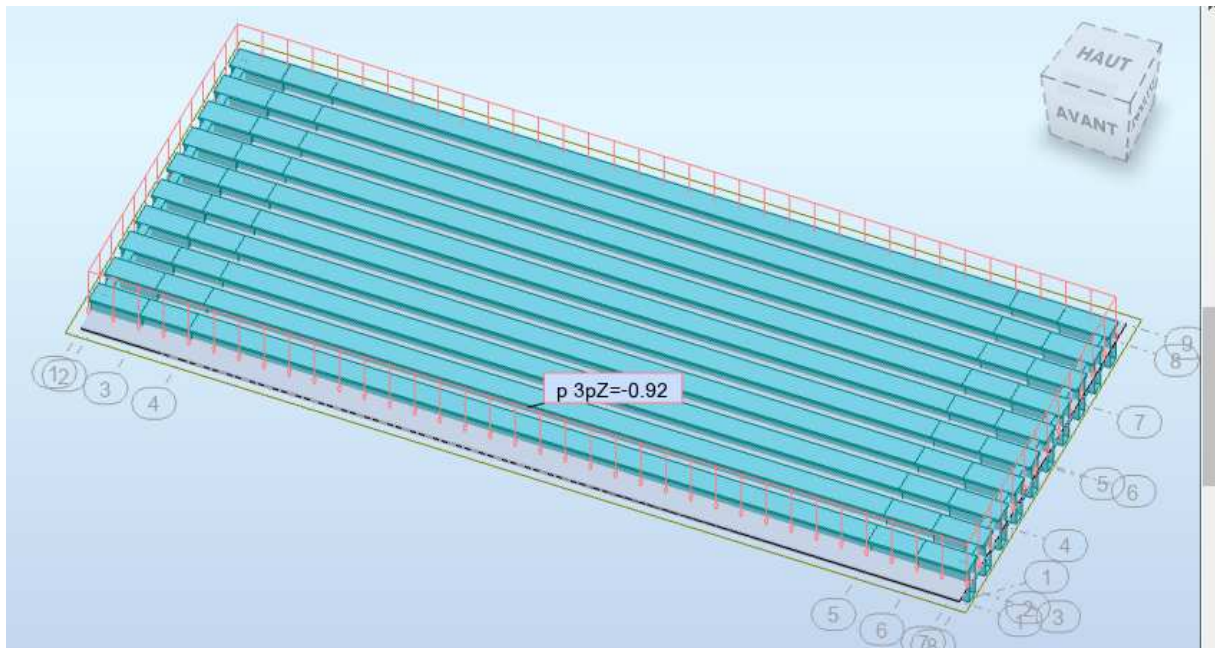


Figure V.18: Visionnage de la surcharge A(L).

III.11 Définition des combinaisons de charges :

IV. Tableau V.10: Les différentes combinaisons selon le fascicule 61

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

**ELS A(L):**  $1(G \text{ dalle} + G_{\text{trot}} + G_{\text{rev}} + G_{\text{corn}} + G_{\text{gard}}) + 1.2(Q_{\text{trot}} + A(L))$

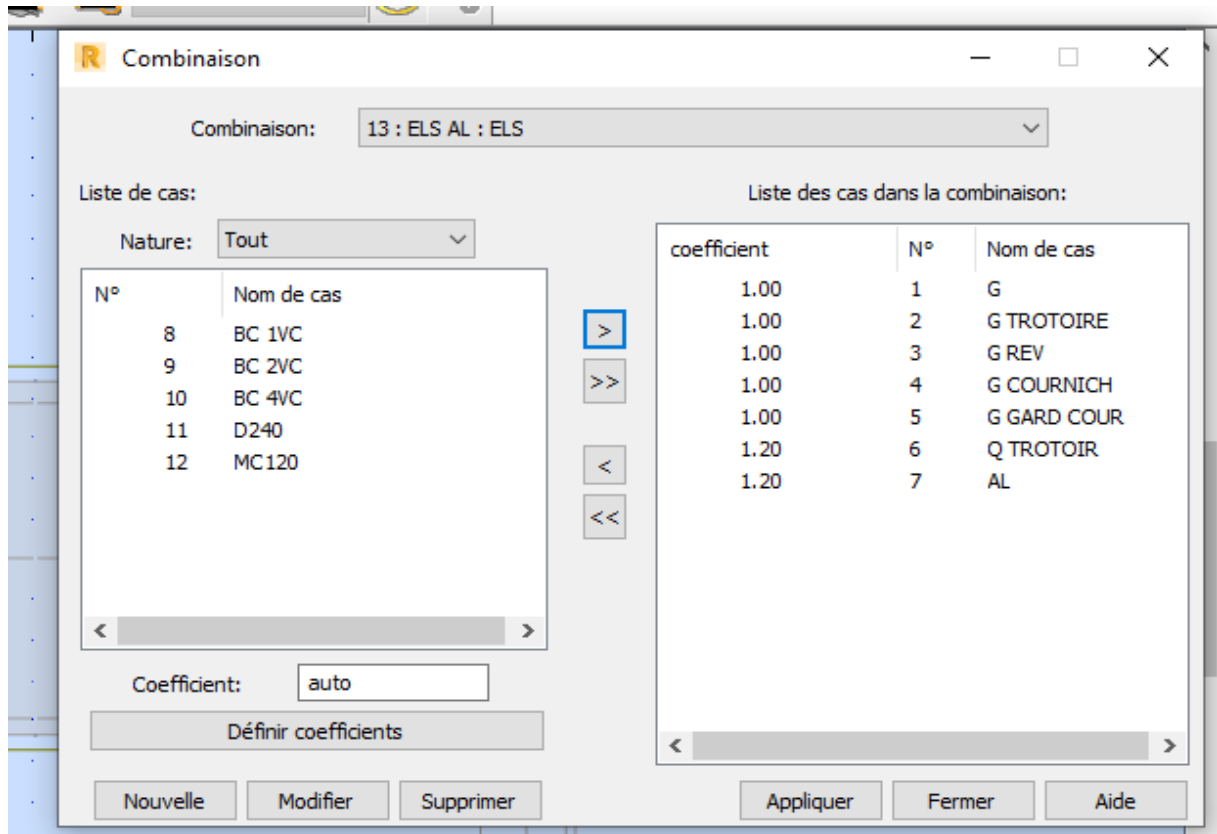


Figure V.19: Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELS.

1. ELS Bc :

$$\text{ELS Bc: } 1(\text{G dalle} + \text{Gtrot} + \text{Grev} + \text{Gcorn} + \text{Ggard}) + 1.2(\text{Qtrot} + \text{Bc2vc})$$

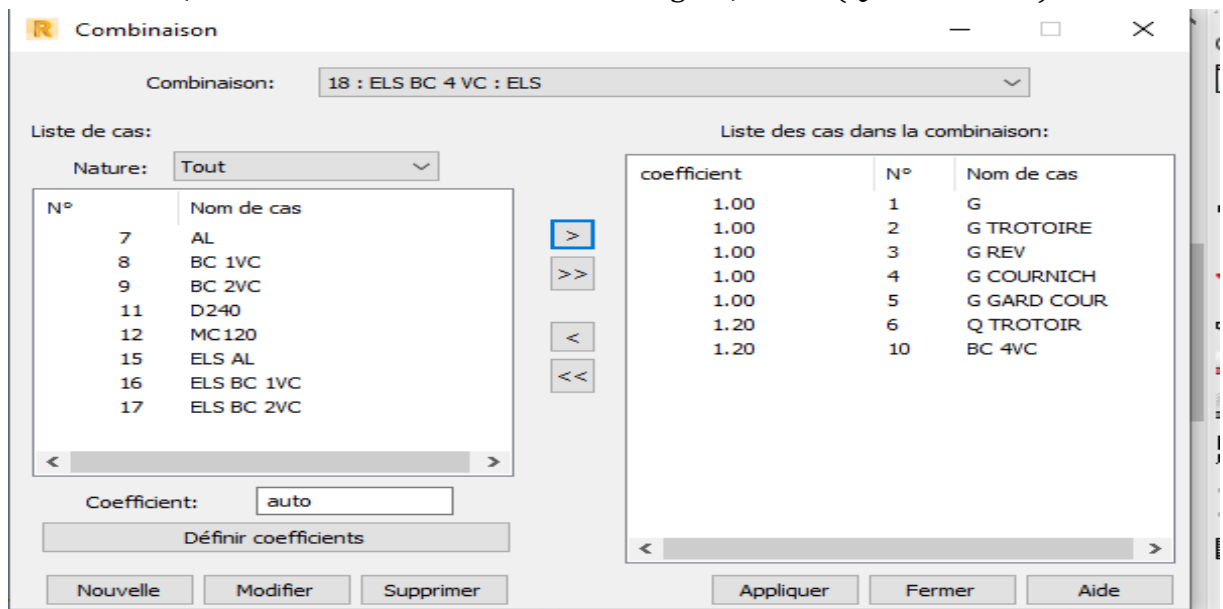


Figure V.20: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELS.

2. ELS Mc120 :

$$\text{ELS Mc120: } 1(\text{G dalle} + \text{Gtrot} + \text{Grev} + \text{Gcorn} + \text{Ggard} + \text{Mc120})$$

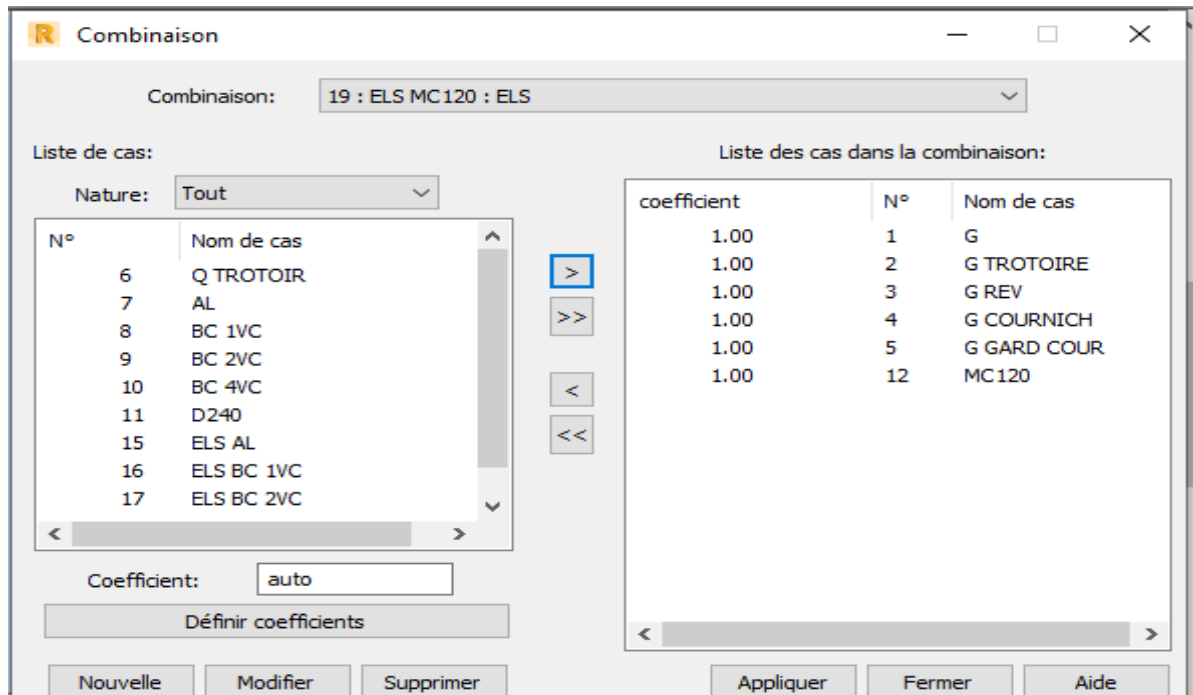


Figure V.21 : Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELS.

3. ELS D240 :

ELS D240: 1(G dalle + Gtrot + Grev + Gcorn + Ggard + D240)

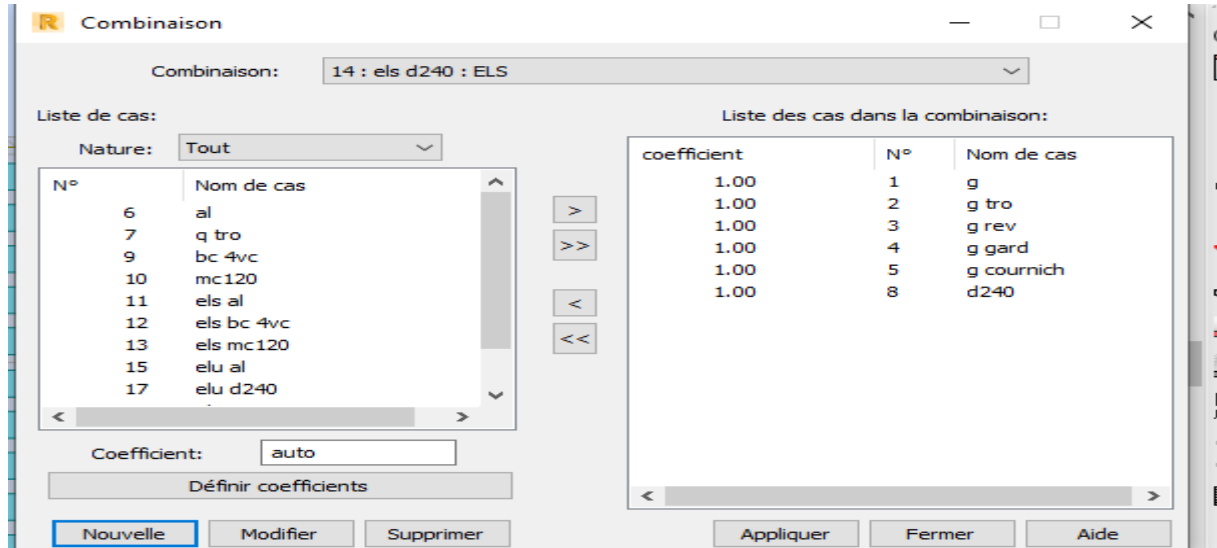


Figure V.22: Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELS.

4. ELU A(L) :

ELU A(L): 1.35(G dalle + Gtrot + Grev + Gcorn + Ggard) + 1.6(Qtrot + A(L))

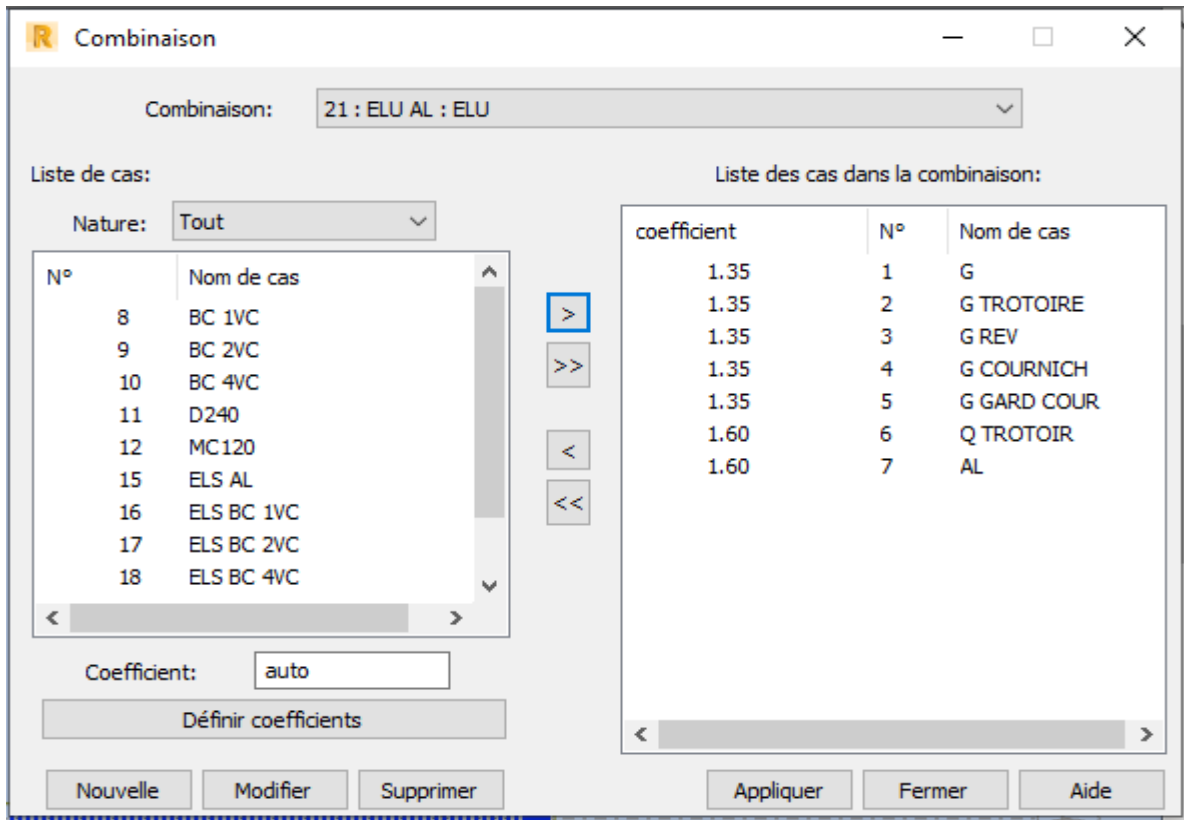


Figure V.23: Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELU

5. ELU Bc :

$$ELU Bc: 1.35(G \text{ dalle} + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.6(A(L) + Bc2vc)$$

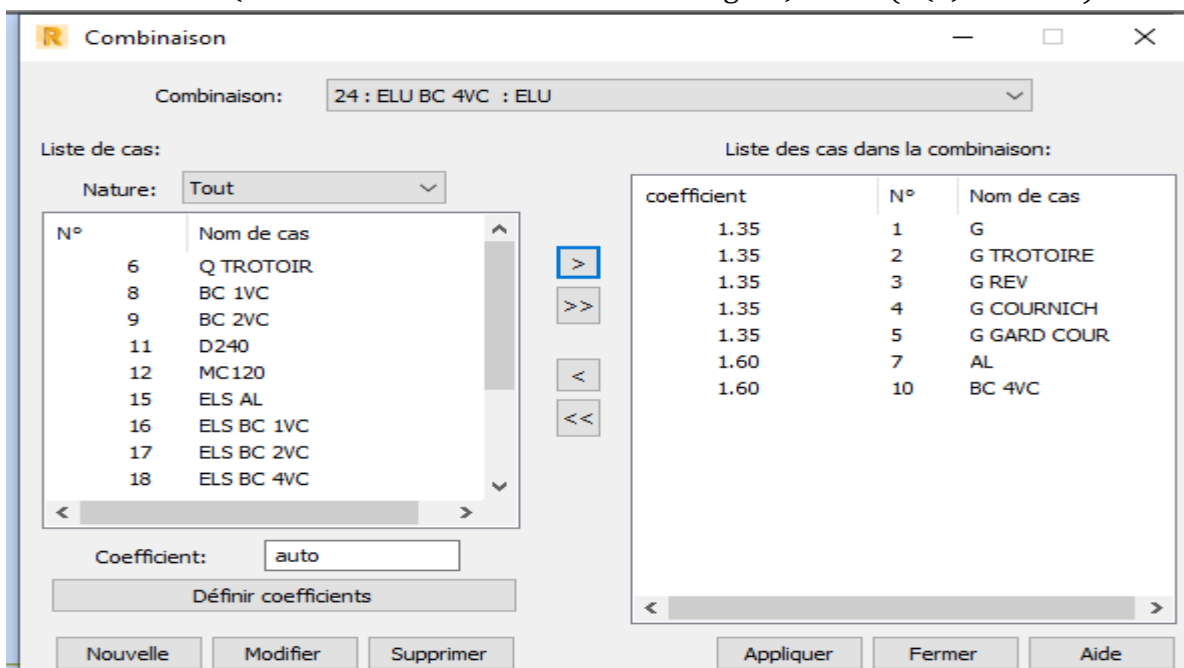


Figure V.24: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELU.

6. ELU Mc120 :

ELU Mc120:  $1.35(G \text{ dalle} + G_{\text{trot}} + G_{\text{rev}} + G_{\text{corn}} + G_{\text{gard}} + Mc120)$

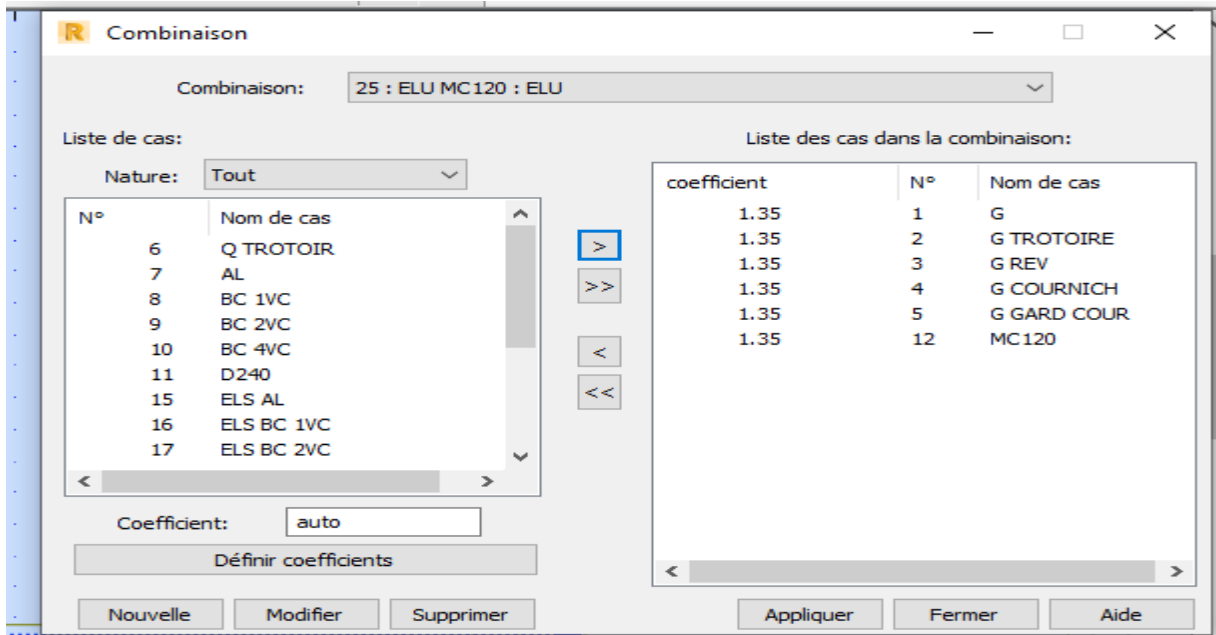


Figure V.25: Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELU.

7. ELU D240 :

ELU D240:  $1.35(G \text{ dalle} + G_{\text{trot}} + G_{\text{rev}} + G_{\text{corn}} + G_{\text{gard}} + D240)$

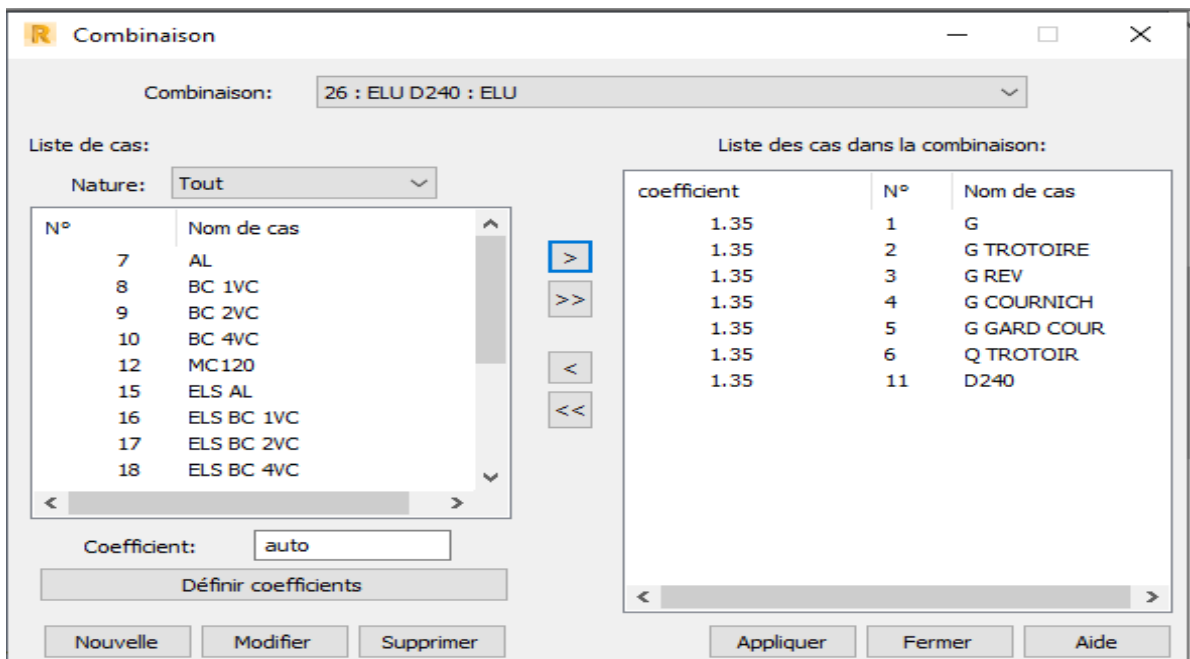


Figure V.47: Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELU

### IV.1 Efforts internes dans les poutres

#### III.1.1 Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable  $1.35(G_{dalle} + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.6(Q_{tro} + Bc4vc)$  à l'ELU et  $1(G_{dalle} + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.2(Q_{trot} + Bc4vc)$  à l'ELS.

$$M_{max} = 984.45 \text{ t.m à l'ELU}$$

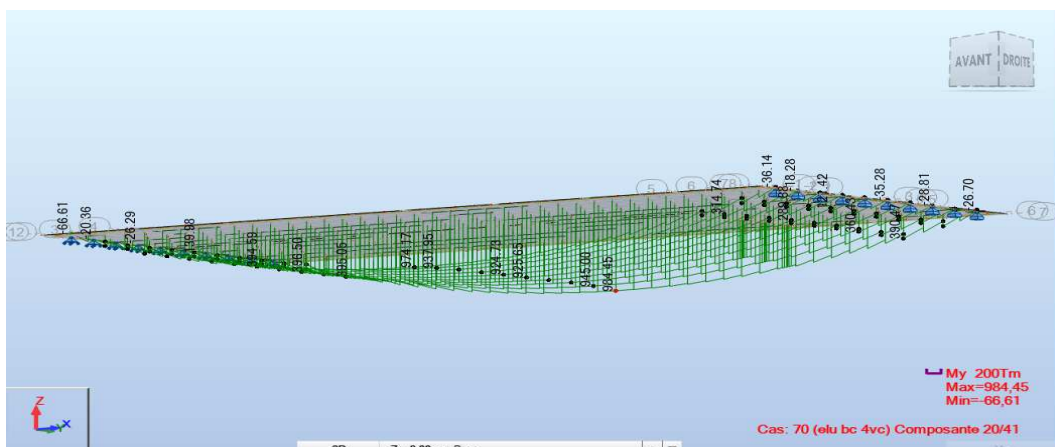


Figure V.26: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$M_{max} = 554.25 \text{ t.m à l'ELS}$$

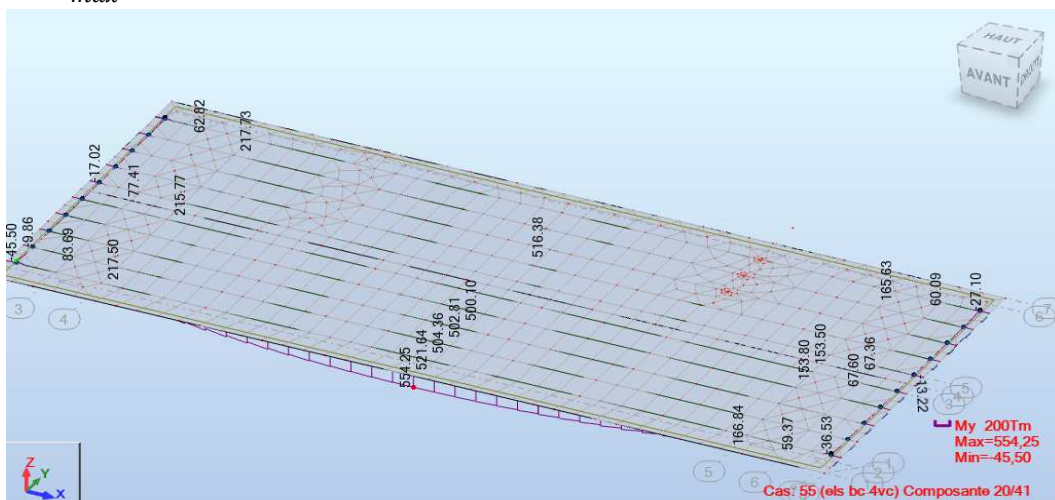


Figure V.27: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

III.1.2 Effort tranchant

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable

$1.35(G_{dalle} + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.6(Q_{tro} + Bc4vc)$  à L'ELU et  $1(G_{dalle} + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.2(Q_{trot} + Bc4vc)$  à L'ELS aux niveaux des appuis.

$$T_{max} = 104.31t \text{ à l'ELU}$$

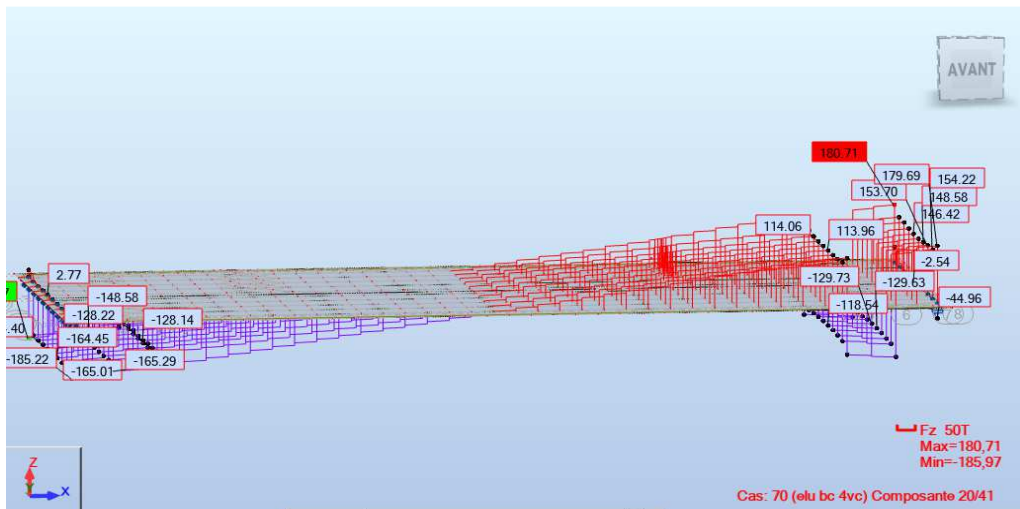


Figure V.28: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable

$$T_{max} = 104.31t \text{ à l'ELS}$$

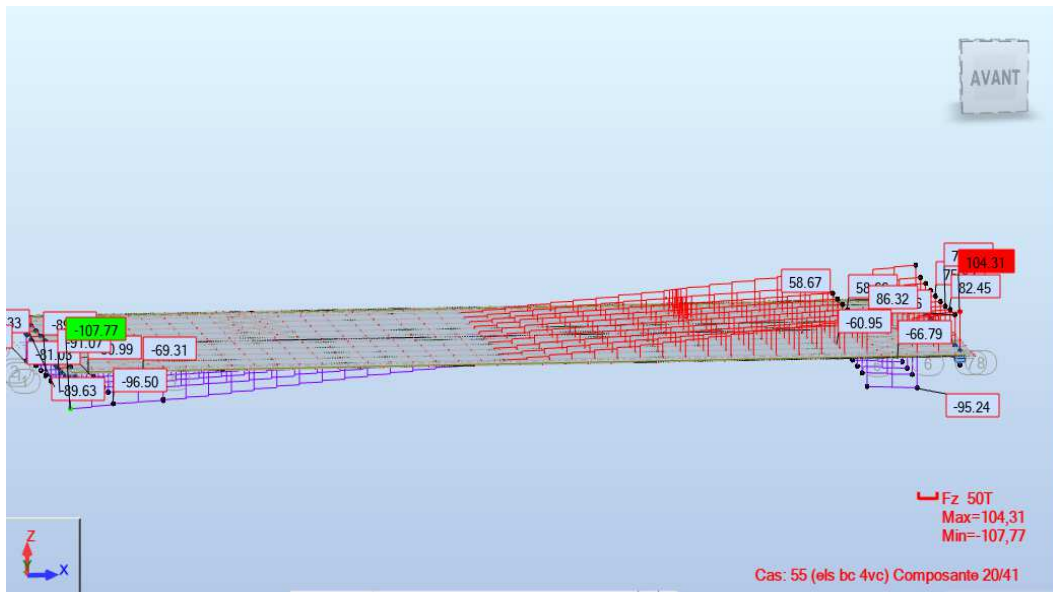


Figure V.29: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

III.1.3 Les moments selon  $M_Y$  et  $M_X$  repris par la dalle :

ELU BC 4VC :

$$M_{Y_{max}} = 6.40 \text{ t} \text{ et } M_{Y_{min}} = -4.33 \text{ t}$$

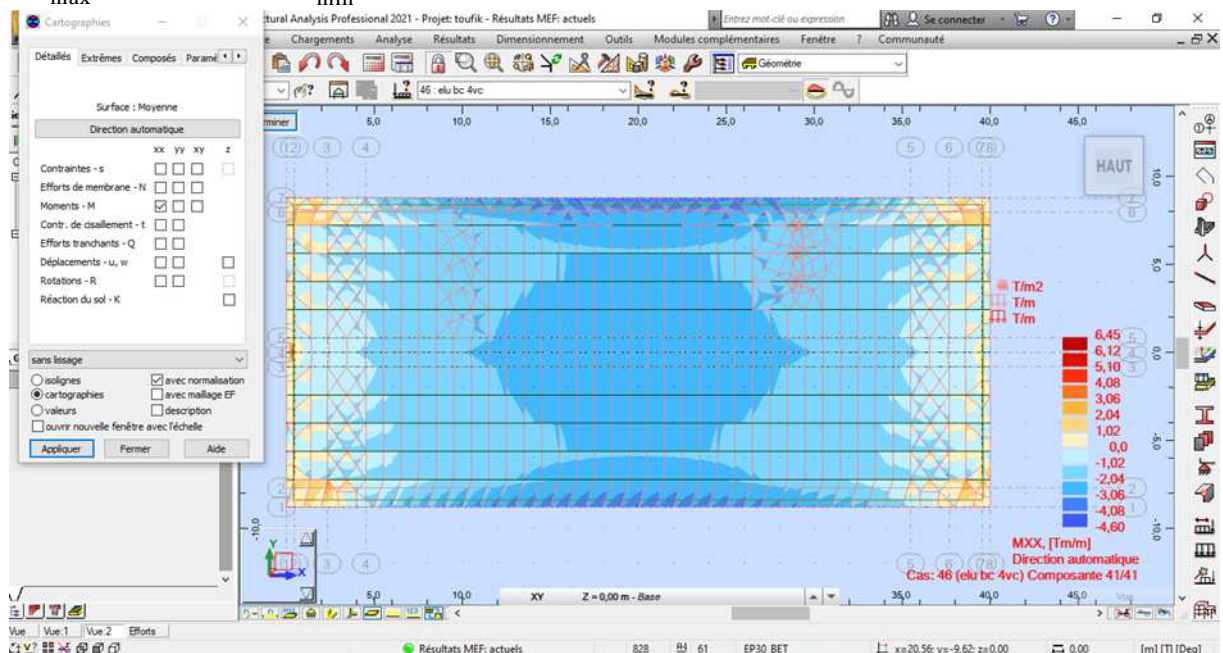


Figure 5.30: Le moment selon  $M_Y$  repris par la dalle.

$$M_{X_{max}} = 8.33 \text{ t} \text{ et } M_{X_{min}} = -5.16 \text{ t}$$

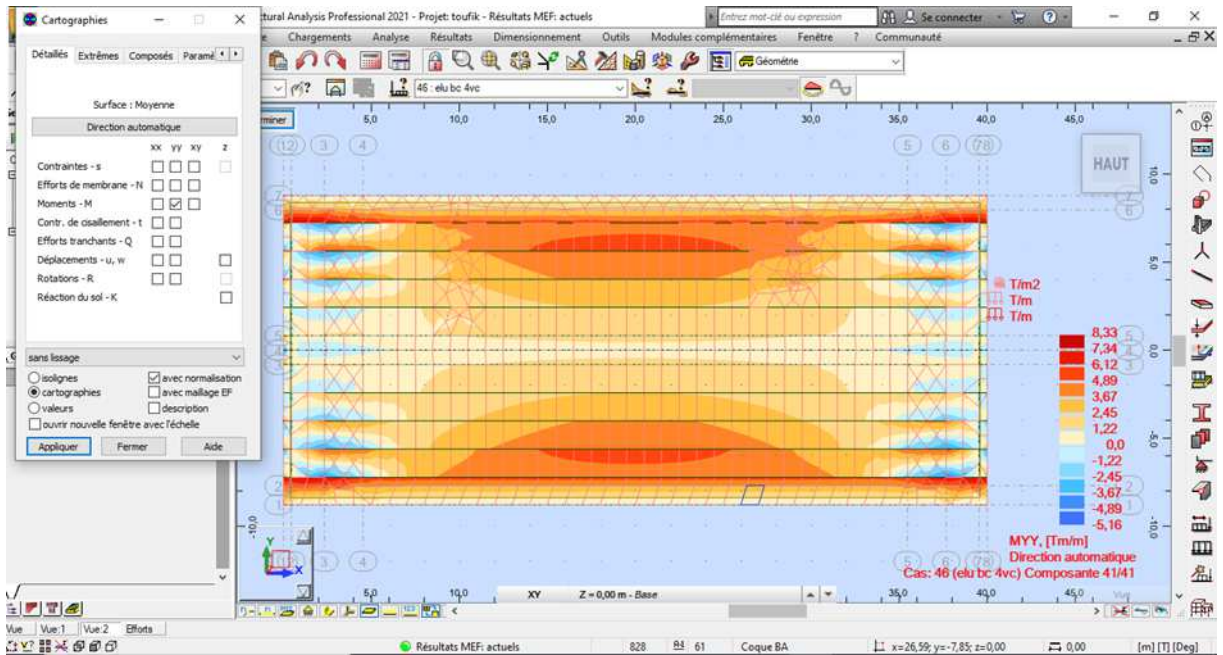
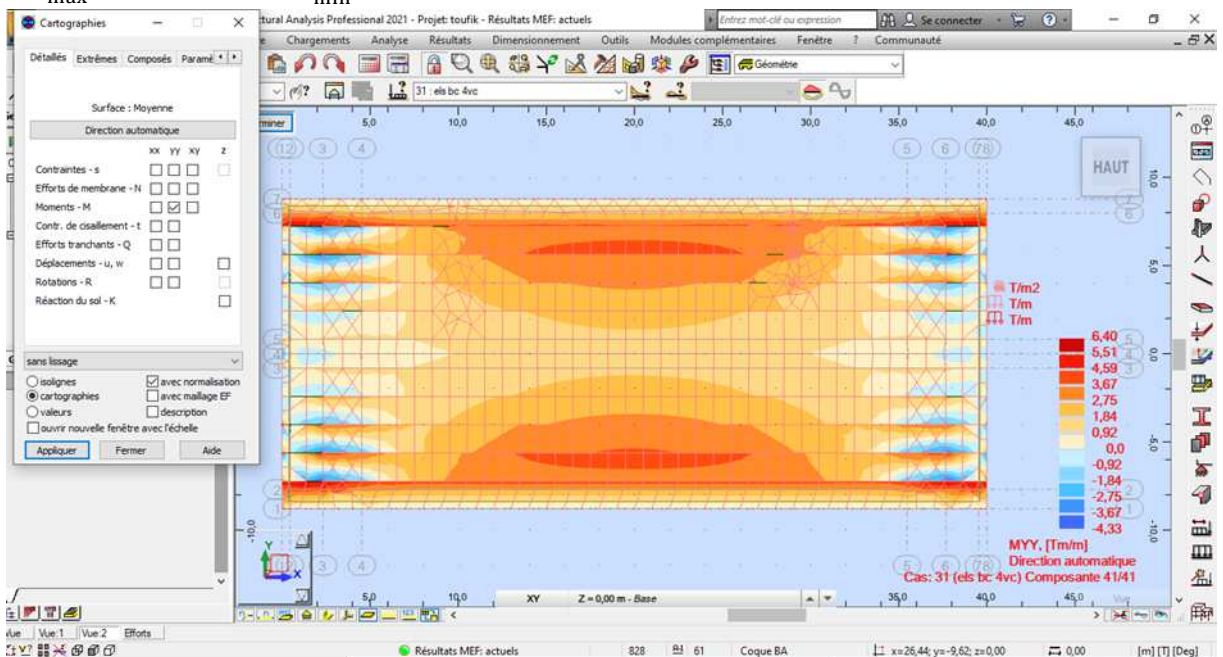


Figure 5.31: Le moment selon  $M_x$  repris par la dalle.

ELS BC 4VC :

$$M_{Y_{max}} = 6.40 \text{ t} \text{ et } M_{Y_{min}} = -4.33 \text{ t}$$



$$M_{max} = 4.78 \text{ t} \text{ et } M_{min} = -2.75 \text{ t}$$

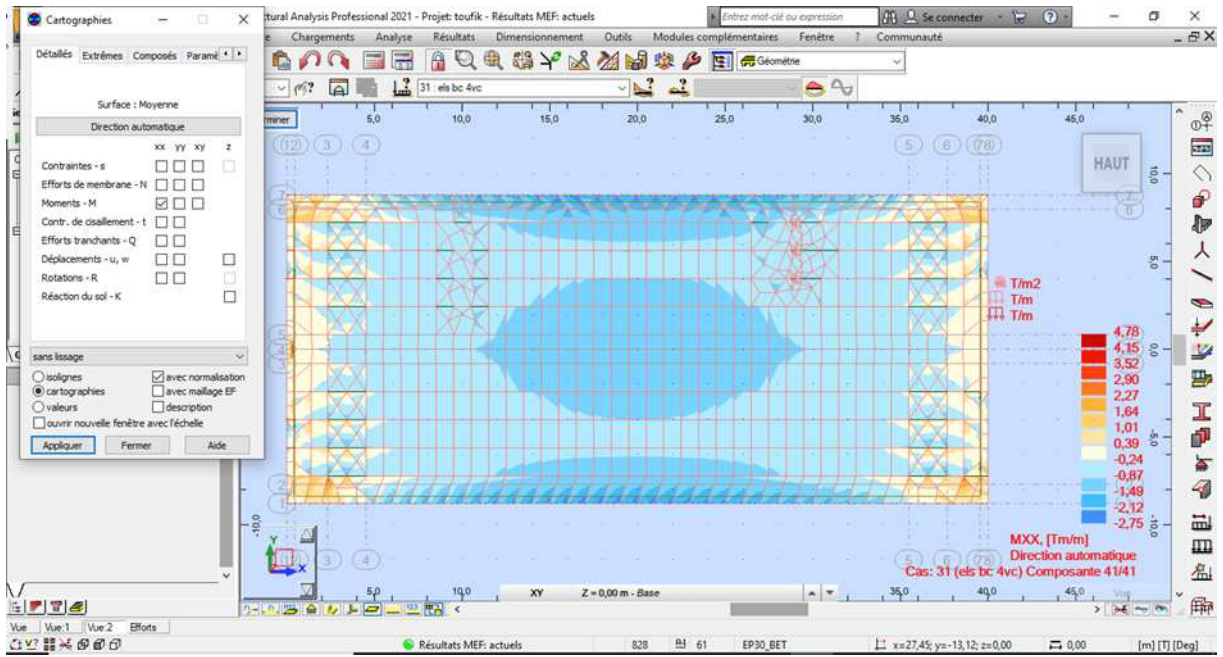


Tableau V.11: Efforts internes maximum dans les poutres

Etat \ Effort interne	$M_{max}(t/m)$	$T_{max}(t)$
ELU	984.54	180.71
ELS	554.25	107.77

# CHAPITRE VI

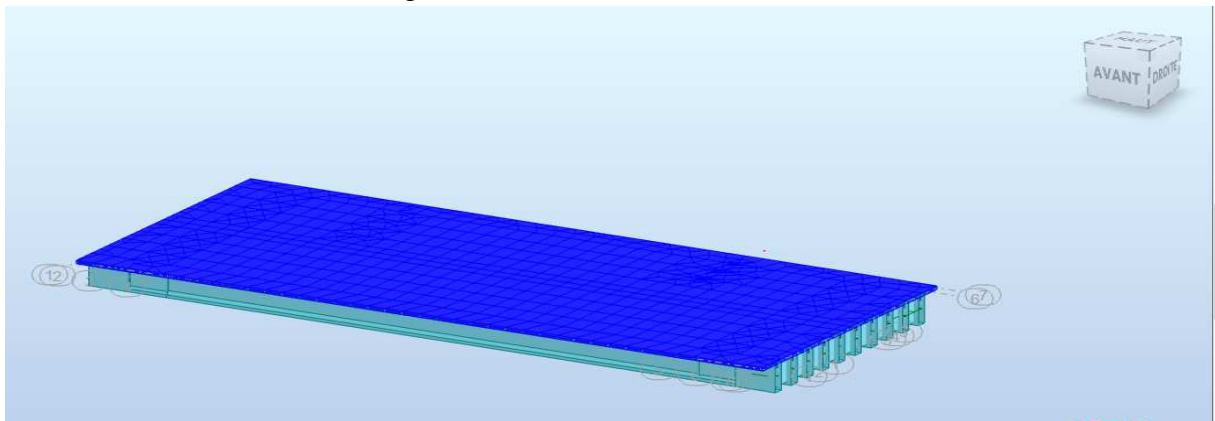
## I. Etude du platelage :

Le platelage est une couverture en béton armé coulé sur place, elle assure deux rôles essentiels :

- Chaînage transversale des poutres (entretoisement) ainsi que la répartition 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

## II. Méthode numérique (robot millenium) :

Sélection du tablier à étudier(figure 6.1) :



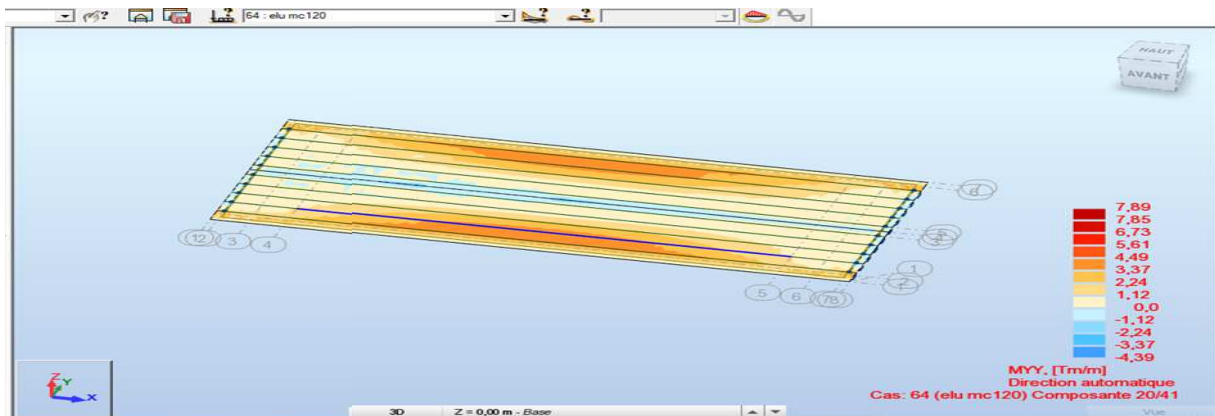
**Figure VI.1: Lancement du calcul de l'élément panneau (dalle en béton armé).**

### II.1 Résultatsobtenus avec le logiciel robot millenium :

#### II.1.1 Résultats cartographiques à l'ELU :

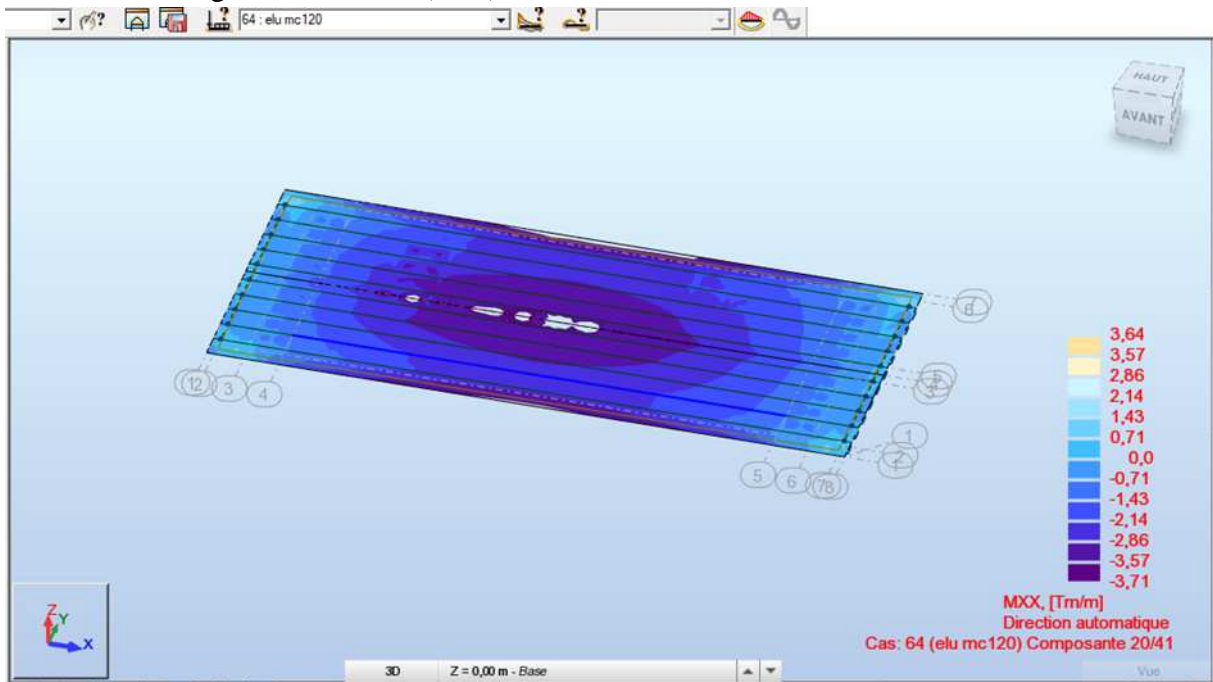
Les résultats obtenus à l'ELU avec robot sont comme suit (figure 6.2):

Flexion transversale selon y-y :



**Figure VI.2: Moment maximum transversal dans la dalle.**

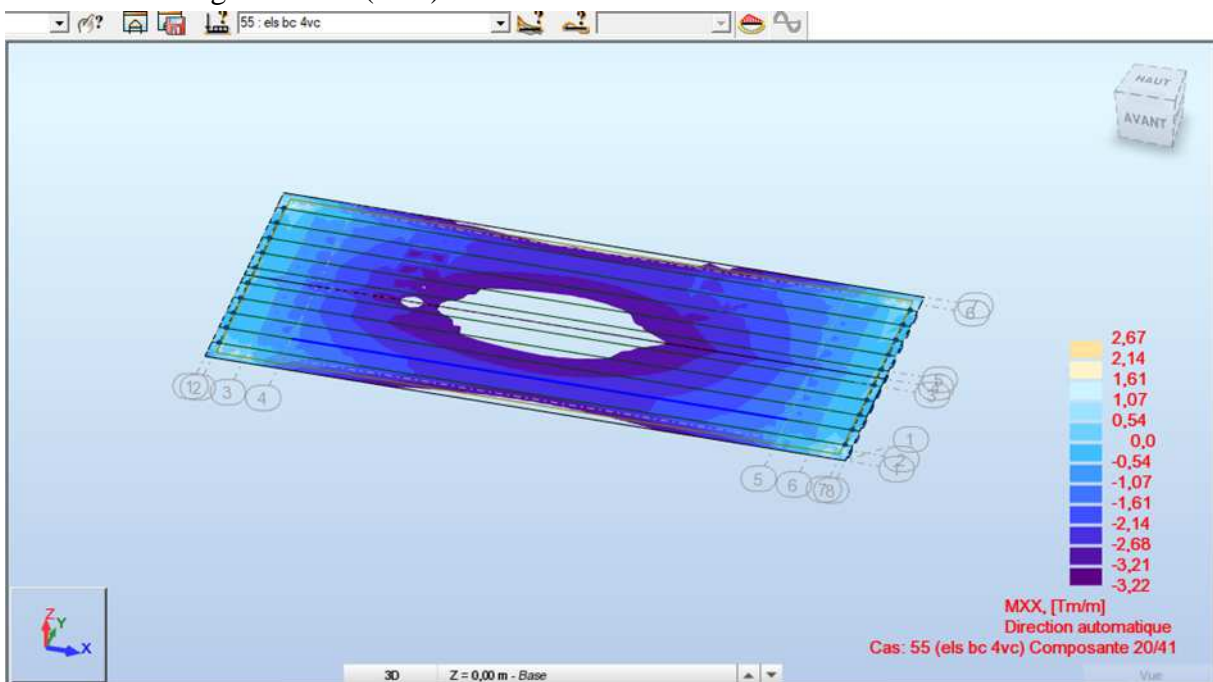
- Flexion longitudinale selon (X-X) :



**Figure VI.3 :** Moment maximum longitudinal dans la dalle.

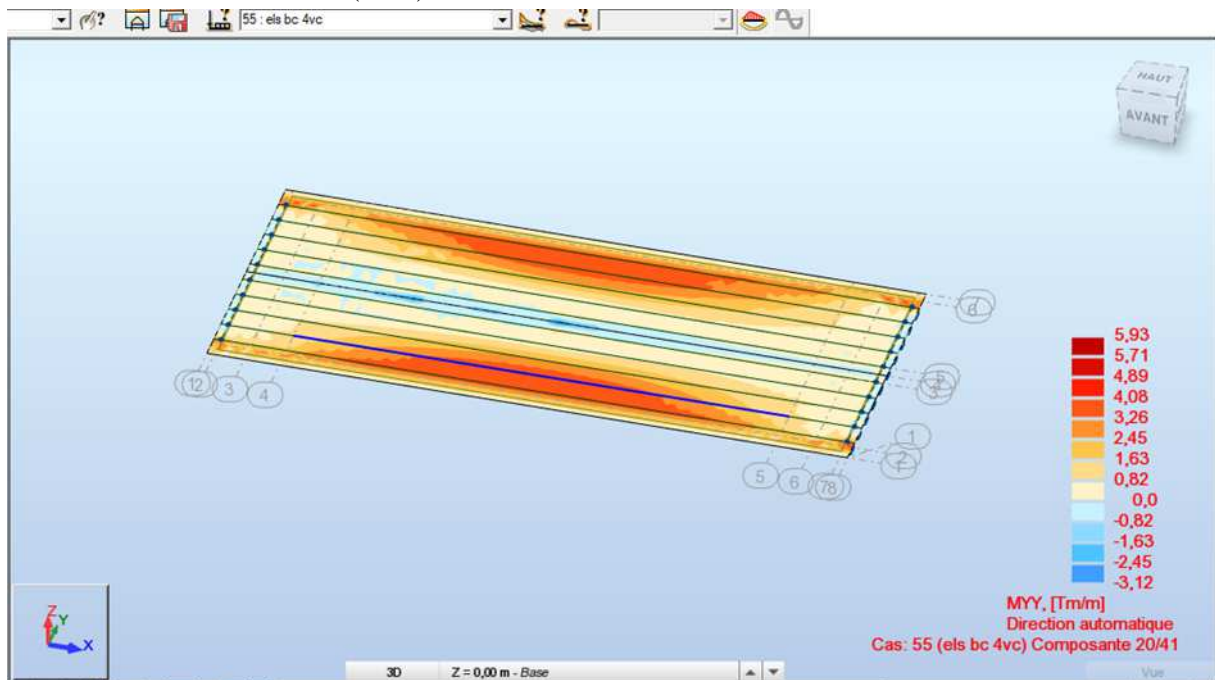
II.1.1 Résultats cartographiques ELS :

- Flexion longitudinale : (X-X) :



**Figure VI.4 :** Moment maximum longitudinal dans la dalle.

- Flexion transversale : (Y-Y)



**Figure VI.5: Moment maximum transversal dans la dalle**

### III. Ferrailage

#### III.1 Ferrailage Transversale :

##### III.1.1 En travée :

$$H = 25 \text{ cm}, d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

##### III.1.1.1 E. L. U :

$$M_u = 7.89 \text{ t.m}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{7.89}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.6} = 0.068$$

$$\mu < 0.392 \text{ (Fe 500) donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}}{0.8} = 0.088$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.088) = 0.964$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.89}{0.964 \times 22.5 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 8.53 \text{ cm}^2$$

### II.1.1.2 E. L. S :

$$M_{S.\max} = 5.93 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{S.\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$ ; les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(333.33, 240.99) = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{5.93}{1 \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.0048$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0048}}{0.8} = 0.006$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.006) = 0.976$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.976 = 0.217$$

$$A_s = \frac{M_{S.\max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.93}{0.217 \times 240.99} \times 10^2 = 11.30$$

On choisit 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d; \quad f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 12.06 \text{ cm}^2$$

### II.1.2 Vérification des contraintes :

**Le béton :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1.80 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 1.80 \times 22.5 = 81$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.8 + \sqrt{(1.8)^2 + 81} = 7.37$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 7.37^3}{3} + 15 \times [12.06(22.5 - 7.37)^2]$$

$$= 54754.9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,max}}{I} \times y_1 = \frac{5.93}{54754.9} \times 7.37 = 7.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.22 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_b \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

**Acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{S,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5.93}{54754.9} \times (22.5 - 7.37) = 235.78 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 (1.6 \times 3)^{\frac{1}{2}} \right\} = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 235.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240.99 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 20 \text{ cm}) = \min(75; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (C.V)$$

III.1.2 En appuis :

III.1.2.1 E. L. U :

$$M_u = 4.39 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{4.39}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.038$$

$\mu < 0.392$  (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}}{0.8} = 0.0387$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

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

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.39}{0.96 \times 0.225 \times 434} \times 10^2 = 4.6 \text{ cm}^2$$

III.1.2.2 E. L. S :

$$M_{S,max} = 3.12 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$  ; Les fissurations sont préjudiciables, on a :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 3)} \right\} = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{3.12}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.002$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}}{0.8} = 0.0025$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.12}{0.22 \times 240.99} = 5.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>

**Vérifier la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \left( 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right) b \times d ; f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3$$

$$A_{min} \geq 3.105 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u) = 6.79 \text{ cm}^2$$

### III.1.3 Vérification des contraintes :

Le béton :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0.834 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 35.53$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.15$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = 30.064.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,max}}{I} \times y_1 = \frac{2.45}{27118.90} \times 5.15 = 5.51 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c_j} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_b \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

Acier :

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_1) = 208.57 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 3)^{\frac{1}{2}} \right\} = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 208.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240.99 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 25 \text{ cm}) = \min(75; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \text{ (C.V)}$$

### III.2 Ferrailage Longitudinale :

III.2.1 En travée :

III.2.1.1 E. L. U :

$$M_{u,max} = 3.64 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u,max}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{3.64}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.031$$

$\mu < 0.392$  (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}}{0.8} = 0.039$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.039 = 0.844$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.98 = 0.189$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{s,max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.64}{0.189 \times 434.7} \times 10^2 = 4.43 \text{ cm}^2$$

III.2.1.2 E. L. S :

$$M_{s,max} = 2.67 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{s,max}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 3)} \right\} = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{2.67}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.0021$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}}{0.8} = 0.026$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.026 = 0.896$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.896 \times 0.225 = 0.20$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.67}{0.20 \times 240.99} \times 10^2 = 5.53 \text{ cm}^2/ml$$

On prend 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

### III.2.2 En appuis :

#### III.2.2.1 E. L. U :

$$M_{u,max} = 3.71 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_u = \frac{3.71}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.0324$$

$\mu < 0.392$  (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0324}}{0.8} = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.041 = 0.836$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18$$

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

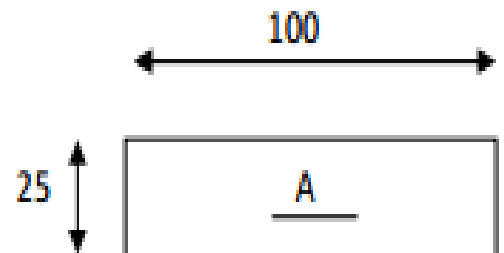
$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.71}{0.18 \times 240.99} \times 10^2 = 8.55 \text{ cm}^2$$

#### III.2.2.2 E. L. S :

$$M_{S,max} = 3.22 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :



$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.7)} \right\} = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{3.22}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.0023$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0023}}{0.8} = 0.0046$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0046 = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.224$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.22}{0.224 \times 240.99} \times 10^2 = 5.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6HA12= 6.79 cm<sup>2</sup>

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left( 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right) b \times d \quad ; \quad f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3$$

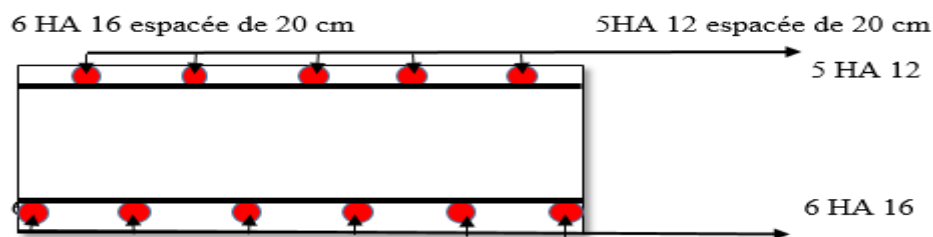
$$A_{min} \geq 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u) = A_s$$

- **Les armatures transversales :**

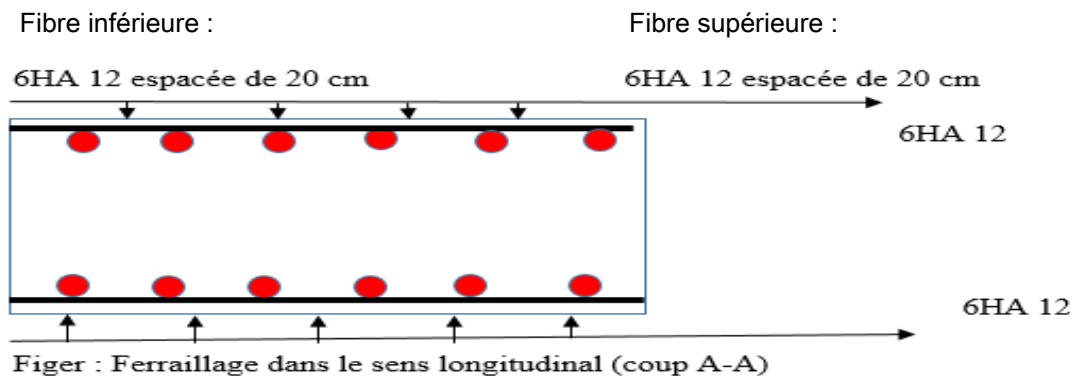
**Fibre inférieure :**

**Fibre supérieure :**



**Figure VI.6: Ferrailage dans le sens transversal (coup B-B)**

Les armatures longitudinales :



**Figure VI.7: Ferrailage dans le sens longitudinal (coup A-A)**

#### IV. Étude des entretoises d'about

##### IV.1 Définition et rôle de l'entretoise d'about :

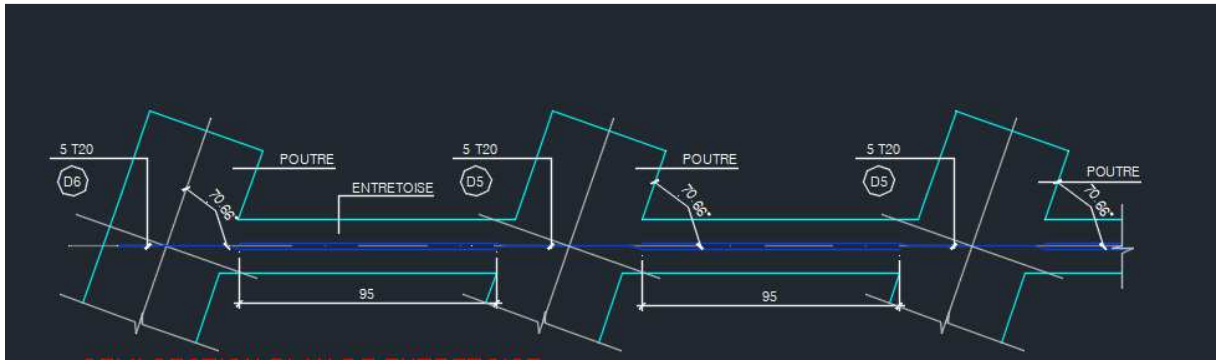
Notre pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulées sur place. Elles ont pour but d'assurer un encastrement à la torsion des poutres. La suppression de ces entretoises rend nécessaire la prévision de dispositifs spéciaux pour la mise sur vérin de l'ouvrage en vue d'un éventuel changement des appareils d'appuis. Des amorces d'entretoises sont prévues, elles sont coulées en même temps que les poutres. Ces amorces permettent d'accrocher le coffrage sans difficulté et facilitent le bétonnage.

Les entretoises ont pour rôle :

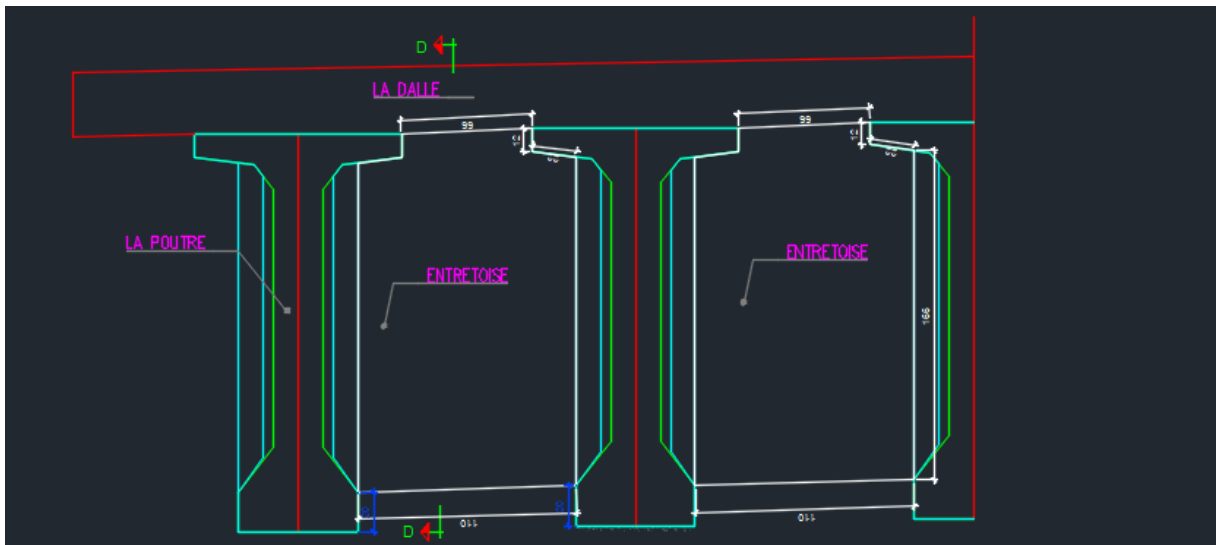
Assurer l'encastrement des poutres vis-à-vis de la torsion sur appuis, hypothèse fondamentale des méthodes de calcul de la répartition transversale ;

Le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le chargement des appareils d'appui à moins de prévoir des dispositifs particuliers de vérinage ne s'appuyant pas sur les entretoises ;

La bonne tenue des joints de chaussée surtout au niveau des culées.



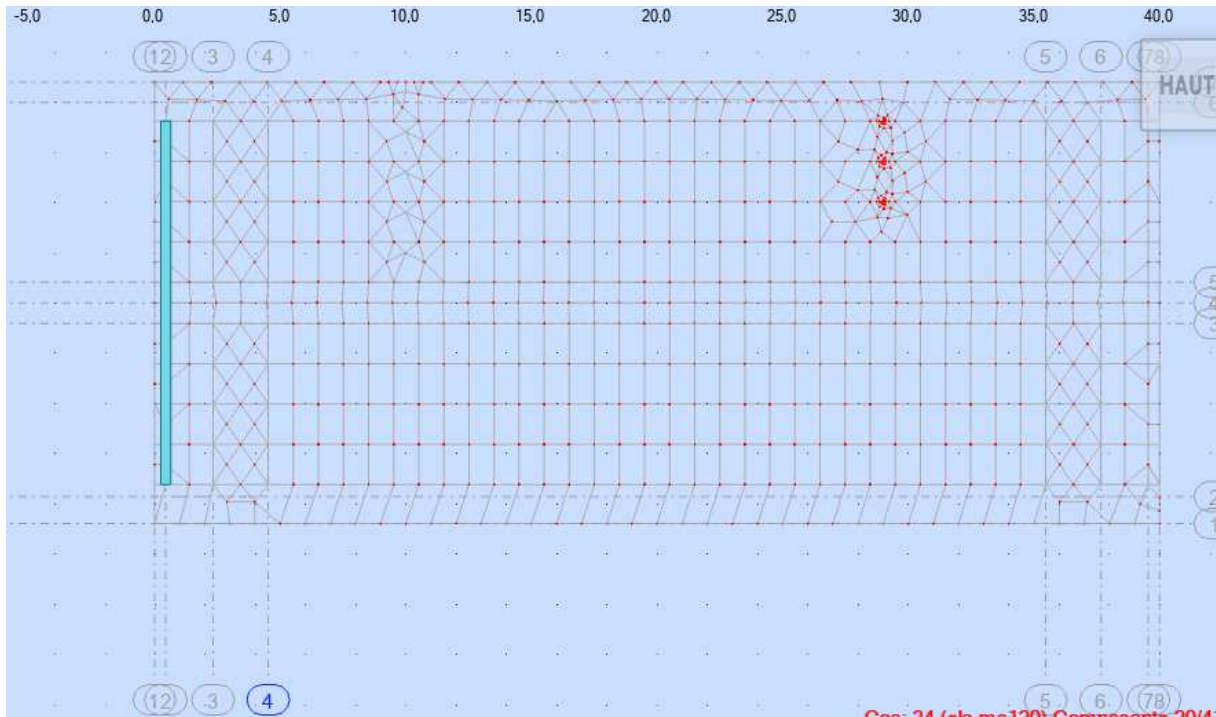
**Figure VI.8: Semi-section plane d'entretoise.**



**Figure VI.9: semi section longitudinale de l'entretoise.**

**IV.2 METHODE NUMERIQUE (ROBOT MILLENIUM) :**

- Sélection de la poutre à étudier (figure 6.9) :

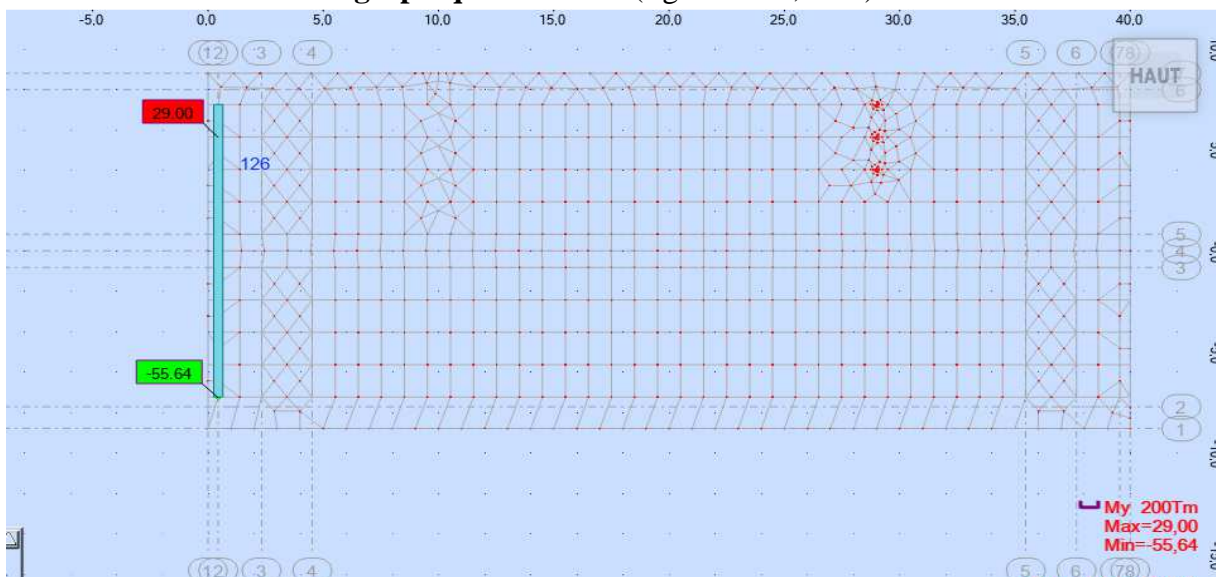


**Figure VI.10: Sélection de l'entretoise à étudier.**

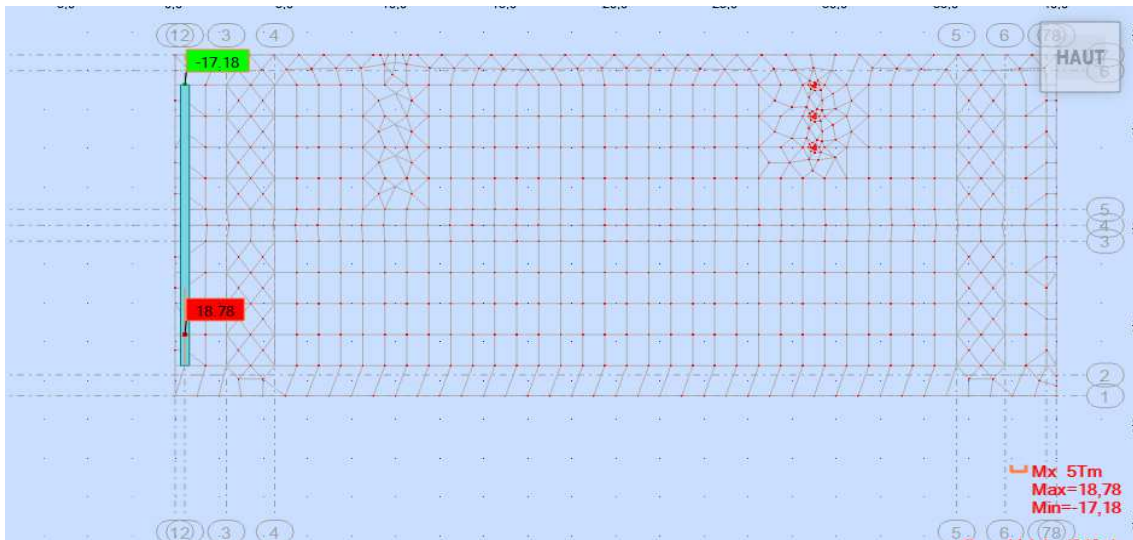
- Lancement du calcul de l'élément barre

**IV.2.1 Résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :**

- **Les résultats cartographiques à l'ELU (figure 6.10 ; 6.11):**

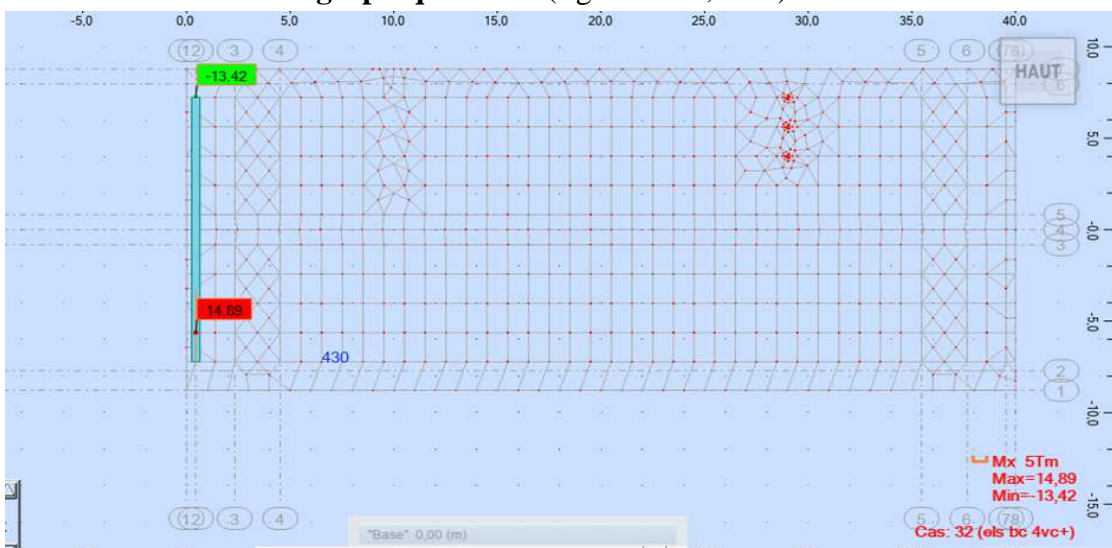


**Figure VI.11: Moment maximum transversal dans l'entretoise**

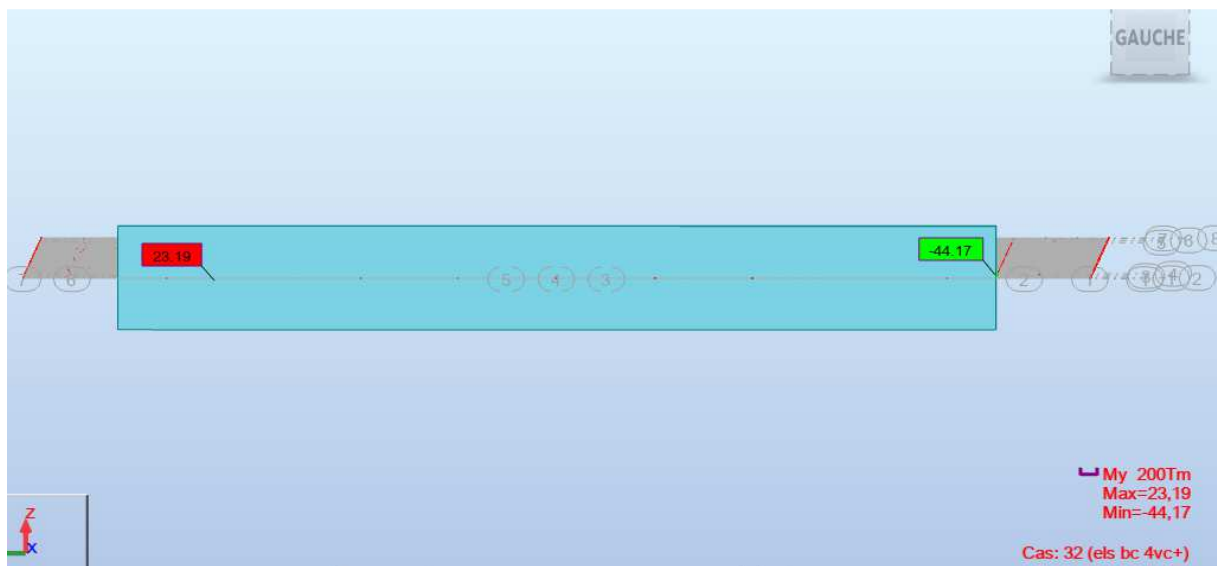


**Figure VI.12: Moment maximum longitudinal dans l'entretoise**

- Les résultats cartographiques ELS (figure 6.12 ; 6.13):



**Figure VI.13: Moment maximum longitudinal dans l'entretoise**



**Figure VI.14: Moment maximum transversal dans l'entretoise**

### IV.3 Ferrailage de l'entretoise :

#### IV.3.1 Ferrailage longitudinale

Soit à calculé une section rectangulaire de 0.4 m de largeur et de 1.10m de longueur, soumis à la flexion simple.

Acier FeE500 Béton

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$H = 178 \text{ cm, } d = 0.9h = 160.2\text{cm, } b = 40\text{cm}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (Situation durable).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$Mt = 18.78 \text{ t.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18.78}{40 \times 10^{-2} \times 160.2^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.008$$

$$\mu_b = 0.008 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{donc : la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}}{0.8} = 0.01$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A_U = \frac{Mt_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.78}{0.96 \times 160.2 \times 10^{-2} \times 240.99} \times 10^2 = 5.06 \text{ cm}^2$$

**IV.3.1.1 E.L.S :**

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

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{2f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta \times ft_{28}} \right] \Rightarrow \text{avec : } \eta = 1.6 \text{ pour H.A}$$

$$\sigma_s = 240.99 \text{ MPa}$$

$$Mt_s = 14.89 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{14.89}{0.4 \times 160.2^2 \times 10^{-2} \times 240.22} = 0.06$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}}{0.8} = 0.07$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 0.72$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 1.602 \times 0.72 = 1.153$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{14.89}{1.153 \times 240.99} \times 10^2 = 5.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera une section supérieure à Amin

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left( 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right) b \times d; \quad f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 7.73 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 7.73 \text{ cm}^2$$

On choisit 3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>

**IV.3.2 Ferrailages transversaux :**

H = 178 cm, d = 0,9 h = 160.2 cm, b = 40 cm

**IV.3.2.1 E. L. U :**

$$M_u = 29 \text{ t.m}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{29}{40 \times 10^{-2} \times 160.2^2 \times 10^{-2} \times 22.6} = 0.012$$

$\mu < 0.392$  (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}}{0.8} = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.015) = 0.94$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29}{0.94 \times 160.2 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 4.42 \text{ cm}^2$$

**IV.3.2.2 E. L. S :**

$$M_{S,max} = 23.19 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} \text{ Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(333.33, 240.99) = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{23.19}{1 \times 160.2^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.0037$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0037}}{0.8} = 0.004$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.004) = 0.984$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 1.602 \times 0.984 = 1.57$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{23.19}{1.57 \times 240.99} \times 10^2 = 6.12 \text{ cm}^2$$

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d; \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 6.12 \text{ cm}^2$$

On choisit 3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>

**IV.3.3 Armatures transversales**

$$T_u = 0.7635 \text{ MN}$$

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.7635}{0.6408} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 1.19 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On prendra alors pour les armatures de soutien des cadres de T12 avec un espacement de 15cm.

**IV.3.4 Armature de peau :**

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

❖ *D'après Pierre CHARON :*

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(110 - \frac{fe}{10}\right)$$

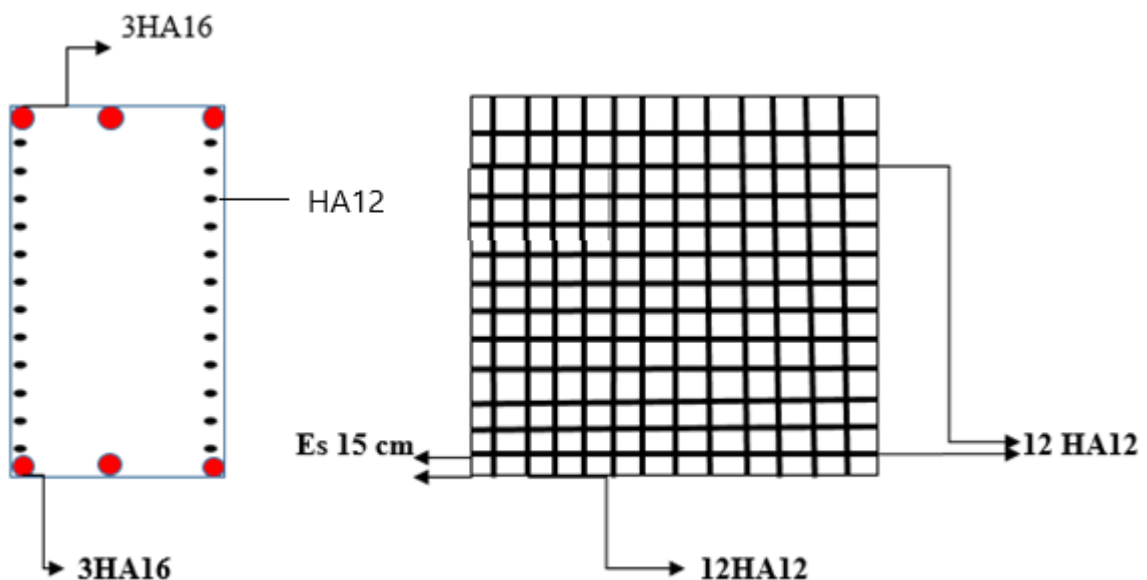
$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(110 - \frac{500}{10}\right) = 120cm$$

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

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

$$A \geq 3cm^2 / ml$$

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



**Figure VI.15: schéma de Ferrailage de l'entretoise**



# CHAPITRE VII

## I. Introduction :

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles qui seront produites par les charges extérieures. Une pièce ou construction précontrainte est donc soumise à un système permanent d'effort intérieur créés artificiellement dans le but de contrebalancer ceux produits par les charges extérieures.

Dans le cas du béton, qui résiste bien à la compression et mal à la traction, la précontrainte consiste à créer des contraintes de compressions permanentes de sorte que les charges extérieures qui, dans le cas du béton armé font naître des tractions, dans le cas du béton précontraint ne provoquent qu'une décompression du béton (ou à la limite, des contraintes de traction faibles, jugées admissibles).

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.

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 à élaborer des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, qui sont : Classe I, Classe II et Classe III.

## II. Définition des classes de vérification :

La précontrainte a été résumé grossièrement dans l'article 1.3 des règles B.P.E.L. On peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

- **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.

Notre ouvrage de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, on calcule notre ouvrage en classe II.

**Contraintes limites réglementaires pour la classe II :**

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre 07 §7-4.1.2.), elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation).

- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes.

-La valeur de calcul de la précontrainte. -La proximité des armatures de précontrainte

Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares en section d'enrobage

**III. Dimensionnement de la précontrainte :**

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

**III.1 Précontrainte minimale:**

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

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale «**P<sub>min</sub>** » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

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

Avec :

P<sub>1</sub>: Précontrainte minimale en section sous critique.

P<sub>2</sub> : Précontrainte minimale en section sur critique.

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

M<sub>max</sub>: Moment maximale sous l'effet de BC 4VC (en charge)

$$M_{max} = 984.45 \text{ t.m}$$

M<sub>min</sub> : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{min} = 333.06 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 984.45 - 333.06 = 651.39 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 651.39 \text{ t.m}$$

**Tableau VII.12: Caractéristiques de la poutre.**

	<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>G</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>V(cm)</b>	<b>V'(cm)</b>	<b>ρ(%)</b>	<b>H(cm)</b>
<b>Poutre seule</b>	8192.8	3925335 3.95	88.646	111.353	48.53	200
<b>Poutre avec hourdi</b>	12317.8	7502594 3.08	75.588	149.411	53.93	225

- **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = -3 \text{ Mpa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ Mpa}$$

(hors de la section d'enrobage)<sup>9</sup>

- **En section sous critique :**

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

Avec :

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

- **En section sur critique :**

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d}$$

d; l'enrobage des armatures

$$d' = h - 0.9h = 20\text{cm avec } (h = 200\text{cm})$$

 **Application :**

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

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

$$P_1 = \frac{651.39 \times 10^3}{0.48 \times 200} + \frac{8192.8}{200} \times 200(-3 \times 10^{-1})$$

$$P_1 = 4327.47 \text{ KN}$$

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

$$P_2 = \frac{984.45 \times 10^3 + 0.48 \times 8192.8 \times 88.646 \times (-3 \times 10^{-1})}{0.48 \times 88.646 + 111.353 - 20}$$

$$P_2 = 6570.94 \text{ KN}$$

$$P_1 = 4327.47 \text{ KN} < P_2 = 6570.94 \text{ KN}$$

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

Donc :

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

$$= \sup(4327.47 \text{ KN}, 6570.94 \text{ KN})$$

$$P_{\min} = 6570.94 \text{ KN}$$

- Alors l'excentricité  $e_0$  :

$$e_0 = -(V' - d') = -(111.353 - 20) = -91.353 \text{ cm}$$

### III.2 Calcul du nombre de câbles:

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

On a estimé les pertes de précontrainte à 25 % :

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

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{6570.94}{0.68} = 9663.15 \text{ KN}$$

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 1770):

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 8 cm.
- Section nominal du câble =  $150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$ .
- $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{\text{peg}} = 1640 \text{ Mpa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$  (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1640 = 1476 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1476 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1476 \times 1800 \times 10^{-3} = 2656.8 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{9663.15}{2656.8} = 3.646 \text{ soit } n = 04 \text{ cables de } 12T15s$$

$$P_{\min} = 4 \times 2656.8 = 10627.2 \text{ KN}$$

### III.3 Vérification des sections:

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

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

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

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

• **Vérification des contraintes à la mise en tension :**

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

• **Contrainte limite :**

✚ **En compression :**

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 20.512 \text{ Mpa}$$

✚ **En traction :**

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.651 = -3.976 \text{ Mpa} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.651 \text{ Mpa} & \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76+0.83 \times 14} \times 40 = 34.19 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.651 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 10627.2 = 9989.568 \text{ KN}$$

• **Vérification des contraintes en fibre supérieure :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.976 \text{ MPa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(111.353 - 20) = -91.353 \text{ cm}$$

A la mise de en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre  $qG = 2.0175 \text{ t/ml}$  dans (Chapitre 4)

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{2.0175 \times 40^2}{8} = 403.5 \text{ t.m} \Rightarrow 4035 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{9989.568}{8192.8} + 9989.568 \frac{(-91.353) \times 88.646}{39253353.95} + 4035 \frac{88.646 \times 10^2}{39253353.95} = -0.07 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$
$$= -0.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -0.7 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.976 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes en fibre inférieur :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20.512 \Rightarrow \text{A la fibre inferieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{9989.568}{8192.8} - 9989.568 \frac{(-91.353) \times 111.353}{39253353.95} - 4035 \frac{111.353 \times 10^2}{39253353.95} = 1.66 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ci} = 16.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = 16.6 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20.512 \text{ Mpa} \text{ condition verifiée}$$

► Donc au 14 -ème jour les contraintes vérifié

On dispose une seul famille de câble, c'est-à-dire 04 câbles de(12T15s) sur l'about de la poutre.

### III.4 Conclusion :

La mise en tension se fera en seule familles de câbles.

## IV. Tracé des câbles :

### IV.1 Positionnement :

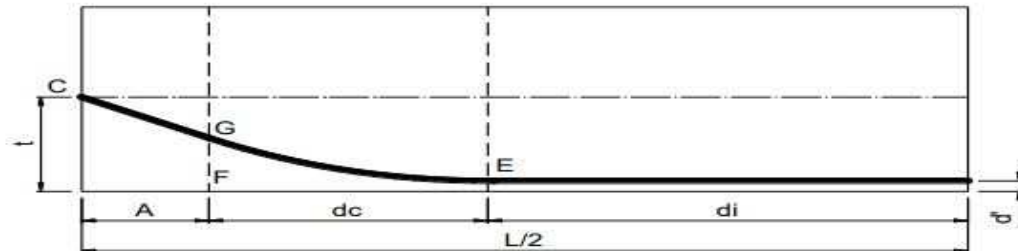
On dispose tous les câbles à l'about (04 câble) .

#### IV.1.1. Principe :

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

- Les câbles de la 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°.

**✚ Câble d'about :**



**Figure VII.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  $Y = a \cdot X^2$

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

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

Donc :

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

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

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

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

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

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

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

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

## IV.2 Application au projet:

### Câbles d'about (aux appuis) :

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

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

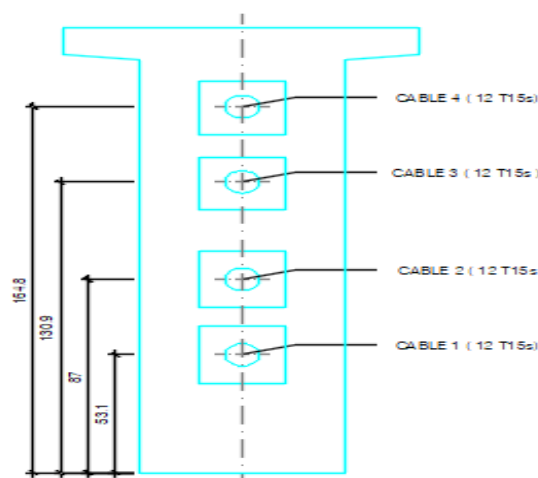
L'enrobage minimal est pris égale :  $c = 10 \text{ cm}$

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = R \quad P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inf} = R \times V' = P_1 \times d + P_2 \times (a' + d) + P_3 \times (2a' + d) + P_4 \times (3a' + d).$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :



**Figure VII.2:Disposition des câbles.**

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 5^\circ, \alpha_2 = 10^\circ, \alpha_3 = 15^\circ, \alpha_4 = 18^\circ$$

Exemple de calcul :

**+** Câble d'about :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 4} (0.531 - \tan 4 - 0.2) = 5.56\text{m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 4}{2 \times 5.56} = 0.0078$$

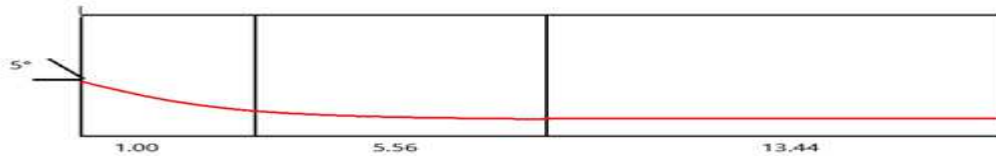
La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

**Tableau VII.13 : disposition des câbles**

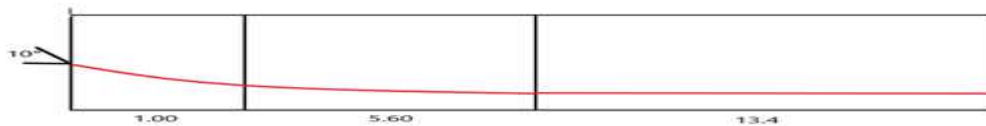
	N <sup>0</sup> cable	α(°)	tan α	t(m)	d'(m)	dc(m)	A
1ère famille	1	5	0.0	0.53	0.2	5.56	0.00
			87	1			78
	2	10	0.1	0.87	0.2	5.60	0.01
			76				57
	3	15	0.2	1.30	0.2	6.27	0.02
			68	9			13
	4	18	0.3	1.64	0.2	6.91	0.02
			25	8			35

**IV.3 Tracé des câbles :**

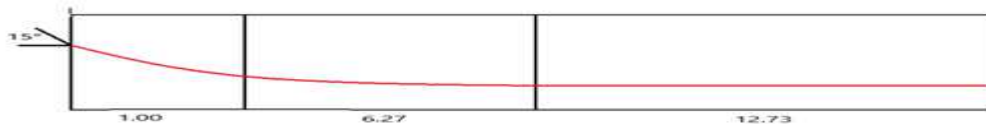
**Câble 1 :**



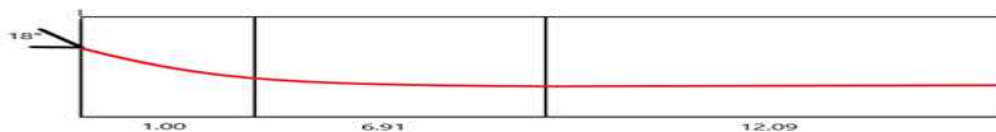
**Câble 2 :**



**Câble 3 :**



**Câble 4 :**



**Figure VII.3: Tracé des câbles.**

- Longueur totale du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

$L_r$ : Longueur du tronçon rectiligne.

$L_c$ : Longueur du tronçon parabolique.

$L_d$ : Longueur du tronçon droit.

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

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

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 5} = 1.505 \text{ pour les câbles de 1ere famille} \right.$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.0078} \left[ \ln \left( 2 \times 0.0078 \times 5.56 + \sqrt{1 + (2 \times 0.0078 \times 5.56)^2} \right) + 2 \times 0.0078 \times 5.56 \sqrt{1 + (2 \times 0.0078 \times 5.56)^2} \right] = 5.56$$

**Tableau VII.14: Récapitulatif des longueurs des câbles.**

N° câbles	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt× 2
1	1.505	5.56	13.44	20.505	41.01
2	1.523	5.63	13.4	20.553	41.106
3	1.552	6.34	12.73	20.622	41.244
4	1.577	7.02	12.09	20.687	41.374

#### IV.4 Câble moyen fictif:

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

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

Remarque :

À la section médiane  $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**🚩 Exemple de calcul :**

- **Section d'appui : 4 câbles**  
Câble n° (1) :  $t_1 = 0.531$  m  
Câble n° (2) :  $t_2 = 0.87$  m  
Câble n° (3) :  $t_3 = 1.309$  m  
Câble n° (4) :  $t_4 = 1.648$  m

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

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.531 + 0.87 + 1.309 + 1.648}{4} = 1.0895$$

- **Section à 1m de l'appui :**  
 $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$  avec  $X_i = d_c + 1 - (X)$

- Câble n° (1) :  $t_1 = 0.44$  m
- Câble n° (2) :  $t_2 = 0.69$  m
- Câble n° (3) :  $t_3 = 1.03$  m
- Câble n° (4) :  $t_4 = 1.32$  m

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.44 + 0.69 + 1.03 + 1.32}{4} = 0.87$$

**Tableau VII.15: Positionnement des câbles a l'about**

	Section d'about			Section à 1 m de l'about	
Câbles	$t_i$	$t_{moy}$	Câbles	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.531		1	0.44	
2	0.87	1.0895	2	0.69	0.87
3	1.309		3	1.03	

4	1.648		4	1.32	
---	-------	--	---	------	--

- **Section médiane(0.5L) :**

$$t_1=t_2=t_3=t_4=d'=0.20m$$

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = 0.20m$$

## V. Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées. D'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

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

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



**Figure VII.4: composantes de la force de précontrainte**

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

Z<sub>i</sub> : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z<sub>i</sub> = t<sub>i</sub>).

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

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

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

**Tableau VII.16: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).**

n° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Zi (m)	Zi x cosa	Zi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	5	0.0871	0.9961	0.531	0.5289	0.2819
2	10	0.1736	0.9848	0.87	0.8567	0.7569
3	15	0.2588	0.9659	1.309	1.2643	1.7135
4	18	0.3090	0.9510	1.648	1.5672	2.7159
$\Sigma$	/	/	3.8978	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.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm}$$

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

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot 5.4682 = 2748027.52 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 50.24 = 4 \times 50.24 = 200.96 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 108.19 \times 200.96 = 21741.8624 \text{ cm}^3$$

**Tableau VII.17: caractéristiques géométriques de la gaine.**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	13453.8	108.19	1472558.99	211147896.2
Gaines	200.96		21741.8624	2748027.52
Section nette	13252.84		1450817.128	208399868.7

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1450817.128}{13252.84} = 109.47 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 200 - 109.47 = 90.53 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 208399868.7 - \frac{(1450817.128)^2}{13252.84} = 49575772.21 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{49575772.21}{13252.84 \times 90.53 \times 109.47} \times 100 = 37.74 \%$$

$$e_p = Z - V' = 108.19 - 109.47 = -1.28 \text{ cm}$$

**Tableau VII.18: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.**

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
109.47	90.53	49575772.21	37.74 %	-1,28 cm

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

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

**Tableau VII.19: caractéristiques géométriques de la gaine.**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	17578.8	108.19	2400683.99	420313521.2
Gaines	200.96		21741.8624	2748027.52
Section nette	17377.84		2378942.128	417565493.7

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{2378942.128}{17377.84} = 136.89 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 225 - 136.89 = 88.11 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 417565493.7 - \frac{(2378942.128)^2}{17377.84} = 91899838.57 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{91899838.57}{17377.84 \times 88.11 \times 136.89} \times 100 = 43.84 \%$$

$$e_p = Z - V' = 108.19 - 136.89 = -28.7 \text{ cm}$$

**Tableau VII.20: Caractéristiques de la section d'about + hourdis.**

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
136.89	88.11	91899838.57	43.84 %	-28.7

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

**Tableau VII.21: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.**

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre+hourdis
B(cm <sup>2</sup> )	13252.84	17377.84	13252.84	17377.84	7991.84	12116.84
V'(cm)	109.47	136.89	109.80	137.15	113.65	151.55
V(cm)	90.53	88.11	90.20	87.85	86.35	73.45
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	49575772.21	91899838.57	51183471.662	93266506.	3753326	7160376
ρ (%)	37.74	43.84	39	44.54	47.85	53.08
e <sub>p</sub> (cm)	-1,28	-28.7	-23.51	-50.86	-93.65	-131.55

## V. Pertes de tension :

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.1. Pertes instantanées :**

**V.1.1. Perte par frottement :**

**Tableau VII.22: Perte par frottement.**

Section	$\alpha$	$\sigma_{P_0}$	X = 0.00L		X = 1 m		X = 0.25 L		X = 0.5 L	
			X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$
<b>Câble 1</b>	5	1476	0.00	0.00	1	25.84	10	51.71	20	79.91
<b>Câble 2</b>	10	1476	0.00	0.00	1	48.37	10	73.84	20	101.60
<b>Câble 3</b>	15	1476	0.00	0.00	1	70.81	10	95.87	20	123.20
<b>Câble 4</b>	18	1476	0.00	0.00	1	83.95	10	108.78	20	135.85
<b>Valeur moy de 4 câbles</b>	/	/	/	0.00	/	57.2425	/	82.55	/	110.14

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

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

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

Avec:

$\sigma_{P_0}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = 1476$  MPa

f : Coefficient de frottement angulaire. f : 0,18 rd<sup>-1</sup>

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

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

Donc, la perte par frottement est :

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

**V.1.2. Perte par recul d'ancrage :**

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages.

Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

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

**Câble N°1 :**

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$  MPa

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

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 6.56) = 1433.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1393.84 \text{ MPa}$$

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

**• Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1433.52) \times 1 = 39.53 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1433.52) \times 5.56/2 = 109.89 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1433.52 - 1393.84) \times 6.56 = 260.30 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1433.52 - 1393.84) \times \frac{13.44}{2} = 266.65 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 677.845 = 1355.69 \text{ MPa.m}$$

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S_1 = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 39.53 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 109.89 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1433.52 - \sigma_M) \times 6.56$$

$$S_5 = (1433.52 - \sigma_M) \frac{(x - 6.56)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 150.895 + (1433.52 - \sigma_M) \left( 6.56 + \frac{(x - 6.56)}{2} \right)$$

$$S = 301.79 + (1433.52 - \sigma_M)(6.56 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1452.88 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 301.79 + (1433.52 - [1452.88 - 2.952 \cdot x])(6.56 + x)$$

$$S = 301.79 - 127.0016 - 19.36 \cdot x - 19.36 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

$$S = 2.952 \cdot x^2 - 37.72 \cdot x + 174.78$$

$$\Delta = (37.72)^2 - 4 \times 2.952 \times 174.78 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 25.31$$

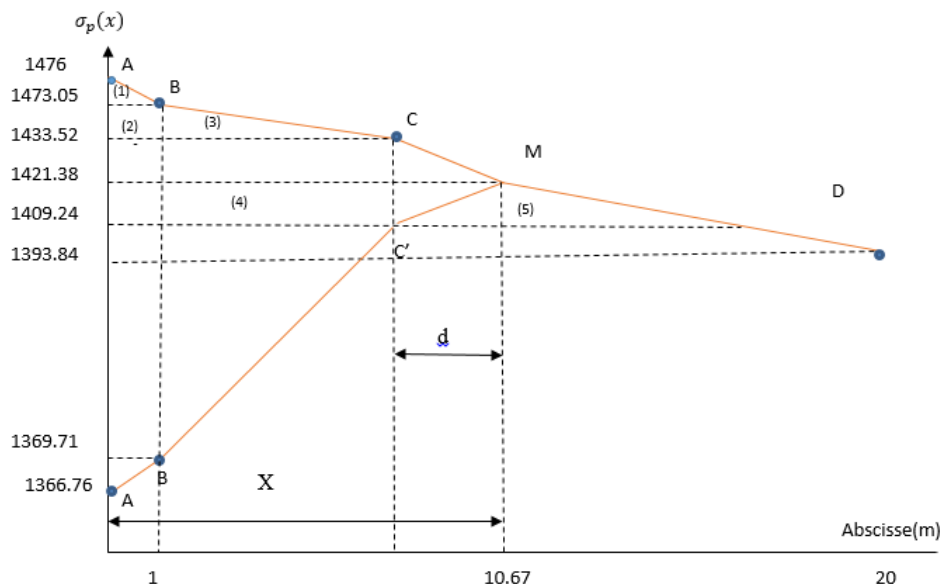
$$X = 10.67 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1452.88 - 2.952 \times 10.67$$

$$\sigma_M = 1421.38 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

On voit ci-après :

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



**Figure VII.5: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble**

**N°1**

**Câble N°2 :**

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$  MPa

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

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.174 - 2 \times 10^{-3} \times 6.60) = 1410.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.174 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1370.73 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1410.28) \times 1 = 62.77 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1410.28) \times 5.60/2 = 175.756 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1410.28 - 1370.73) \times 6.60 = 261.03 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1410.28 - 1370.73) \times \frac{13.40}{2} = 264.985 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 766.016 = 2298.048 \text{ MPa.m}$$

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S_1 = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 62.77 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 175.756 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1410.28 - \sigma_M) \times 6.60$$

$$S_5 = (1410.28 - \sigma_M) \frac{(x - 6.60)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 240.001 + (1410.28 - \sigma_M) \left( 6.60 + \frac{(x - 6.60)}{2} \right)$$

$$S = 480.002 + (1410.28 - \sigma_M)(6.60 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P_0} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.174 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1429.77 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 480.002 + (1410.28 - [1429.77 - 2.952 \cdot x])(6.60 + x)$$

$$S = 480.002 - 128.634 - 19.49 \cdot x - 19.49 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

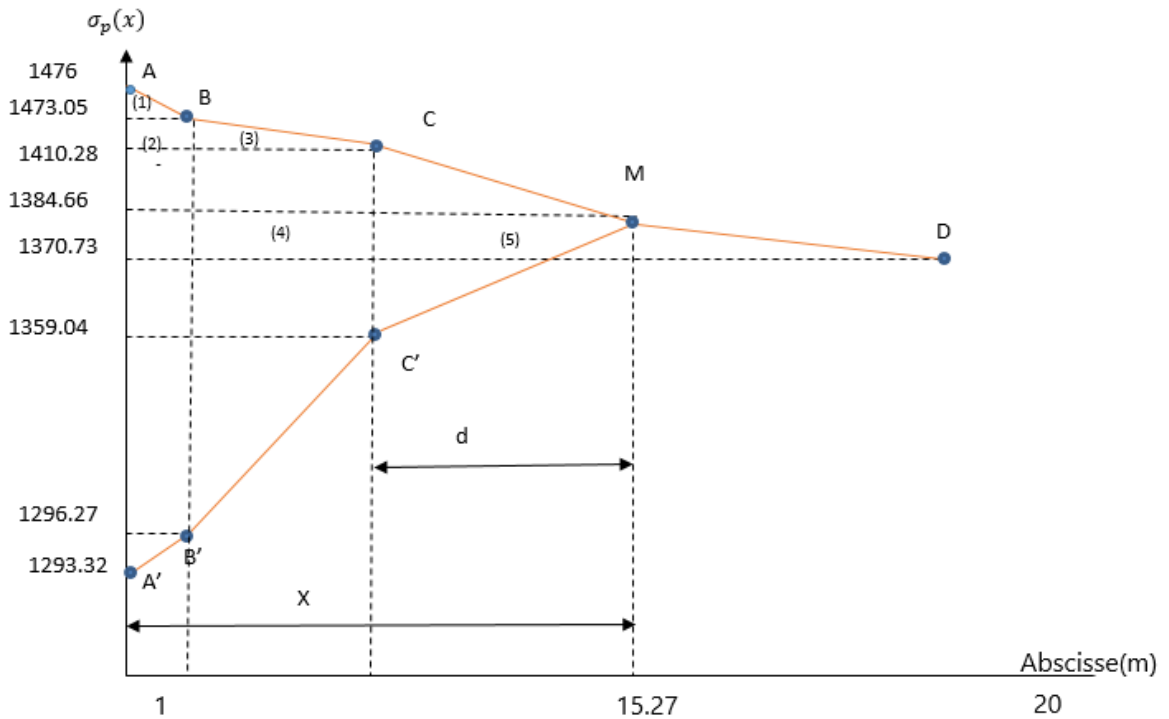
$$S = 2.952 \cdot x^2 - 38.98 \cdot x + 351.368$$

$$\Delta = (38.98)^2 - 4 \times 2.952 \times 351.368 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 51.27$$

$$X = 15.27 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1429.77 - 2.952 \times 15.27$$

$$\sigma_M = 1384.66 \text{ MPa.m}$$



**Figure VII.6: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble**

**N°2**

**Câble N°3 :**

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.262 - 2 \times 10^{-3} \times 7.27) = 1384.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.262 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1347.35 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1384.93) \times 1 = 88.12 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1384.93) \times 6.27/2 = 276.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1384.93 - 1347.35) \times 7.27 = 273.21 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1384.93 - 1347.35) \times \frac{12.73}{2} = 239.20 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 878.295 = 1756.59 \text{ MPa.m}$$

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S_1 = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 88.12 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 276.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1384.93 - \sigma_M) \times 7.27$$

$$S_5 = (1384.93 - \sigma_M) \frac{(x - 7.27)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 365.845 + (1384.93 - \sigma_M) \left( 7.27 + \frac{(x - 7.27)}{2} \right)$$

$$S = 731.69 + (1384.93 - \sigma_M)(7.27 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.262 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1406.39 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 731.69 + (1384.93 - [1406.39 - 2.952 \cdot x])(7.27 + x)$$

$$S = 731.69 - 156.01 - 21.46x - 21.46 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

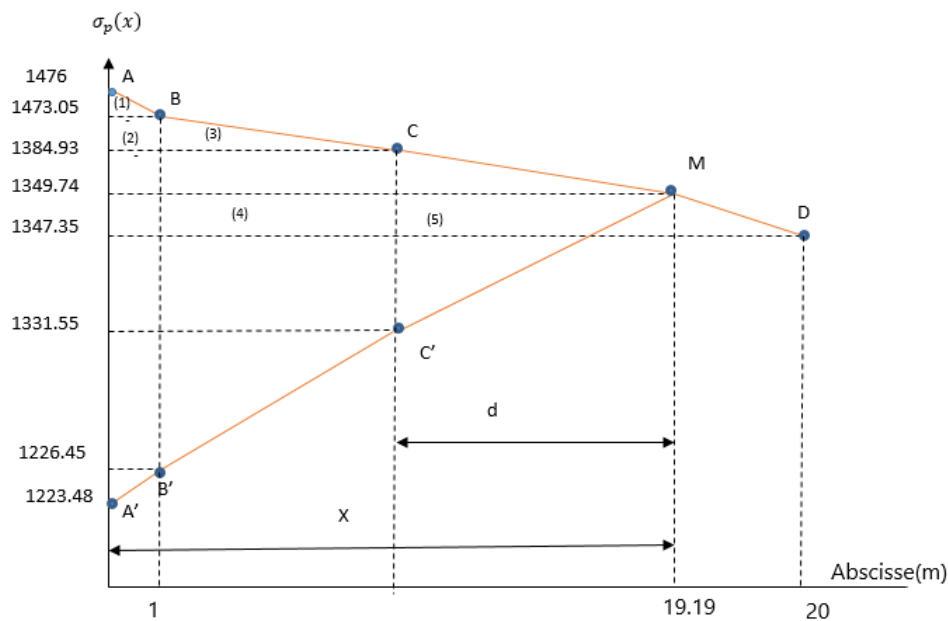
$$S = 2.952 \cdot x^2 - 42.92 \cdot x + 575.68$$

$$\Delta = (42.92)^2 - 4 \times 2.952 \times 575.68 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 70.39$$

$$X = 19.19 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1406.39 - 2.952 \times 19.19$$

$$\sigma_M = 1349.74 \text{ MPa.m}$$



**Figure VII.7: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3**

**Câble N°4 :**

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$  MPa

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

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.3142 - 2 \times 10^{-3} \times 7.91) = 1369.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.3142 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1333.48 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1369.17) \times 1 = 103.88 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1369.17) \times 6.91/2 = 358.90 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1369.17 - 1333.48) \times 7.91 = 282.31 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1369.17 - 1333.48) \times \frac{12.09}{2} = 215.74 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 962.305 = 1924.61 \text{ MPa.m}$$

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

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

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

$$S_1 = 1.475 \text{MPa. m}$$

$$S_2 = 103.88 \text{MPa. m}$$

$$S_3 = 358.90 \text{MPa. m}$$

$$S_4 = (1369.17 - \sigma_M) \times 7.91$$

$$S_5 = (1369.17 - \sigma_M) \frac{(x - 7.91)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 464.255 + (1369.17 - \sigma_M) \left( 7.91 + \frac{(x - 7.91)}{2} \right)$$

$$S = 928.51 + (1369.17 - \sigma_M)(7.91 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.3142 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1392.52 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 928.51 + (1369.17 - [1392.52 - 2.952 \cdot x])(7.91 + x)$$

$$S = 928.51 - 184.70 - 23.35 \cdot x - 23.35 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

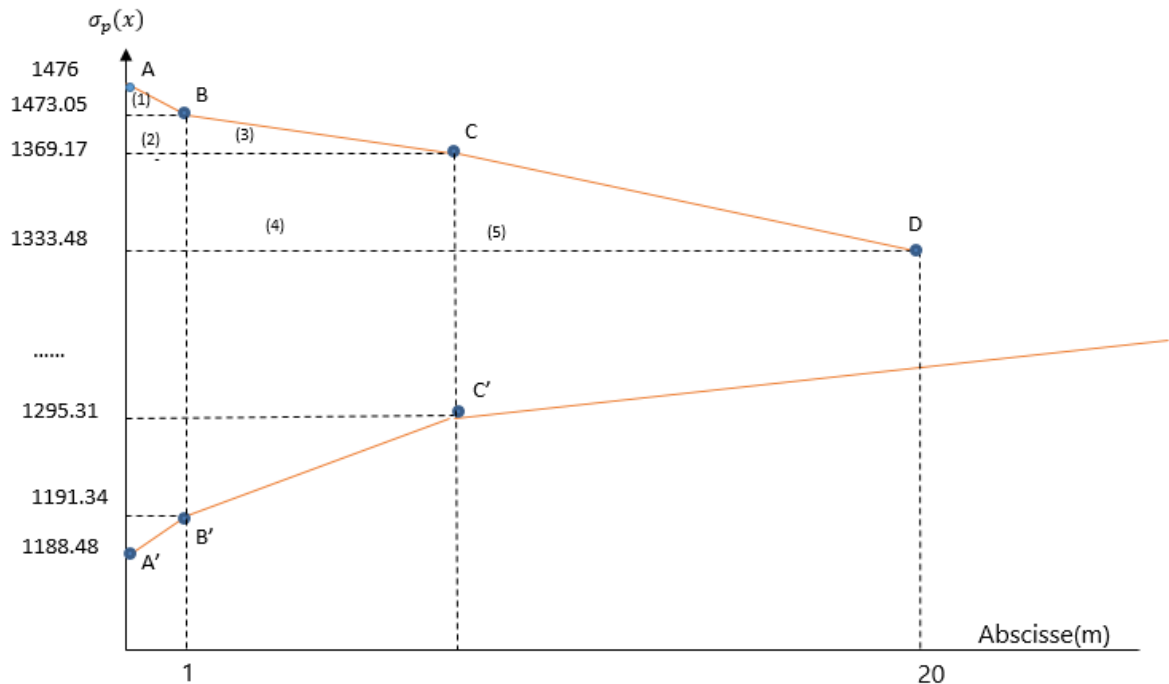
$$S = 2.952 \cdot x^2 - 46.7 \cdot x + 743.81$$

$$\Delta = (46.7)^2 - 4 \times 2.952 \times 743.81 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 81.25$$

$$X = 21.67 \text{m}$$

$$\sigma_M = 1394.97 - 2.952 \times 21.67$$

$$\sigma_M = 1331.00 \text{MPa. m}$$



**Figure VII.8: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble**

**N°4**

**Tableau VII.23: Les aires des câbles.**

Câbles	S1 (MPa .m)	S2 (MPa .m)	S3 (MPa .m)	S4 (MPa .m)	S5 (MPa .m)	S=2∑Si (MPa .m)	Δσ <sub>m</sub> (MPa)
1	1.475	39.53	109.89	260.30	266.65	1355.69	00
2	1.475	62.77	175.756	261.03	264.985	2298.048	00
3	1.475	88.12	276.25	273.21	239.20	1756.59	00
4	1.475	103.88	358.90	382.31	215.74	1924.61	00

**Tableau VII.24: La tension des câbles**

Câbles	σ <sub>A</sub> (MPa)	σ <sub>A'</sub> (MPa)	σ <sub>B</sub> (MPa)	σ <sub>B'</sub> (MPa)	σ <sub>C</sub> (MPa)	σ <sub>C'</sub> (MPa)	σ <sub>D</sub> (MPa)	Σm (MPa)
1	1476	1366.76	1473.05	1369.71	1433.52	1409.24	1393.84	1421.38
2	1476	1293.32	1473.05	1296.27	1410.28	1359.04	1370.73	1384.66
3	1476	1223.48	1473.05	1226.49	1384.93	1314.55	1347.35	1349.74
4	1476	1188.48	1473.05	1191.43	1369.17	1295.31	1333.48	331.00

**Calcul des pertes par recul d'ancrage :**

**Câble 1 :**

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1423.36 - 1421.38) \times 2 + 0 = 3.96 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1369.71) = 103.34 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1366.76) = 109.24 \text{ MPa}$$

**Câble 2 :**

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1400.25 - 1384.66) \times 2 + 0 = 31.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1296.27) = 176.78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1293.32) = 182.68 \text{ MPa}$$

**Câble 3 :**

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1376.87 - 1349.74) \times 2 + 0 = 54.26 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1226.49) = 246.56 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1223.48) = 252.52 \text{ MPa}$$

**Câble 4 :**

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1363.00 - 1331.00) \times 2 + 0 = 64 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1191.43) = 281.62 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1188.48) = 287.52 \text{ MPa}$$

**Tableau VII.25: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.**

Section	0.00L	0.033L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1.00	10	20
Câble 1	109.24	103.34	3.96	0
Câble 2	182.68	176.78	31.18	0
Câble 3	252.52	246.56	54.26	0
Câble 4	287.52	281.62	64	0
valeur moyenne des 4 câbles	207.99	202.075	38.35	0

**V.1.3. Les pertes par raccourcissement instantané du béton :**

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

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

La première famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n = 4 câbles).

**La 1<sup>ère</sup> famille de câbles :**

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

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

Avec :

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

$E_{bij}$ : Module instantané de déformation du béton

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

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

$e_p$ : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

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

n : Nombre de câble par familles.

$E_p$  : Module d'élasticité longitudinale de câble.

$I_G$ : Inertie de la poutre seule

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

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

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

▪ **Exemple de calcul :**

**Section d'about :**

$$B = 13252.84 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 34.19$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{34.19} = 35701.98 \text{ MPa}$$

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

$$e_p = - 1.28$$

$$I_G = 49575772.21 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 2.0175 \text{ t/ml}$$

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

$$\sigma_{p_i}(0) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35701.98} \cdot \frac{4 \cdot 1800 \cdot (1476 - 0 - 207.99)}{13252.84 \times 10^2} \cdot \left( 1 + \frac{13252.84 \cdot (-1.28)^2}{49575772.21} \right) = 12.22 \text{ MPa}$$

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

**Tableau VII.26: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).**

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{p_i}(x)$ (MPa)		12.22	13.065

**Pertes instantanées totales «  $\Delta\sigma_i(x)$  » :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.27: Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).**

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	10	20
Câble 1	121.46	68.735	93.08
Câble 2	194.9	118.085	114.77
Câble 3	264.74	163.195	136.37
Câble 4	299.74	185.845	149.02
valeur moyenne des 4câbles	220.21	133.965	123.31

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

**Tableau VII.28: Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}$ (MPa) ».**

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	10	20
Câble 1	1354.54	1407.26 5	1382.92
Câble 2	1281.1	1357.91 5	1361.23
Câble 3	1211.26	1312.80 5	1339.63
Câble 4	1176.26	1290.15 5	1326.98
valeur moyenne des 4 câbles	1255.79	1342.03 5	1352.69

## V.2. Les pertes différées :

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

### V.2.1. Perte due 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 :

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

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

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

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

**Section d'about:**

$$r_m = \frac{13252.84}{602.58} = 22 \text{ cm}$$

**Section médiane :**

$$r_m = \frac{7991.84}{635} = 12.58 \text{ cm}$$

▪ **Perte dans les câbles :**

**Section d'about :**

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 22} = 0.066$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.066] \times 1.9 \times 10^5 = 53.238$$

**Section médiane :**

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 12.58} = 0.110$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.110] \times 1.9 \times 10^5 = 50.73$$

**Tableau VII.29: Valeurs des pertes dues au retrait de béton.**

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.25L	0.50L
la 1 <sup>ère</sup> famille	14 <sup>ème</sup> jour	53.238	50.73	50.73

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

$$\Delta_{\sigma_r}^{moy} = 50.73 \text{ MPA}$$

#### V.2.2. Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN ;
- à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

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

Avec :

$\rho_{1000}$  : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

$u_0$  : 0.43 pour les armatures de très basse relation

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

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

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa.}$$

**- Perte dans les câbles :**

**Exemple de calcul :**

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

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left( \frac{1255.79}{1860} - 0.43 \right) \times 1255.79 = 46.18 \text{ MPa.}$$

**Tableau VII.30: Pertes par relaxation dans les câbles.**

Câbles de la 1 <sup>ère</sup> Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	10	20
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1255.79	1342.035	1352.69
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	46.18	58.68	60.31

**V.2.3. Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »**

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu’il est soumis à une contrainte décompression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

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

Avec :

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_M$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

**- Perte dans les câbles :**

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

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

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

$$q_G = 2.0175 \text{ t/ml (poutre seule)}$$

$$M_g = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.0175 \times 20^2}{8} = 100.875 \text{ t.m}$$

$$B = 7991.84$$

$$I_G = 37533265.59$$

$$e_p = -93.65$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5$$

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

$$\sigma_{pi} = 1352.69$$

Donc :

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

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{100.875 \times (-93.65)10^4}{37533265.59} + 4 \times 1800 \frac{1352.69}{7991.84 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7991.84 \cdot (-93.65)^2}{37533265.59}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = 32.42$$

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

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

$$\Delta\sigma_d = 50.73 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 60.31$$

$$\Delta\sigma_d = 100.98 + \Delta\sigma_{fl}$$

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

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

$\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$  : tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule(1) devient alors :

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

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[ 2 \times 32.42 - 4 \times 1800 \times \frac{100.98 + \Delta\sigma_{fl}}{7991.84 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7991.84 \cdot (-93.65)^2}{37533265.59}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 331.19 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

**Tableau VII.31: Pertes par fluage  $\Delta\sigma_{fl}(x)$  dans les câbles.**

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	10	20
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	91.721 + $\Delta\sigma_{fl}$	99.63 + $\Delta\sigma_{fl}$	100.98 + $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	00	25.22	39.02
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1255.79	1342.035	1352.69
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	32.44	34.04	32.42
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	332.69	348.63	331.19

### V.3 Pertes différées totales et tension finale probable:

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante

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

Remarque :

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x)$$

**Tableau VII.32: Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " dans les différentes sections s.**

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	10	20
Les Câbles	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	53.238	50.73	50.73
	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	46.18	58.68	60.31
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	332.69	348.63	331.19
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	<b>424.41</b>	<b>448.26</b>	<b>432.17</b>

#### V.3.1. Tension finale probable :

Le pourcentage de pertes :

$$\% \text{ de perte} = \sigma_{p\infty} / 4 \times 1476$$

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

**Tableau VII.33: Pourcentage des pertes.**

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	10	20
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1255.79	1342.035	1352.69
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	424.41	448.26	432.17
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	831.38	893.775	920.52
%perte	14.08	15.13	15.59
Vérification	Vérifié	vérifié	Vérifié

## VI. Conclusion :

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 14.08% et 15.59 % de  $\sigma_{Po}$ , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de  $Po$  qui est **25 %** de  $\sigma_{Po}$ .

# *CHAPTER VIII*

## I. Introduction

Les culées sont les appuis extrêmes du pont. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on

Souhaite limiter au strict nécessaire la longueur du tablier, les murs latéraux associés sont, Soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Elles ont double rôle :

- Assurer l'appui du tablier.
- Le soutènement des terres.

On distingue différents types des culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées).
- Culées enterrées.
- Culées creuses.

Notre choix s'est porté pour les culées remblayées

### a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

### b) La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.


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

 **Un mur de garde-grève** : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée

 **La dalle de transition** :

Elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.

 **Un sommet d'appuis** : sur lequel repose l'about de tablier.

Dans le cas de coulée remblayée, il est intégré au mur de front. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui.
- La mise en place de vérins pour changer ces derniers, s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui.
- Assurer l'évacuation des eaux au moins en phase de construction du tablier avec une pente minimale de 2%.

✚ **Un mur de garde-grève** : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

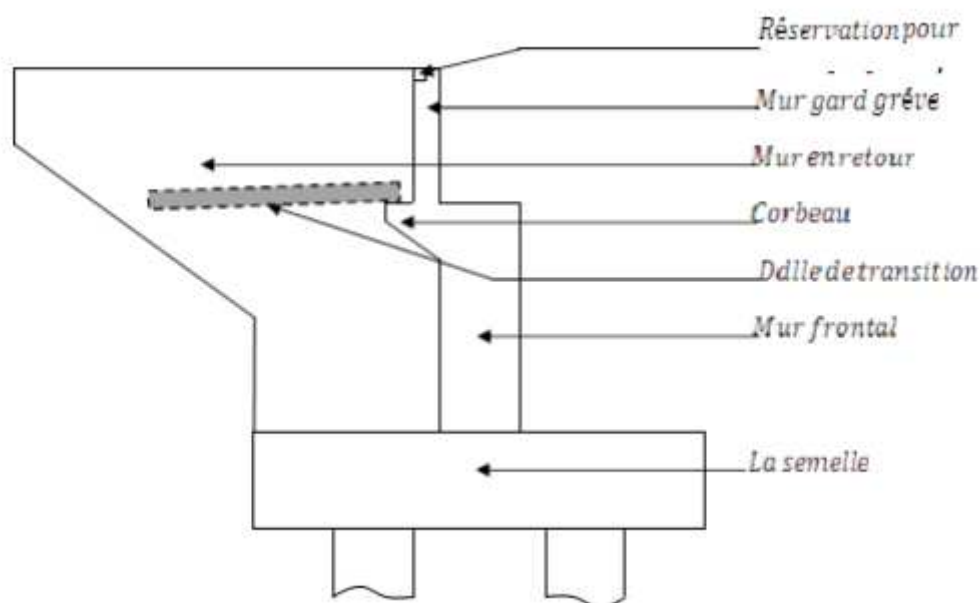
Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.

✚ **Un mur en retour** : Qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève.

Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.

✚ **La dalle de transition** : elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.

✚ **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition



**Figure VIII.1: les différents éléments constituant de la culée.**

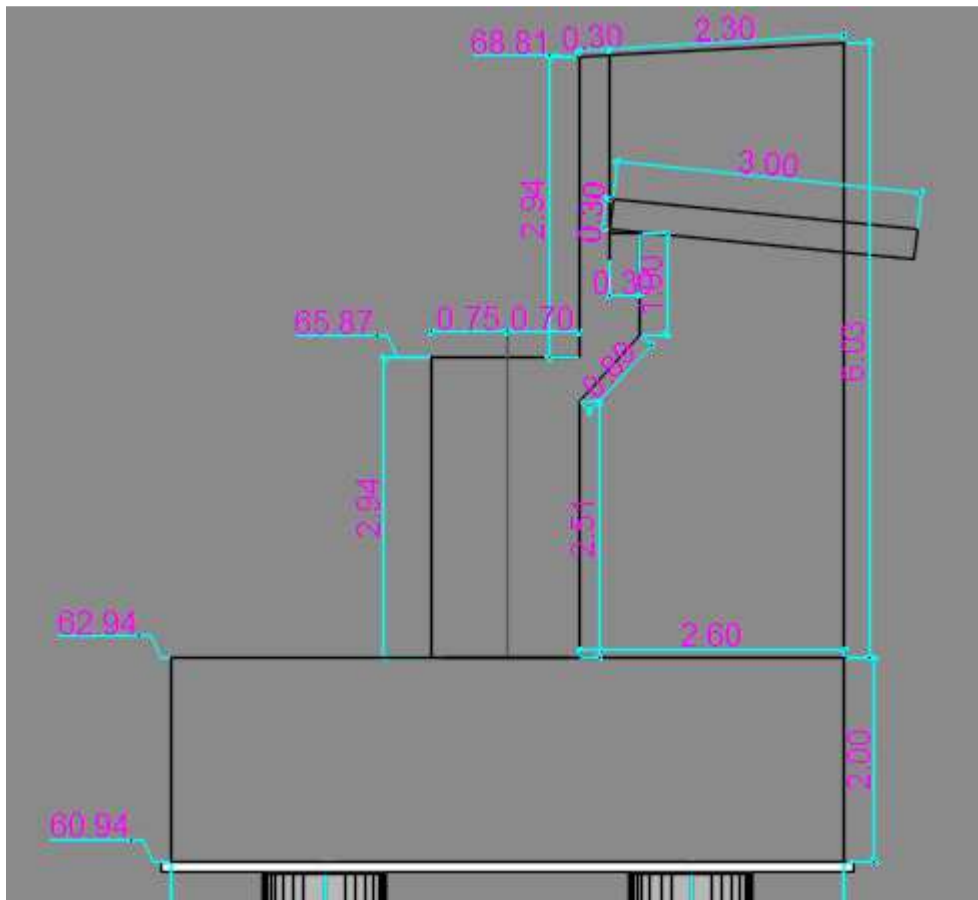


Figure VIII.2: les démontions de la culée.

## II. Pré- dimensionnement de la culée :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est  $H_{culée} = 6.03m$ .

### ✚ Mur de front :

C'est un élément sur lequel repose le tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et l'entretenir à travers le temps.

- La hauteur du mur frontale est :  $h = 2.94 m$ .
- L'épaisseur du mur est : on prend l'épaisseur :  $e = 1.45 m$ .
- La longueur du mur frontale est :  $L =$  la largeur du tablier, donc  $L = 17.56 m$ .

### ✚ Mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appuis et les dés d'appuis.

- La hauteur du mur de garde grève est :  $H = 2.94 \text{ m}$ .
- Le dossier pilote PP 73 du S.E.T.R.A recommandé d'adopter les épaisseurs suivantes :

L'épaisseur du mur est :  $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = (0.30 \text{ m}, 0.24 \text{ m}) e = 0.30 \text{ m}$

- Sa longueur est égale à la largeur du tablier.

La longueur du mur garde grève est :  $L = 17.56 \text{ m}$

**🚧 Dalle de transition :**

- Sa longueur est de :

$$L = \min[6\text{m}, \text{sup}(3\text{m}, 0.6H)]$$

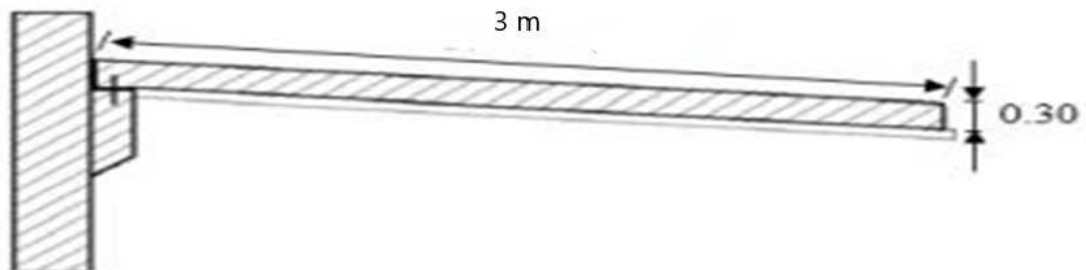
$H$  : étant la hauteur du remblai :

$$H = 6.03 \text{ m.}$$

$$L = \min[6 \text{ m}, \text{sup}(3 \text{ m}, 2.76 \text{ m})] = 3 \text{ m}$$

- L'épaisseur :  $e = 0.3 \text{ m}$

Une pente de  $p = -5\%$



**Figure VIII.3: dalle de transition.**

**🚧 La semelle :**

On prend :

- L'épaisseur :  $E=2.00 \text{ m}$
- La largeur :  $La= 6.65 \text{ m}$
- La longueur :  $L=18.56 \text{ m}$
- Béton de propriété :  $bp= 0.6094 \text{ m}$

**🚧 Mur en retour :**

La hauteur de mur est : celle de la culée  $h = 6.03\text{m}$ .

L'épaisseur du mur en retour est :  $e = 0.5\text{m}$ .

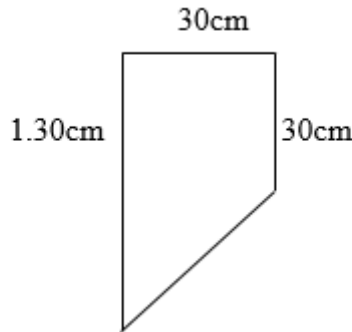
La longueur de murs est :  $L = 2.30\text{ m}$ .

✚ **Corbeau** : Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 1.30 m, une petite base de 0.30cm et une hauteur de 30cm.

La largeur de corbeaux est :

$L = \text{longueur du mur garde grève} - 2 \times \text{épaisseur du mure en retour}$

Donc :  $L = 16.56$



**Figure VIII.4: Le corbeau.**

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord l'inventaire des charges sollicitant les culées. Puis nous effectuerons la descente des charges. Enfin, nous déterminerons le ferrailage des deux culées  $C_{10}$  et  $C_{20}$ .

### III. Evaluation des efforts sollicitant la culée :

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

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

$\alpha = 0$  : Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$  : Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$  : Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$  : angle entre la direction du séisme et la verticale.

**Solen l'RPOA on a :**

$$\theta = \arctan \frac{\varepsilon_h}{(1 \pm \varepsilon_v)}$$

$$k = \sqrt{\varepsilon_h^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

**Avec : Les catégories d'importance des ponts sont données par le tableau VIII.1 :**

**Tableau VIII.34: Les catégories d'importance des ponts**

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	<b>Pont important</b>
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont (tableau VIII.2).

**Tableau VIII.35: Coefficients d'accélération selon la zone**

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	<b>0.20</b>	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Tizi-Ouzou (zone IIa) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

$\epsilon_h=0.20$  Coefficient sismique horizontale

$\epsilon_v=0.06$  Coefficient sismique verticale

**Tableau VIII.36: valeurs des paramètres  $\lambda_{ah}$ ,  $K$  et,  $\theta$ .**

Action de séisme	$\epsilon_h$	$\epsilon_v$	$k$	$\theta$	$\lambda_{ah}$
Condition normale	0	0	1	0	0.333
Condition sismique	0.20	0.06	1.048	10.684	0.455
	0.20	0.06	0.989	12.011	0.491

IV. Détermination des différents cas de charge :

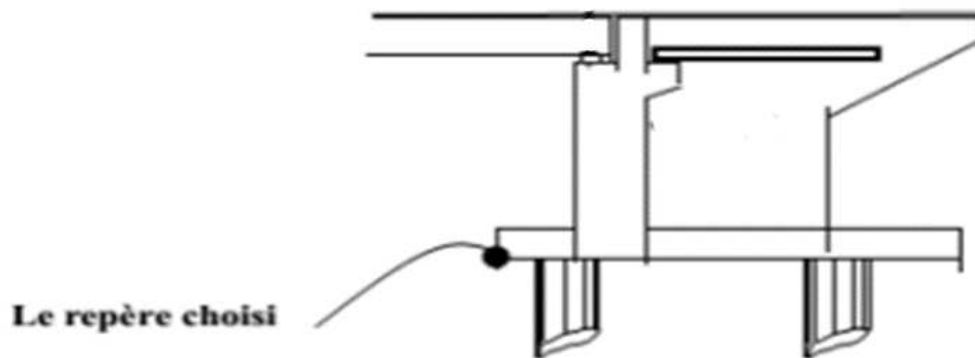


Figure VIII.5: choix de repère.

V. Moments des charges sollicitant le pont :

Les moments dues aux différentes charges sollicitant le pont sont données par le tableau VIII.4.

Tableau VIII.37: valeurs des moments dus à la charge permanente.

Désignation	$\epsilon_h$	Calcul de p(t)	Effort horizontal aux $\epsilon_h \cdot p$	$\epsilon_v$	Effort verticales $(1 \pm \epsilon_v)p$	Bras de levier h	Bras de levier v	Moment de renversement $M_R(t \cdot m)$	Moment stabilisateur $M_S(tm)$
Mur garde grève	/	2.5*2.94*0.30*17.56	/	/	/	4.41	2.7	/	/
	0	38.71	0	0	38.71			0	170.71
	0.2		7.74	0.06	40.67			35.571	179.35
	0.2		7.74	0.06	36.06			35.751	159.02
Corbeau	/	2.5*16.56*0.24	/	/	/	3.59	4.15	/	/
	0	9.93	0	0	9.93			0	35.64
	0.2		1.98	0.06	10.53			8.21	37.8 0
	0.2		1.98	0.06	9.33			8.21	35.64
Mur frontal	/	2.5*2.94*17.56*1.45	/	/	/	1.47	3.275	/	/
	0	187.14	0	0	187.94			0	276.27
	0.2		37.42	0.06	198.36			496.8	291.60
	0.2		37.42	0.06	175.116			496.8	257.42
Mur en retour	/	2.5*6*2.35*0.5	/	/	/	3.015	1.45	/	/

	0	17.63	0	0	17.63			0	53.15
	0.2		3.52	0.06	18.68			74.4	56.32
	0.2		3.52	0.06	16.57			74.4	49.95
<b>Semelle</b>	/	2.5*6.60*17.56*2	/	/	/	1	0.7	/	/
	0	617.12	0	0	617.12			0	617.12
	0.2		123.42	0.06	654.14			172.96	654.14
	0.2		123.42	0.06	580.09			172.96	580.09
<b>Dalle de transition</b>	/	2.5*6.03*3*0.3	/	/	/	4.09	1.8	/	/
	0	13.56	0	0	13.56			0	55.46
	0.2		2.71	0.06	14.38			77.6145	58.81
	0.2		2.71	0.06	12.74			77.6145	52.10
<b>Poids des surcharges</b>	/	356.53		/		2.94	0.73	/	/
	0	356.53	0	0	356.53			0	1048.198
	0.2		71.3	0.06	377.92			52.049	1111.08
	0.2		71.3	0.06	334.64			52.049	983.84
<b>Tablier</b>	/	1559.45		/	/	2.94	5.3	/	/
	0	1559.45	0	0	1559.45			0	4584.78
	0.2		311.89	0.06	1653.017			1653.017	4859.86
	0.2		311.89	0.06	1465.88			1653.017	4309.69
<b>Dis d'appuis</b>	/	2.5*0.25*0.5*0.5*10.	/	/	/	3.06	3.3	/	/
	0	1.56	0	0	1.56			0	1.44
	0.2		0.31	0.06	1.65			1.023	1.52
	0.2		0.31	0.06	1.46			1.023	1.34
<b>Poids de terres Sur DT</b>	/	127.06	/	/	/	5.21	1.8	/	/
	0	127.06	0	0	127.06			0	856.59
	0.2		25.41	0.06	134.67			225.61	907.97
	0.2		25.41	0.06	119.43			225.61	805.14
<b>Poids des terres sur la semelle</b>	/	0.95*18.40*7.92*2	/	/	/	6.8	5.8	/	/
	0	276.88	0	0	276.88			0	1882.784
	0.2		55.37	0.06	293.49			321.146	1995.732
	0.2		55.37	0.06	260.26			321.146	1769.768

**Tableau VIII.38 : Cumule des poussées dues aux terres :**

Cumuldes <b>poussées</b> dues aux terres	Cas	Efforts H	Effor ts v	Mr	M s
	Cas1	199.06	/	796.884	/
Cas 2	262.64	/	1086.872	/	
Cas 3	296.19	/	1185.694	/	

**Tableau VIII.39: Cumule des poussées dues aux Surcharge :**

Cumuldes poussés dues aux surcharges	Cas	Efforts H	Efforts v	Mr	Ms
Cas1	68.52	/	249.176		
Cas2	97.24	/	343.576		
Cas 3	104.95	/	370.806		

**Tableau VIII.40: valeurs des moments et les efforts globaux :**

<b>Total</b>	1 ère cas	267.58	/	3206.46	/	/	1046.06	9582.134
	2 ème cas	1000.95	/	3104.019	/	/	4548.841	10153.592
	3 ème cas	1041.45	/	3021.57	/	/	4674.893	9021.99

- **Poussée due aux terres :**

$$p = \frac{1}{2} \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp^2$$

- **Poussée due aux surcharges :**

$$p = 1.2 \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp$$

Avec :

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 : \text{ Poids volumique des terres.}$$

- **Les valeurs des moments et les efforts globaux :**

Les valeurs des moments et les efforts globaux sont donnés par le tableau VIII.9 :

Tableau VIII.41: Valeurs des moments et les efforts globaux

Désignation	$\epsilon_h \cdot p$	$(1 \pm \epsilon_v)p$	$M_R(t \cdot m)$	$M_S(t \cdot m)$
Totale	267.58	3206.46	1046.06	9582.134
	1000.95	3104.019	4548.84	10153.592
	1041.45	3021.57	4674.893	9021.99

VI. Vérification de la culée :

🚧 Vérification au glissement :

- C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5. Donc on doit vérifier que :

$$\delta = \frac{\sum(1 \pm \epsilon_v)p}{\epsilon_h \cdot p} \text{tg}\varphi > 1.5$$

- C.S : en condition sismique le C.S.G égale à 1. Donc on vérifie que :

$$\delta = \frac{\sum(1 \pm \epsilon_v)p}{\epsilon_h \cdot p} \text{tg}\varphi > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.42: Valeurs de vérification au glissement.

Condi on	$\epsilon_h \cdot p$	$(1 \pm \epsilon_v)p$	$\mu$	$\delta$	C.S.G	Vérificat ion
C.N	267.58	3206.46	0.57	6.8	1.5	Vérifie
H + V <sup>+</sup>	1000.95	3104.01 9	0.57	1.76	1	Vérifie
H + V <sup>-</sup>	1041.45	3021.57	0.57	1.65	1	Vérifie

🚧 Vérification au renversement :

- C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.5$$

- C.S : en condition sismique le C.S.R vaut 1.

Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

*Tableau VIII.43: Valeurs de vérification au renversement*

Condition	$\sum M_R(t.m)$	$\sum M_S(t.m)$	R	C.S.G	Vérificatio n
C. N	1046.06	9582.134	9.16	1.5	Vérifie
H + V <sup>+</sup>	4548.841	10153.592	2.23	1	Vérifie
H + V <sup>-</sup>	4674.893	9021.99	1.92	1	Vérifie

## VII. Etude et ferrailage de la culée :

### VII.1 Mur garde grève:

#### VII.1.1 Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

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

➤ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.

**a) Poussée des terres :**

Elle est donnée par la formule suivante :  $P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2$  (Théorie de COULOMB)

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :  $M_t = p \frac{h}{3} = \frac{1}{6} k_a \cdot \gamma \cdot h^3$

Avec  $K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$$k_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$  : Poids volumique des terres.

$h = 2.94 \text{ m}$  : Hauteur du mur garde grève

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

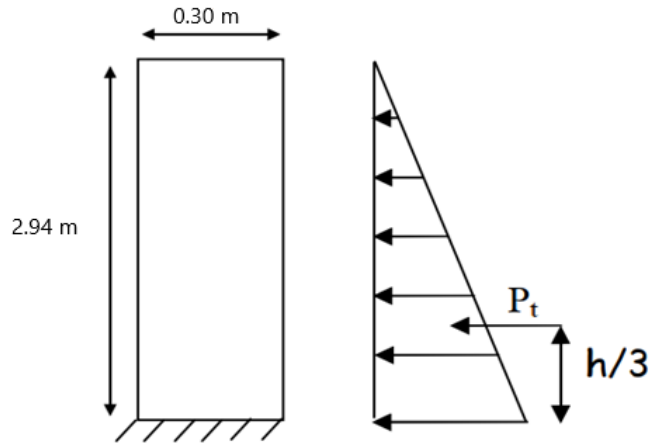


Figure VIII.6: Poussée des terres sur le mur.

Fig8.6 : Poussée des terres sur le mur.

D'où  $M_t = 2.53 \text{ t. m}$

$$M_{ptu} = 2.53 \times 1.35 = 3.41 \text{ t. m}$$

**b) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m 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.

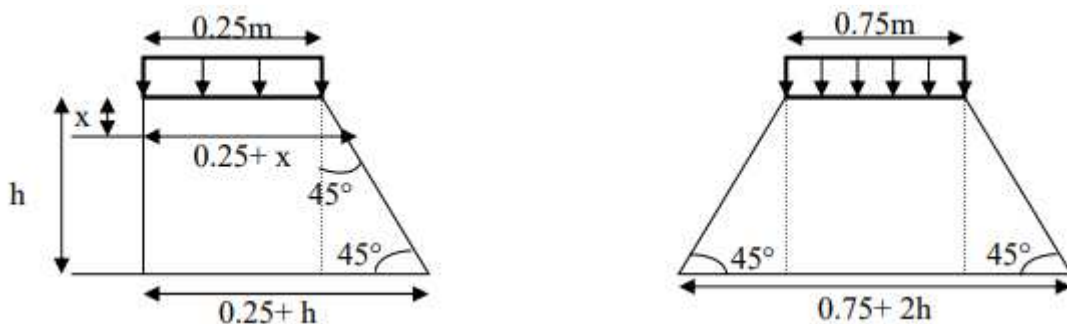


Figure VIII.7: Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Avec :

$bc = 0.95$  (Coefficient de pondération du système Bc.

$\Delta = 1.086$  (Coefficient de majoration dynamique)

$\gamma$ : Coefficient de pondération (  $= 1,6$  à L'E.L.U,  $\gamma = 1,2$  à L'E.L.S)

$$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c \begin{cases} 0.333 \times 1.6 \times 1.086 \times 0.95 = 0.549 & \text{L'E. L. U} \\ 0.333 \times 1.2 \times 1.086 \times 0.95 = 0.412 & \text{L'E. L. S} \end{cases}$$

D'après l'équation (I) :

$$M_P = \frac{12.k}{0.75+2H} [-x+2.22 \ln (0.25+x) - x]_0^{2.94}$$

$$M_P = \begin{cases} 5.97 \text{ t. m L'E. L. U} \\ 4.48 \text{ t. m L'E. L. S} \end{cases}$$

**c) Force de freinage :**

On concéder un essieu lourd on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière. Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \times \gamma = 2.87 \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.592 \text{ t. m} & \text{L'E. L. U} \\ 3.444 \text{ t. m} & \text{L'E. L. U} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement :

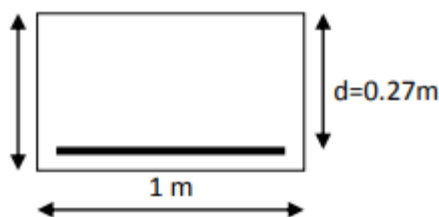
$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_P + M_f) = 1.35(2.53) + 1.6(5.97 + 4.592) = 20.31 \text{ t. m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1.2 (M_P + M_f) = 3.41 + 1.2 (3.444 + 4.48) = 12.92 \text{ t. m /m} \end{cases}$$

**VII.1.2 Ferrailage :**

**VII.1.2.1 Ferrailage vertical :**

Le moment maximal :  $M_{ELU} = 20.31 \text{ t.m.}$

Enrobage = 3cm



**Figure VIII.8: Bande de 1ml**

Dimension (0.30 x 1 m<sup>2</sup> )

$f_{c28} = 40\text{Mpa}$  Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

Acier :  $f_e = 500\text{Mpa}$

$$A_s = 21.44\text{cm}^2 \text{ (Par SOCOTEC)}$$

Soit : 7HA20/ml pour,  $A_s = 21,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; avec  $e_s = 12 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.4}{500} = 3.72 \text{ cm}^2 < A_s = 21,99 \text{ cm}^2 =$$

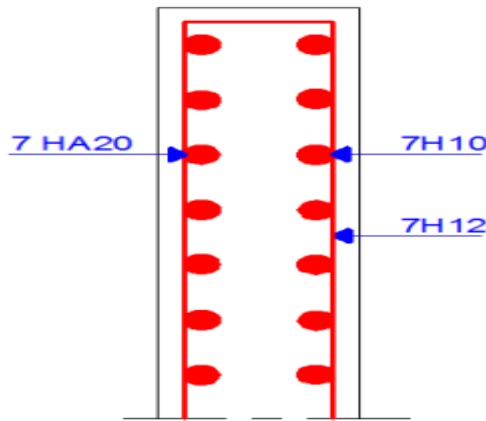
> *Condition vérifiée*

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend : 7HA10 ( $5,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

VII.1.2.2 Le ferrailage horizontal :

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{21.99}{4} = 5.49 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 7HA12 ( $7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ), avec un espacement de 12 cm.



**Figure VIII.9: Ferrailage du mur garde grève**

**VII.2 Dalle de transition:**

VII.2.1 Evaluation des efforts :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Poids propres :  $2.5 \times 0.3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ m}^2$ .

Poids de remblais : 1,71 t/m

Poids de revêtement : 0.176

Surcharges : 1,2 t/m

On utilise la combinaison d'action à L'E.LU sachant que  $M = 1.35M_G + 1.6M_Q$ .

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2.63 \times 6.03^2}{8} = 11.95 \text{ t. m}$$

$$M_Q = \frac{1.2 \times 6.03^2}{8} = 5.45 \text{ t. m}$$

$$\begin{cases} M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 11.95 + 1.6 \times 5.45 = 24.825 \text{ t.m} \\ M_{SER} = M_G + 1.2M_Q = 11.95 + 1.2 \times 5.45 = 18.49 \text{ t.m} \end{cases}$$

VII.2.2 Ferrailage :

VII.2.2.1 Ferrailage verticale :

Le ferrailage vertical se fait :

$$M_U = 24.825 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

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

$$b = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel **SOCCOTEC** nous a donné une section d'armature à l'ELU de  $29.63 \text{ cm}^2$  la vérification à l'ELS à donner une section de  $37.50 \text{ cm}^2$ .

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$$A_s = 37.50 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{8HA25} \text{ pour } A_s = 39.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.4}{500} = 2.98 \text{ cm}^2 < 37.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc, } A_s = 39.27 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend  $8HA25 = 39.27$  avec un espacement de 12cm Pour la nappe inférieure on prend : avec un espacement de 12cm. Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend :  $8 \text{ H16/ml}$  ( $16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{39.27}{3} = 13.09 \text{ cm}^2$$

On prend :  $16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 8HA16$ , avec un espacement de 12cm.

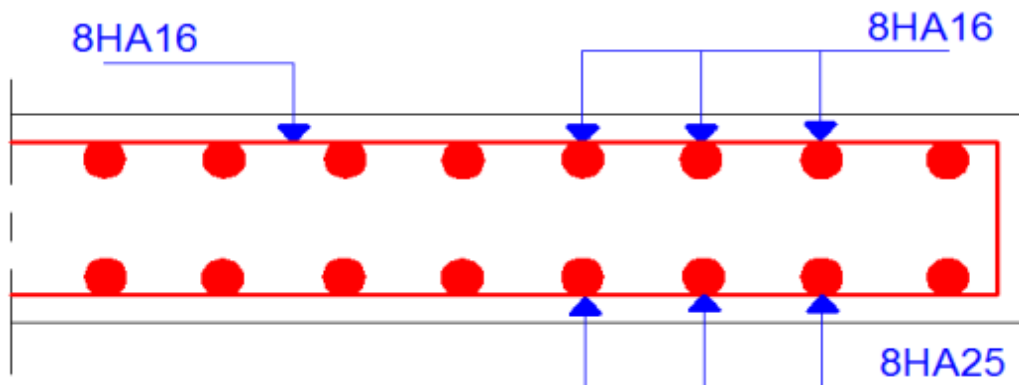


Figure VIII.10: Ferrailage de la dalle de transition.

**VII.3 Mur en retour:**

**VII.3.1 Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.

Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

**a) 1. Efforts horizontaux :**

$$\text{Poussée des terres : } p_t = \frac{1}{2}[0,333 \times 2 \times (6.03)^2] = 11.99 \text{ t}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } p_{sr} = 1.2 \cdot k \cdot \gamma h = (1.2 \times 0.333 \times 2 \times 6.03) = 4.81 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (2t) : } p_s = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t.}$$

**• Les moments :**

$$\text{Poussée des terres : } M_T = 11.99 \times 1/3(6.03) = 24.09 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{SR} = 4.81 \times 1/3(6.03) = 9.66 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_S = 2,4 \times 6.03 = 14.72 \text{ t.m.}$$

**• Les combinaisons**

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{SR} + M_{SC}) = 1.35 (24.99) + 1.6 (9.66 + 14.72) = 71.52 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{SR} + M_{SC}) = (24.09) + 1.2 (24.09 + 14.72) = 53.34 \text{ t.m}$$

**a) 2. Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur :  $P_G = 0,5 \times 6.03 \times 2,5 = 7.73 \text{ t.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t.}$
- Poids propre de la superstructure :  $P_{su} = 0,3 \text{ t/ml.}$

**• Les moments :**

$$\text{- Poids propre du mur : } M_G = 7.73 \times \frac{6.03}{2} = 23.30 \text{ t.m}$$

$$\text{- Poids propre de la superstructure : } M_{SU} = 0.3 \times 0,5 = 0.15 \text{ t.m}$$

- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{SC} = 4,8 \times 6.03 = 28.94 \text{ t.m}$
- **Les combinaisons :**

**ELU :**  $MELU = 1.35 (M_G + M_{SU}) + 1.6 M_{SC} = 1.35 (23.3 + 0.15) + 1.6 (28.94) = 77.96 \text{ t.m}$

**ELS:**  $MELS = (M_G + M_{SU}) + 1.2 M_{SC} = (23.3 + 0.15) + 1.2 (28.94) = 58.17 \text{ t.m}$

**VII.3.2 Ferrailage :**

**VII.3.2.1 Ferrailage vertical :**

Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$M_U = 77.96 \text{ t.m}$

Dimension ( $1 \times 0.5 \text{ m}^2$ )

$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ cm}$

$b = 1 \text{ m}$

$A_s = 62.91 \text{ cm}^2$  (Par SOCCOTEC) Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de  $62.91 \text{ cm}^2$ , la vérification à l'ELS à donner une section de  $80 \text{ cm}^2$ . Donc pour le ferrailage on prend :

$A_s = 80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit 10HA32/ml pour  $A_s = 80.42 \text{ cm}^2$

**b) Condition de non fragilité :**

🚧 Armatures supérieures :

$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{3}{500} = 6.21 \text{ cm}^2 < 80.42 \text{ cm}^2$

La condition **vérifiée** donc

Pour la disposition constructive on prend :

$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{80.42}{3} = 26.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}32 = 32.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**VII.3.2.2 Ferrailage horizontal :**

La section est soumise à la flexion simple :

$M_u = 71.52 \text{ t.m}$

Enrobage = 3cm

Dimension ( $0.5 \times 1$ )  $\text{m}^2$

Béton = 40Mpa

Acier :  $f_e = 500 \text{ Mpa}$

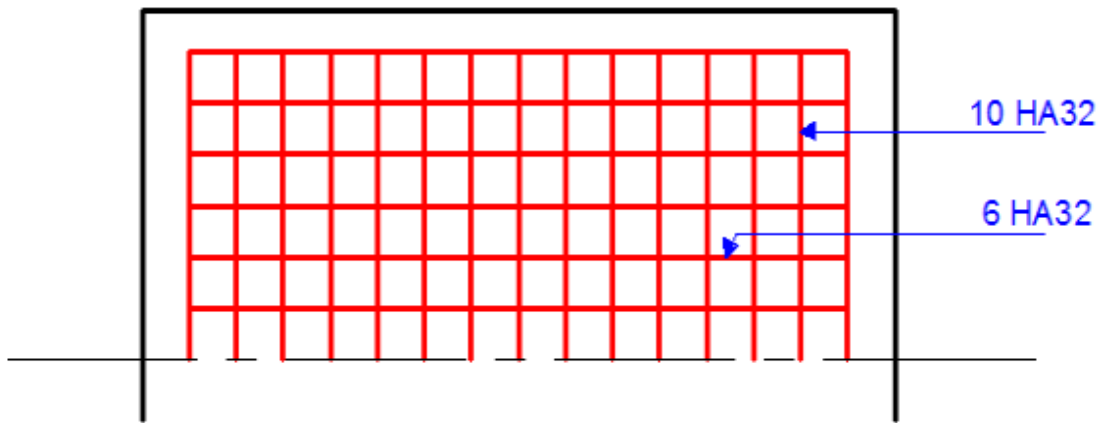
Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de  $31.05\text{cm}^2$ , la vérification à l'ELS à donner une section de  $40.5\text{cm}^2/\text{ml}$ .

Donc pour le ferrailage on prend :

$$A_s = 40.5\text{cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit } 6\text{HA32}/\text{ml} \text{ pour } A_s = 48.25\text{cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{3}{500} = 6.21 \text{ cm}^2 < 80.42\text{cm}^2$$



**Figure VIII.11: ferrailage de mur en retour (vue en plan)**

#### **VII.4 Corbeau :**

##### **VII.4.1 Evaluation des charges et surcharges :**

- Réaction due à la dalle de transition :  $R_1 = q.L/2 = 0,3 \times 3 \times 2,5 / 2 = 1.125 \text{ t/ml}$ .
- Réaction des poids des terres :  $R_2 = q.L / 2 = 0,7 \times 3 \times 2 / 2 = 2.625 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = q.L / 2 = 0,08 \times 3 \times 2,2 / 2 = 0.264 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = q.L=0.24 \times 2.5 \times 1 = 0.6 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = q.L/2=3 \times 1,2/2=1.8 \text{ t/ml}$ .

Combinaison d'action :

Réactions :

$$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) = 9.10 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) = 6.77 \text{ t}$$

Moments :

$$M_{ELU} = [1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) \times 0.14] = 1.27 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times 0.14 = 0.94 \text{ t.m}$$

**VII.4.2 Ferrailage :****VII.4.2.1 Ferrailage vertical :**

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$Mu=1.27 \text{ t.m}$$

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

Dimension

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ cm}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$\text{Béton} = 40\text{Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500\text{Mp}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de  $0.41\text{cm}^2$ , la vérification à l'ELS à donner une section de  $0.5\text{cm}^2$ . Donc pour le ferrailage on prend

$$As = 0.50 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{3HA5} \text{ pour } As = 0.59 \text{ cm}^2$$

**b) Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{3}{500} = 3.72 \text{ cm}^2 < 2.51\text{cm}^2$$

La condition **n'est pas vérifiée** donc on prend :

$$As = 3.72 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA10} \text{ pour } As = 3.93 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_s = \frac{As}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.31\text{cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{3HA10} = 2.36 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 33 \text{ cm}$$

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barres de fixation de **HA25/50** tous les 1m.

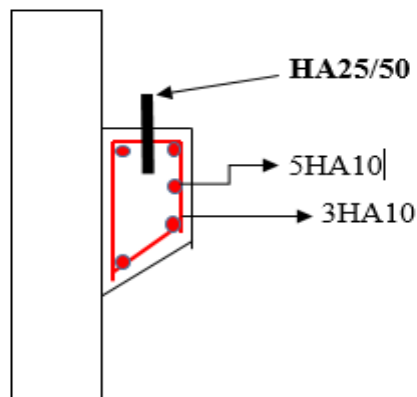


Figure VIII.12: Ferrailage du corbeau

### VIII.5 Mur frontal :

#### VII.5.1 Evaluation des efforts :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ **Forces verticales :**

- Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D240.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau VIII.44: Valeurs des sollicitations

Désignation	$\epsilon_h$	Calculé de p(t)	Effort horizontal $x \epsilon_h \cdot p$	Effort verticales $(1 \pm \epsilon_v)p$	Bras de levier h	Bras de levier v	Moment de renversement $M_R(t \cdot m)$	Moment stabilisateur $M_S(t \cdot m)$
Mur garde grève	CN	38.7	0	38.71	4.41	2.75	0	170.71
	H + V <sup>+</sup>		7.742	41.03			21.29	180.942

<b>Corbeau</b>	CN	9.93	0	9.93	4.39	2.15	0	43.59
	H + V <sup>+</sup>		1.986	10.525			4.269	46.204
<b>Mur frontal</b>	CN	187.	0	187.14	3.47	3.325	0	649.375
	H + V <sup>+</sup>	14	37.428	198.368			124.44	689.419
<b>Mur en retour</b>	CN	17.6	0	17.63	5.01	1.3	0	88.414
	H + V <sup>+</sup>	3	3.526	18.687	5		4.322	93.715
<b>Freinage du à Bc</b>	CN	30	30	/	/	3.47	104.1	/
	H + V <sup>+</sup>		0	/			0	/
<b>Dalle de transition</b>	CN	13.5	0	13.56	6.26	1.5	0	84.885
	H + V <sup>+</sup>	6	2.71	14.37			4.06	89.956
<b>Tablier</b>	CN	155	0	1559.4	4.11	2.90	0	6409.134
	H + V <sup>+</sup>	9.45	311.89	1653.01			904.481	6793.89
<b>Poids de terres Sur DT</b>	CN	127.	0	127.06	4.93	2.90	0	626.405
	H + V <sup>+</sup>	06	25.412	134.683			73.69	663.987
<b>Poussée des terres Mur GG+ mur frontale</b>	/	/	105.35	/	/	2.90	305.515	/
	/	/	145.25	/	/		412.225	/
<b>Poussée des surcharges MGG +MF</b>	/	/	41.93	/	/	3.325	139.417	/
	/	/	57.81	/	/		192.218	/
<b>Total</b>	/	/	177.28	1953.43	/	/	549.023	8166.228
	/	/	591.768	2019.12	/	/	1736.673	8558.113

• **Récapitulatif des efforts :**

🚧 **Condition normale :**

Effort normal :  $\Sigma (1+ v) P = 1953.43 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma(1+v)P}{b} = \frac{1953.43}{17.56} = 111.241 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 111.241 = 150.178 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment: } M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 8166.228 - 549.023 = 7617.205 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS: } M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{7617.25}{17.56} = 433.78 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 196.904 = 585.60 \text{ t.m}$$

**🚧 Condition sismique :**

$$\text{Effort normal : } \Sigma(1+v)P = 2019.125 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } N = 114.98 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } N = 155.22 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Moment: } M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 8558113 - 1736.673 = 6821.44 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS : } M = 388.46 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } M = 524.42 \text{ t.m}$$

**Tableau VIII.45: Sollicitation à la base de voile**

	à l' ELU		à l' ELS	
	Condition normal	Condition sismique	Condition normal	Condition sismique
<b>M (t.m)</b>	585.60	524.42	196.904	433.78
<b>N(t)</b>	111.241	155.22	114.850	114.98

**VII.5.2 Ferrailages de mur frontal :**

**VII.5.2.1 Ferrailages verticaux :**

La section est soumise à la flexion composée.

$$N_u = 155.42 \text{ t}$$

$$M_u = 524.42 \text{ t.m}$$

$$\text{Béton} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Dimension (1x 2.94 m}^2) \text{ et } d = 0.9 h = 2.646 \text{ m}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de  $0.00 \text{ cm}^2$ , (section entièrement comprimée)

- **La condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 264.6 \times \frac{3}{500} = 36.51 \text{ cm}^2 > A_S$$

- **La condition est non vérifiée**

$$\text{On prend } A_S = 36.51 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **12HA20** avec  $A_s = 37.70 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 8 cm

- **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{37.70}{3} = 12.56 \text{ cm}^2$$

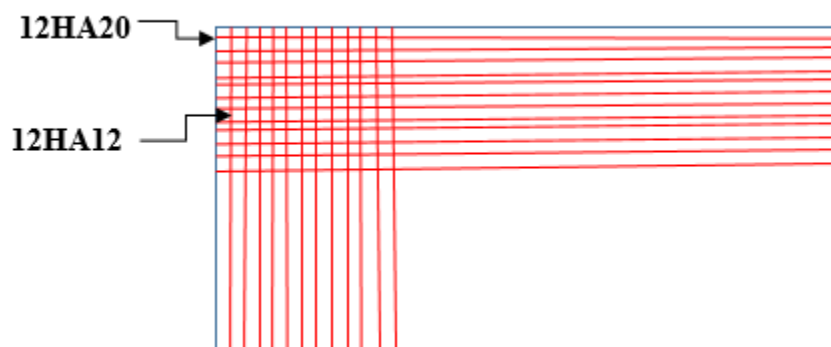
Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend : **12HA12** (12.06cm<sup>2</sup>), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 8 cm.

#### VII.5.2.2 Le ferrailage horizontal : (Armatures de répartition).

On prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{37.70}{4} = 9.425 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 9 HA12 (10.18 cm<sup>2</sup>), avec un espacement de 11 cm.



**Figure VIII.13: Ferrailage du mur de front.**

### VIII Etude et ferrailage de la semelle :

#### IX.1 Caractéristique de la semelle:

Longueur :  $L = 17.56 \text{ m}$

Largeur :  $B = 6.60 \text{ m}$

Epaisseur :  $E = 2 \text{ m}$  •

Evaluation des efforts agissants sur la semelle : Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

**Tableau VIII.46: Sollicitations agissants sur la semelle.**

Désignation	H(τ)	V(t)	M <sub>R</sub> (t · m)	M <sub>S</sub> (t · m)
Totale	267.58	3206.46	1046.06	9582.134
	1000.95	3104.019	4548.84	10153.592
	1041.45	3021.57	4674.893	9021.99

- **Conditions normales :**

$$N_{\max} = 3206.46 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 9582.134 - 1046.06 = 8536.074 \text{ t.m}$$

- **Conditions sismiques :**

$$N_{\max} = 3104.019 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 10153.592 - 4548.84 = 5604.752 \text{ t.m}$$

- **Détermination des nombres des pieux :**

Effort normal maximal :  $N_{\max} = 3104.019 \text{ t}$

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 600 t. Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{3104.019}{600} = 5.17$$

On prend 5 pieux.

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n' \sum y_i^2}$$

Avec :

n : Nombre total des pieux sous semelle n = 5.

n' : Nombre de pieux par file.

y<sub>i</sub> : Distance entre le centre de gravité et les filles des pieux.

Avec les hypothèses suivantes :

Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Semelle infiniment rigide

Pieux identiques.

- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{3206.46}{5} + \frac{8536.074 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = 1589.74 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{3206.46}{5} - \frac{8536.074 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = -307.16 \text{ t}$$

- **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{3104.019}{5} + \frac{5604.72 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = 1243.47 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{3014.019}{5} - \frac{5604.72 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = -1.85 \text{ t}$$

### IX.2 Ferrailage de la semelle:

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \left[ \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

Avec :

$$R_{MAX} = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \sum y_i^2}$$

$$L = 1756 \text{ cm,}$$

$$b = 630 \text{ cm,}$$

$$h = 200 \text{ cm,}$$

$$R_{\max} = 8536.074 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot \frac{Fe}{3} \rightarrow 333.33 \text{ MPa}$$

D'ou on aura :

$$A_s = \frac{8536.074}{333.33} \left[ \frac{\frac{1756}{2} - \frac{630}{4}}{200} \right] \rightarrow A_s = 92.25 \text{ cm}^2$$

**VIII.1.1 Nappe inférieure :**

On prendra des armatures en **20HA25** avec  $A_s = 98.17 \text{ cm}^2$  et avec un espacement de 15 cm.

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 2 - 0.5}{20 - 1} = 0.142m$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

D'après le fascicule 62 titre II,  $\rightarrow H_s \geq \frac{3\phi}{2.5}$

$$\phi + H_s = 1.2 + 1.5 = 2.7$$

$$\frac{A_s}{2.7} = 32.72 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans l'autre sens seront prises en **11HA20** avec  $A_s = 34.56 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :

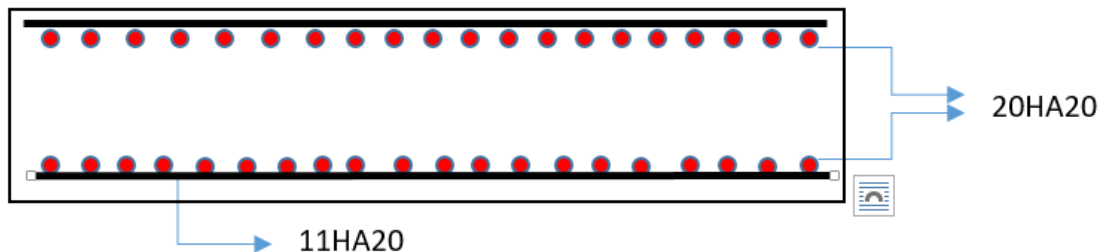
$$S_t = \frac{\phi + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 2 - 0.5}{20 - 1} = 0.12m$$

$$E=15 \text{ cm}$$

**VIII.1.2 Nappe supérieure :**

On prendra des armatures en **20HA25** avec  $A_s = 98.17 \text{ cm}^2$  et avec un espacement de 15 cm.

Les armatures dans l'autre sens seront prises en **11HA20** avec  $A_s = 34.56 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20 cm.



**Figure VIII.14: Ferrailage de la semelle.**

## IX Les pieux

### X.1 Etude et ferrailage 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.

#### IX.1.1 Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :  $a = \sqrt{\frac{4EI}{c_u b}}$

$\alpha$ : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

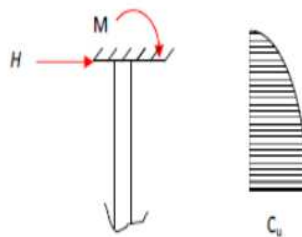


Figure VIII.15: Action sur les pieux

• Calcul de :

$b = \varnothing \text{ pieu} = 1,20\text{m}$

$CU = 3.5\text{kg/m}^3$

$E = 11000\sqrt{30} = 34179.55 \text{ kg/cm}^2$  Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1017}} = 0.225 \text{ m}^{-1}$$

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où :

$$\lambda L = 0.225 \times 12 = 2.7 \text{ m}$$

Avec : L= la longueur de pieu L = 12 m

### IX.1.2 Effort tranchant en tête du pieu :

#### Condition normale :

Freinage : 30t

Poussées des terres et surcharges : 267.58 t

D'où : H = 297.58 t

Donc :

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{297.58}{5} = 59.512 \text{ t/pieu}$$

- **Condition sismique :**

Poussées des terres et surcharges : 1000.95 t

Donc :

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{1000.95}{5} = 200.19 \text{ t/pieu}$$

### X.2 Calcul des pieux par la formule de WARNER:

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{p_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M_{(z)} = X_{\theta M} \times M_{adm} + \frac{p_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

$M_{adm}$  : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{a}$

$X_{\theta M} X_{\theta P}$  : Donnés par les abaques de WARNER en fonction de L.

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$\begin{cases} \lambda l = 2 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.35 & X_{\theta M} = 1.69 \\ \lambda l = 3 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.16 & X_{\theta M} = 1.48 \end{cases}$$

**Condition normale :**

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{297.58}{5} = 59.512 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = -211.285 \text{ t.m}$$

• **Condition sismique :**

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{1000.95}{5} = 200.19 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = -697.35 \text{ t.m}$$

### X.3 Ferrailage des pieux :

#### IX.3.1 Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

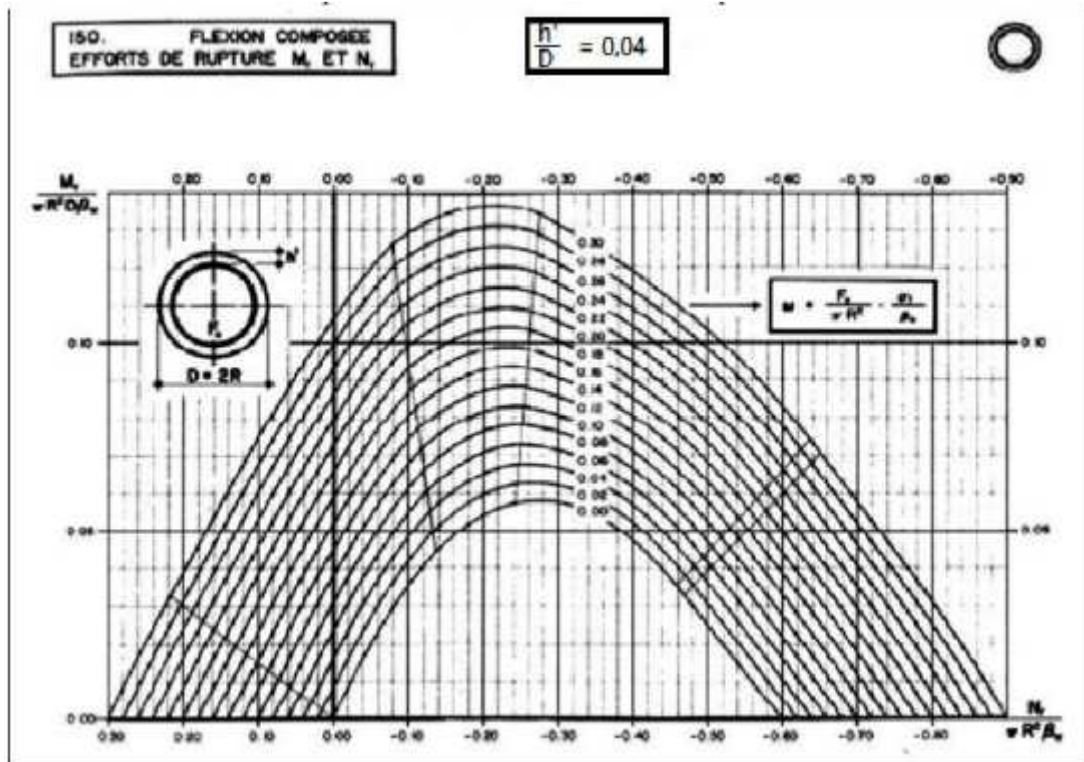


Figure VIII.16: Abaque de Walther

$$M_{max} = -697.35 \text{ t.m}$$

$$N_{min} = 59.512 \text{ t.m}$$

• **Détermination de la section d'armature :**

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

• **Détermination de la section d'armature :**

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{-697.35}{3.14(0.6)^2 \times 1.2 \times 3000} = -0.17$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{59.512}{3.14(0.6)^2 \times 3000} = 0.017$$

Où :

$\beta_w$  : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ( W = 30 MPa=3000 t/m2).

R : rayon du pieu.

On a d'après l'abaque :  $\omega = 0.18$

$\omega$  : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\Rightarrow F_a = 0.18 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.19 \frac{3.14(0.6)^2 \times 30}{500} = 122.083 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 25HA25 (AS = 122.65 cm<sup>2</sup>).

**L'espacement :**

$$s_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{25} = 15.072 \text{ cm}$$

On prend :  $s_t = 16 \text{ cm}$

### IX.3.2 Ferrailage transversal :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

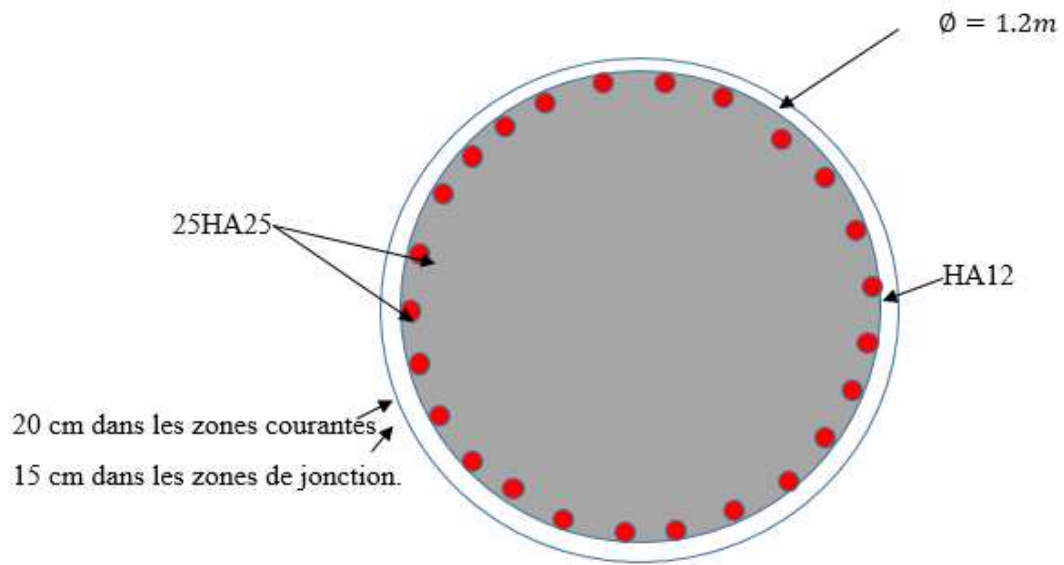


Figure VIII.17: Schéma de ferrailage de pieux

# CHAPITRE IX

### I. Introduction :

La définition des appuis d'un ouvrage est un des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble, le choix ne peut se faire que progressivement, ou à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse qui englobe :

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.

### II. Choix de la pile :

On opte pour la pile portiques, cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre, qui transmet les efforts au sol par les fûts puis la semelle.

### III. Pré dimensionnement de la pile :

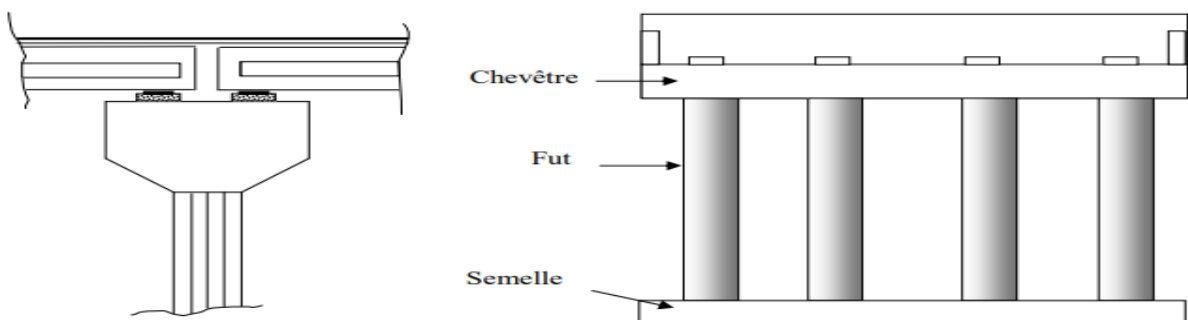


Figure IX.1: Eléments constituant une pile.

#### III.1 Dimensions du chevêtre sont :

$H=1.85\text{m}$  ; H : la hauteur du chevêtre.

$L=17.85\text{m}$  ; L : la longueur du chevêtre.

$D= 3.20\text{m}$  ; D: la largeur de la chevêtre

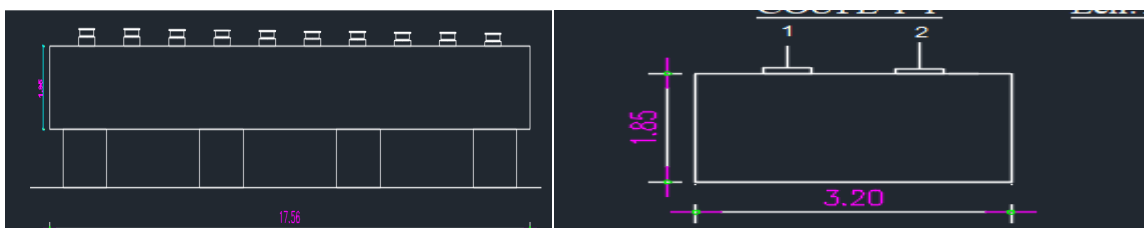


Figure IX.2: Les dimensions du chevêtre

## III.1.1 Poids propre du chevêtre :

- **Calcul des volumes :**

Le volume total du chevêtre est :  $V_T = 17.56 \times 1.85 \times 3.20 = 103.9552 \text{m}^3$

- **Calcul du poids propre :**

Le poids propre du chevêtre est :  $P_{rp} = 103.9552 \times 2.5 = 259.889 \text{T}$

## III.2 Dimensions de fut et la semelle:

- **Les dimensions du fut :**

La hauteur de fut :  $H = 5.40 \text{m}$

Le diamètre du fut :  $\theta = 1.6 \text{m}$

- **Les dimensions de la semelle :**

La hauteur de la semelle est :  $H = 2 \text{m}$

La longueur de la semelle est :  $L = 17.56 \text{m}$

La largeur de la semelle est :  $D = 6.60 \text{m}$

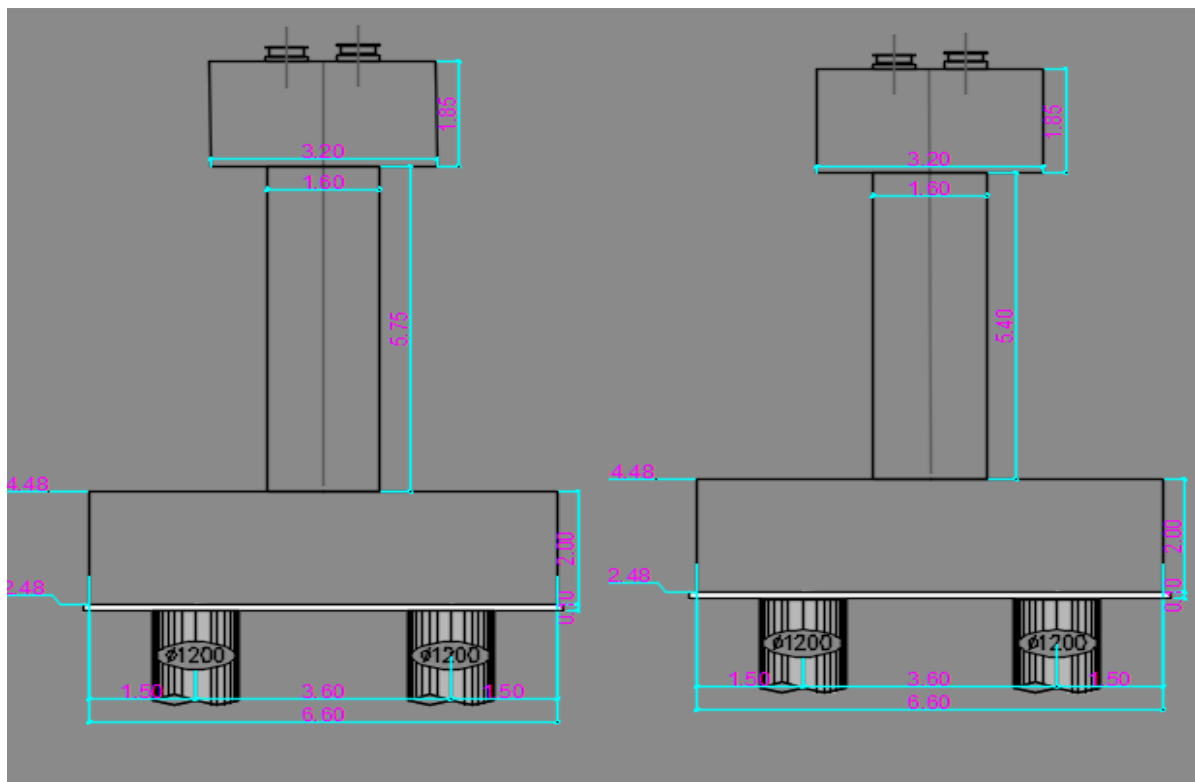


Figure IX.3: dimensions du fut et la semelle.

**III.3 Etude du fût :**

**III.3.1 Evaluation des charges et surcharges :**

**3.1 La charge permanente G :**

$$G = 1551.45 \text{ t}$$

Poids propre du fût :

$$S = \frac{(3.14 \times 1.6 \times 1.6)}{4} = 2.0096m^2$$

$$V = 2.0096 \times 5.75 = 11.55m^3$$

$$P_{pr} = 11.55 \times 2.5 = 28.888t$$

$$P_{prt} = 28.888 \times 4 = 115.552 T$$

Charge verticale : chevêtre + fût = 259.889+115.552 = 375.441 t

Charge du vent :  $W = 0.2 \text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

Charge horizontale : force de freinage :  $F_F = 16.06 \text{ t}$

Séisme :

$$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 1551.45 + 375.441 = 1926.891 \text{ t}$$

$$G = 1926.891 \text{ t}$$

{  
 Ey : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.  
 Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ex : } \pm 0.2 \cdot G = 0.2 \cdot 1926.441 = 385.3782 \text{ t} \\ \text{Ey : } \pm 0.06 \cdot G = 0.06 \cdot 2310.56 = 115.613 \text{ t} \end{array} \right.$$

**1.2 Les combinaisons :**

Selon **SETRA** les combinaisons à prendre en compte sont :

$$ELS = G + V + W + F_F$$

$$ELU = 1.35 (G + V) + 1.6 (W + F_F)$$

$$ELA = \begin{cases} G + V + Ex \\ G + V + Ey \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

**Tableau IX.47: Les sollicitations maximales obtenues**

	<b>ELS</b>	<b>ELU</b>	<b>ELA</b>
<b>R(t)</b>	2406.891	3369.30	2312.269
<b>Nx</b>	16.06	25.696	401.43

Ny	2912.191	4177.78	2042.504
Mx	115.632	185.0112	2890.36
My	91.08	145.73	2865.816

III.3.2 Ferrailage en flexion composée :

$$ELU: \begin{cases} M_U = 145.73 \text{ t.m} \\ N_U = 25.696 \text{ t} \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} M_S = 91.08 \text{ t.m} \\ N_S = 16.06 \text{ t} \end{cases}$$

✚ Stabilité du fût au flambement :

On doit vérifier que :  $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 7.2 = 5.04 \text{ m}$$

$$i = \frac{\emptyset}{4} = \frac{1.6}{4} = 0.4 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 12.6$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{145.73}{25.696} = 5.6 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ 50; \frac{67 \times e_0}{D} \cdot 100 \right\} = 50$$

$\lambda < \bar{\lambda} \rightarrow$  Condition vérifiée

Avec :  $L_f$  : Longueur de flambement

III.3.2.1 Armatures longitudinales :

Le Calcul des armatures se fait pour une section circulaire en flexion composée :

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferrailage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

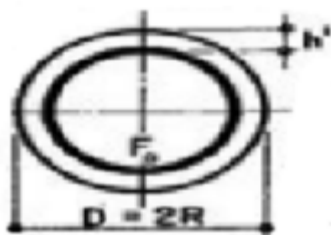


Figure IX.4: Calcul des paramètres de Walther.

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$\beta w = f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w} = \frac{0.25696}{\pi \times 0.8^2 \times 30} = 0.042$$

$$m = \frac{1.4573}{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 30} = 0.024$$

$$h' = 0.05$$

$$d = 2R = 1.6$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de  $w = 0.10$

$$w = \frac{A_s}{\pi \cdot R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$

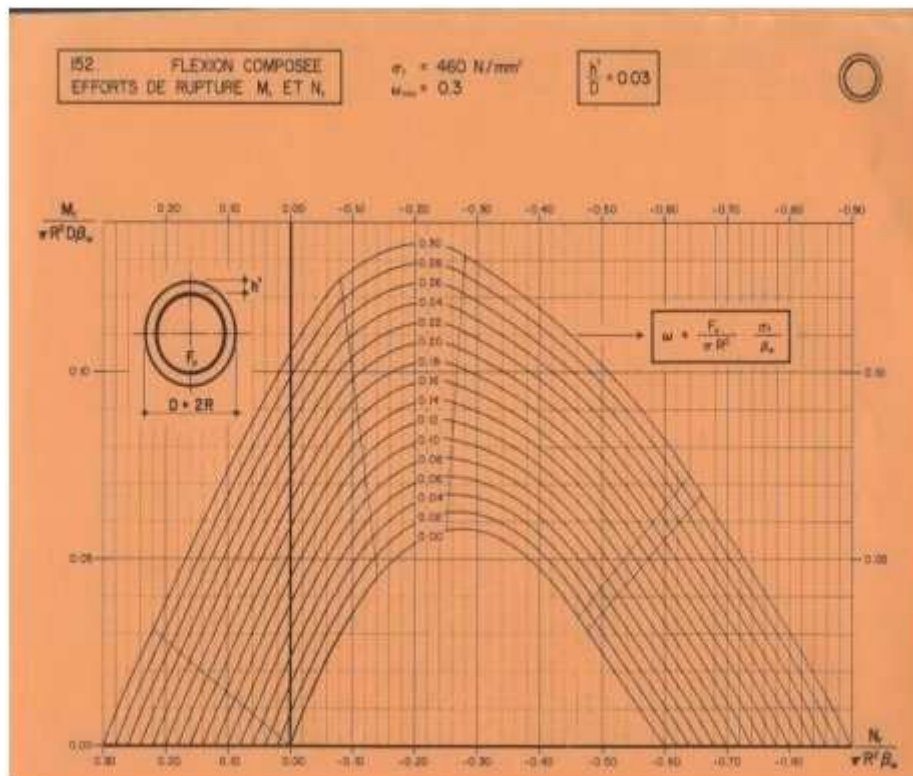


Figure IX.5: Abaque de Walther.

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot w}{f_e} = \frac{\pi \times 0.8^2 \times 30 \times 0.10}{500} = 120.576 \text{ cm}^2$$

Soit : 25HA25 (122.65 cm<sup>2</sup>)

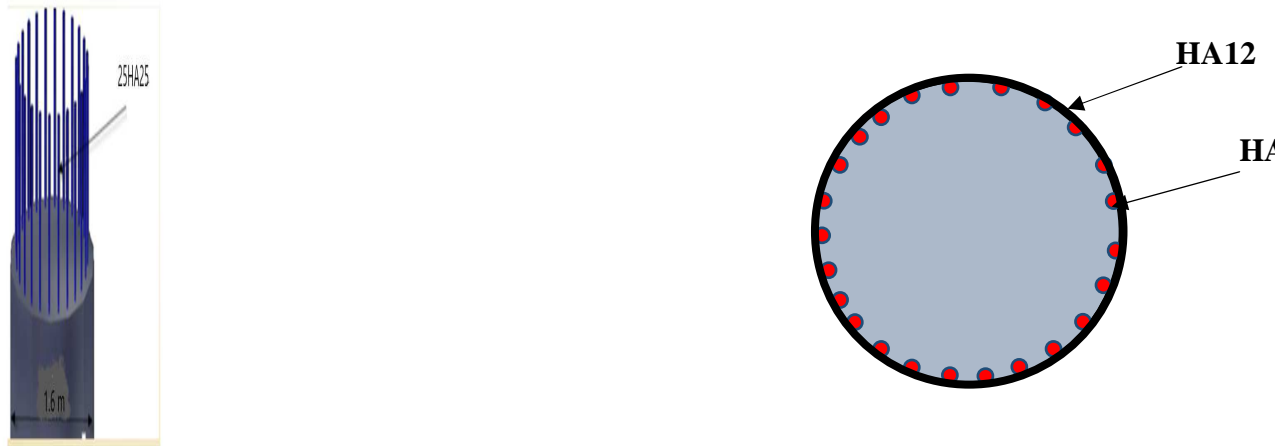
❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \cdot \pi \cdot R^2 = 56.03 \text{ cm}^2 < 122.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.2.2 Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \text{Donc :} \quad \phi_t = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \phi_l = 12 \text{ mm} \rightarrow$$

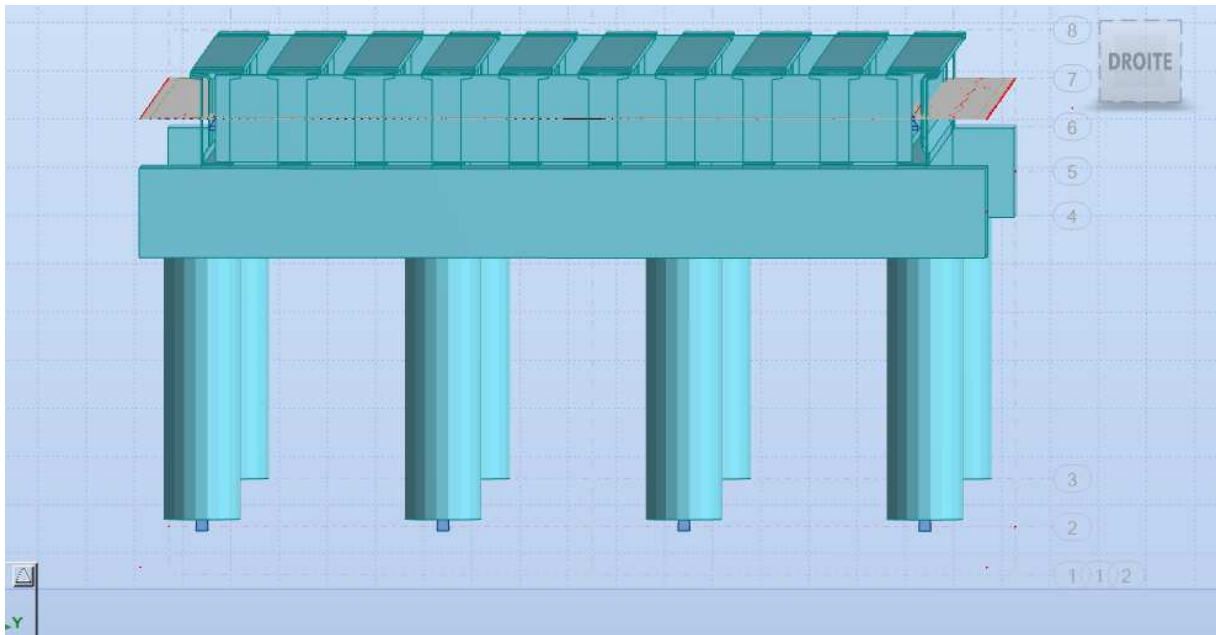
Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.



**Figure IX.6: Ferrailage du fut.**

**III.4 Ferrailage du chevêtre :**

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appui sur les quatre fûts figure 9.7 :



**Figure IX.7: Introduire le chevêtre dans Autodesk Robot.**

III.4.1 Résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :

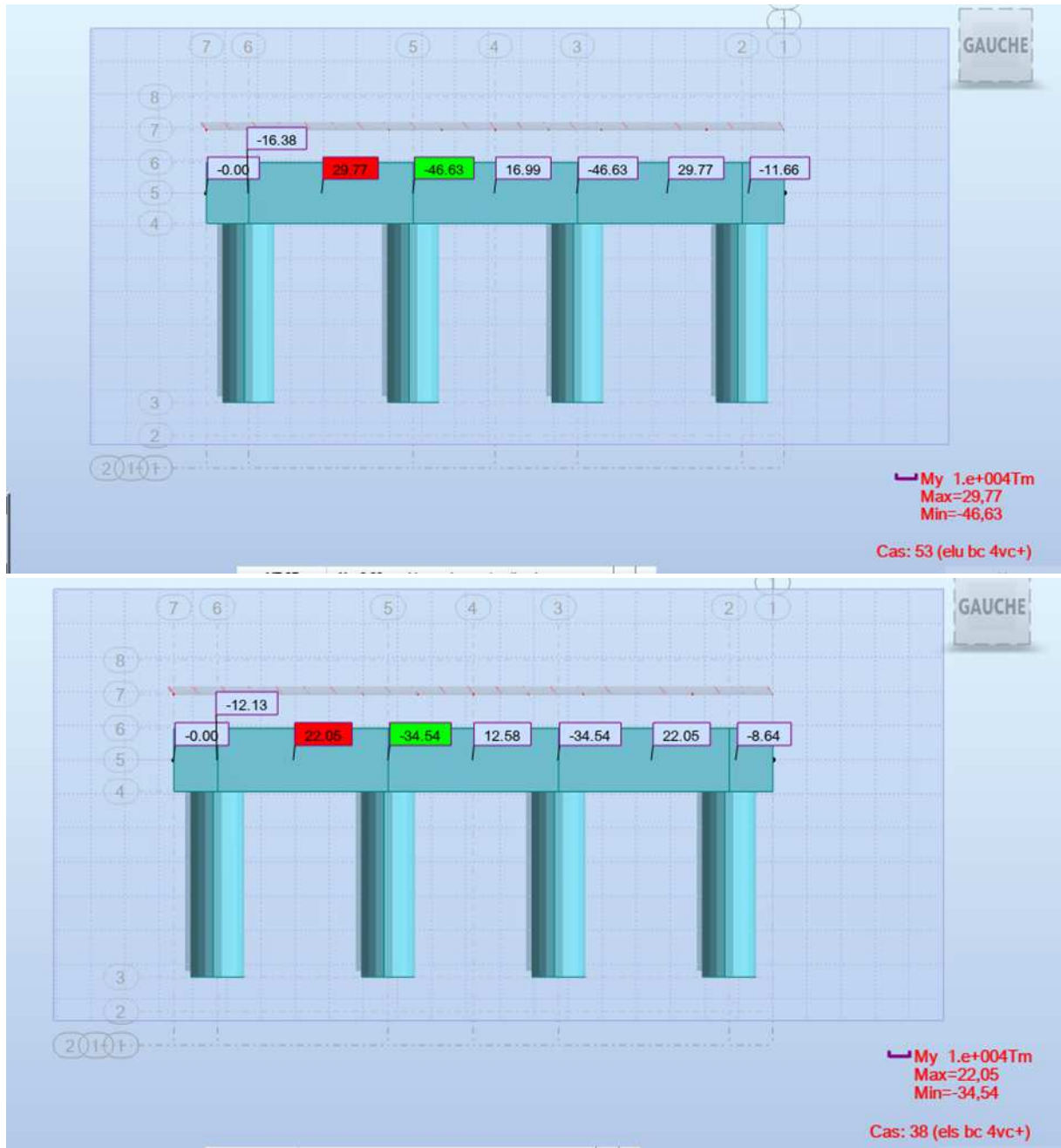


Figure IX.8: Moment maximum transversal dans le chevêtre a ELS et ELU

III.5 Ferrailage

III.5.1 En travée :

$H = 185 \text{ cm}$ ,  $d = 0,9h = 166.5 \text{ cm}$ ,  $b = 320 \text{ cm}$

III.5.1.1 E. L. U :

$M_u = 29.77 \text{ t.m}$

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

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

$$\mu = \frac{29.77}{100 \times 10^{-2} \times 166.5^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.0064$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0064}}{0.8} = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.008) = 0.996$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29.77}{0.996 \times 166.5 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 40.12 \text{ cm}^2$$

### II.1.2.1 E. L. S :

$$M_U = 22.5 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$ ; les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(333.33, 240.99) = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{22.5}{1 \times 166.5^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.0057$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0057}}{0.8} = 0.0071$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.006) = 0.997$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 1.665 \times 0.997 = 1.66$$

$$A_s = \frac{M_{S.max}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{22.5}{1.660 \times 240.99} \times 10^2 = 56.2$$

On choisit 11HA25 = 12.06 cm<sup>2</sup>

On vérifie la condition de non fragilité :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 56.2 \text{ cm}^2$$

III.1.1 En appuis :

III.1.1.1 E. L. U :

$$M_u = 46.54 \text{ t.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{46.63}{100 \times 10^{-2} \times 166.5^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.098$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}}{0.8} = 0.10$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

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

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46.63}{0.96 \times 1.665 \times 434} \times 10^2 = 67.21 \text{ cm}^2$$

III.1.1.2 E. L. S :

$$M_U = 34.54 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$  ; Les fissurations sont préjudiciables, on a :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 3)} \right\} = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{34.54}{100 \times 10^{-2} \times 166.5^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.005$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}}{0.8} = 0.0062$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 1.665 \times 0.99 = 1.64$$

$$A_s = \frac{M_U}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{34.54}{1.64 \times 240.99} = 87.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 18HA25 = 6.79 cm<sup>2</sup>

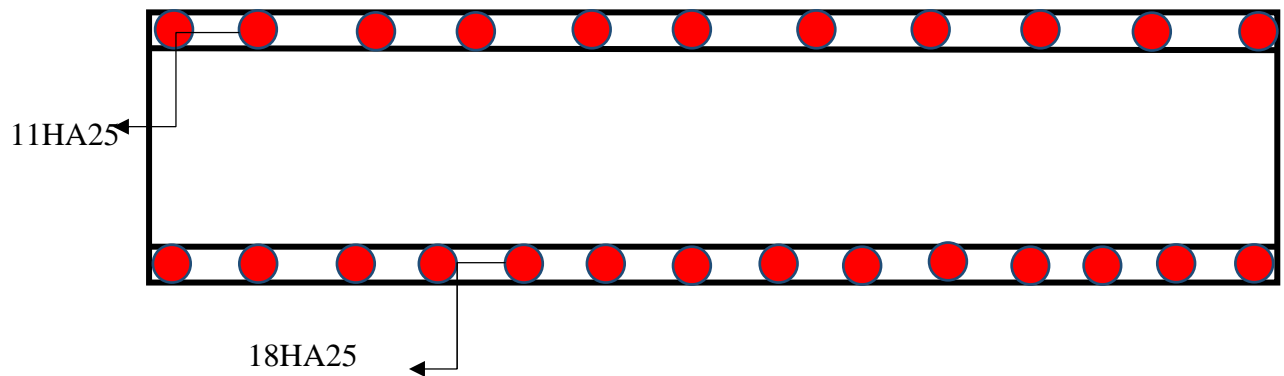


Figure IX.9 : Ferrailage de chevêtre.

### III.5 Etude de La semelle :

#### III.5.1 Evaluation des efforts :

Conditions normales :

a. Charges verticales :

CP (Tablier + 4Fûts + Chevêtre) = 1926.891 t.

Surcharges ( $BC_{4vc} + ST$ ) = 240 t.

Poids de la semelle : 579.48 t.

Poids des terres : 276.88 t.

Donc :  $N_{\max} = 3023.251$  t.

b. Charges horizontales :

Freinage :  $F_{BC} = 16.06$  t.

Vent :  $F_v = 0,2 \text{ t/m}^2$ .

Récapitulatif :

Effort normal :  $N_{\max} = 3023.251 \text{ t}$ .

Moments à la base du fût :

- Freinage :  $M_{BC} = 16.06 \times 17.56 = 282.013 \text{ t.m.}$

- Vent :  $M_v = 0,25 \times 73,66 = 1.54 \text{ t.m.}$

Donc :  $N_{\max} = 3023.251 \text{ t}$ .

$M_{\max} = 283.553 \text{ t.m.}$

Condition sismique

$G (1 \pm 0,06)$  avec  $G = 3023.251 \text{ t}$

$N_{\max} = 3204.64 \text{ t}$

$N_{\min} = 2841.85 \text{ t}$

$M = 283.553 \times 4 = 1134.212 \text{ t}$

**III.5.2 Détermination des nombres des pieux :**

-Effort normal maximal :  $N_{\max} = 3204.64 \text{ t}$

-En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 600 t. Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{3204.64}{400} = 8.011$$

On prend 10 pieux.

**🚧 Effort revenant à chaque pieu**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

Chaque fut ramène un moment est un effort normal

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \cdot \sum y_i^2}$$

**Condition normale :**

$$N_1 = \frac{3023.251}{10} + \frac{283.553 \times 1.8}{10 \cdot (1.8)^2} = 318.07 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{3023.251}{10} - \frac{283.18 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = 286.57 \text{ t}$$

**Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{3204.64}{10} + \frac{1134.212 \times 1.8}{10 \cdot (1.8)^2} = 383.47 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{3204.64}{10} - \frac{1134.212 \times 1.8}{10 \cdot (1.8)^2} = 257.45 \text{ t}$$

Vérification de poinçonnement



$$R_{max} = 286.57 < 400 \text{ t} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de soulèvement

$$R_{min} > 0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.5.3 Ferrailage de la semelle :**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left[ \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } R_{max,min} = \frac{Nq}{n} \pm \frac{Mx \cdot ey}{\sum ey^2} \pm \frac{My \cdot ex}{\sum ex^2}$$

$$L = 756 \text{ cm,}$$

$$b = 630 \text{ cm,}$$

$$h = 200 \text{ cm,}$$

$$R_{max} = 3204.64 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot \frac{Fe}{3} \rightarrow 333.33 \text{ MPa}$$

D'ou on aura :

$$A_s = \frac{3204.64}{333.33} \left[ \frac{\frac{1756}{2} - \frac{630}{4}}{200} \right] \rightarrow A_s = 34.63 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\text{D'après le fascicule 62 titre II,} \quad \rightarrow H_s \geq \frac{3\phi}{2.5}$$

$$\phi + H_s = 1.2 + 2 = 2.7$$

$$\frac{A_s}{3.7} = 9.35 \text{ cm}^2$$

**Nappe inférieure :** On prendra des armatures en **08HA25** avec un espacement de 12 cm.

Les armatures dans l'autre sens seront prises en 08HA12 avec un espacement de 12 cm.

**Nappe supérieure :** On prendra des armatures en **08HA25** avec un espacement de 12 cm.

Les armatures dans l'autre sens seront prises en 08HA12 avec un espacement de 12 cm

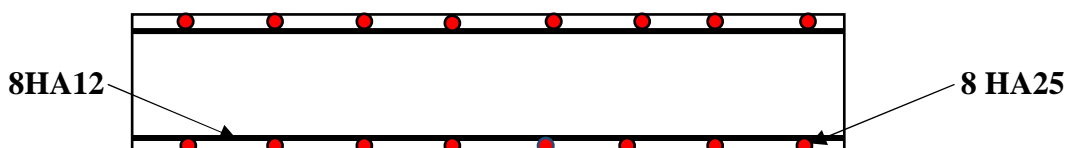


Figure IX.9: Croquis du ferrailage de la semelle.

### III.6 Etude et ferrailage des pieux :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle et libre à la base. Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$a = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b}}$$

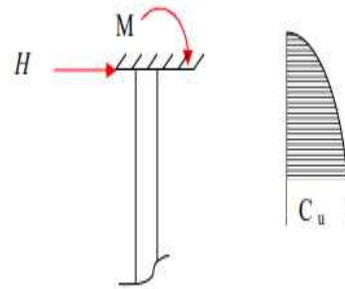


Figure IX.10: Action sur les pieux

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

Calcul de  $\lambda$  :

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1,20 \text{ m}$$

$$CU = 2550 \text{ t/m}^3$$

$$E = 11000\sqrt{30} = 34179.55 \text{ kg/cm}^2 \text{ Module d'élasticité du béton.}$$

I : Moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCU}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1017}} = 0.225 \text{ m}^{-1}$$

D'où,  $\lambda L = 0,225.15 = 3,82$  avec : L la longueur de pieu L=15 m.

**III.6.1 Effort tranchant en tête du pieu**

**a. Condition normale**

Freinage : 16.06t

Variation linéaire : 37,5 t

D'où H = 53.56 t

Donc  $P = \frac{H}{10} = 5,35$  t /pieu

**b. Condition sismique**

Séisme : 24,81 t

Variation linéaire : 37,5 t

D'où H = 62,31 t

Donc  $\bar{P} = \frac{H}{10} = 6,23$  t/pieu

**III.6.2 Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{P_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Dans notre cas on concéder que, le pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle

$$M(z) = X_{\theta M} \times M_{adm} + \frac{P_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

$M_{adm}$  : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{a}$

$X_{\theta M} X_{\theta P}$  : Donnés par les abaqués de WARNER en fonction de L.

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = -\frac{X_{op}}{X_{OM}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow X_{OP} = 1.16 & X_{OM} = 1.34 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow X_{OP} = 1.26 & X_{OM} = 1.46 \end{cases}$$

$$\lambda L = 3,82 \Rightarrow X_{Op} = 1.184 \quad X_{OM} = 1.46$$

**a. Condition normale**

$P = 5.35$  t / pieu  $\Rightarrow M = -19.71$  t .m

**b. Condition sismique :**

$P = 6.23$  t / pieu  $\Rightarrow M = 23.39$  t .m

III.6.3 Détermination de la section d'armature :

III.6.3.1 Armatures longitudinales :

✚ La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{\pi \times R^2 \times f_{c28}}{f_e} \times w = \frac{3.14 \times 120^2 \times 30}{500} \times 0.06 = 162.86 \text{ cm}^2$$

Avec :  $w = 0.06$  (tirés par les abaques de WALTHER)

D'où  $A_s = 162.86 \text{ cm}^2$  On prend **21HA32**  $A_s = 168.89 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{18} = 20.93 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.6.3.2 Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{32}{3} = 10.66$$

Donc on prend des cercles de  $\phi_{12}$  ; avec un espacement de 20 cm.

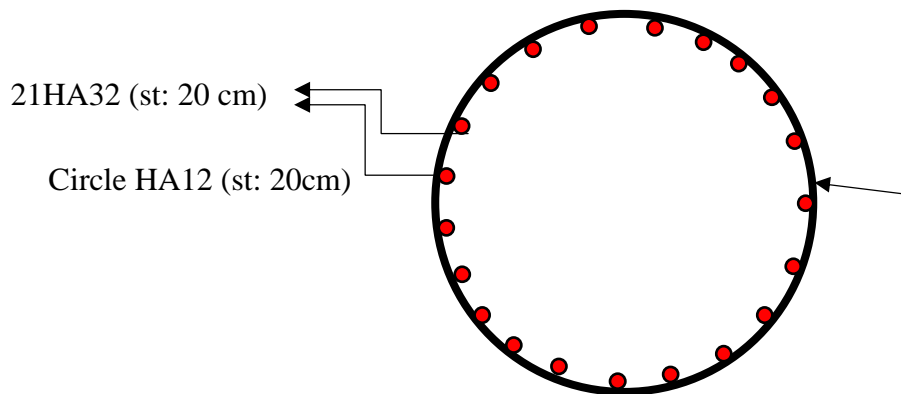


Figure IX.11: Schéma de ferrailage



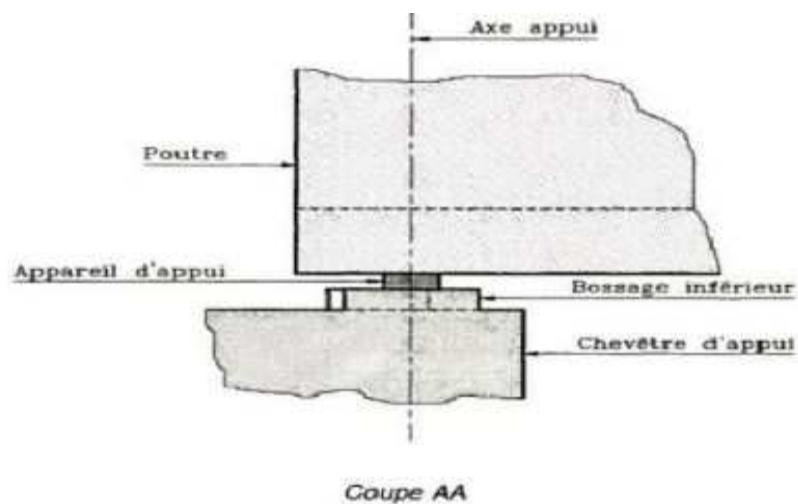
# CHAPITRE X

**I. Introduction :**

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis. Ils ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations. En fonction des impératifs de construction, (ponts routiers, ponts rails,...), de la nature et de la grandeur des efforts à transmettre.

**II. Appareils d'appui :**

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation,



**Figure X.1: Disposition des appareils d'appuis.**

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

### III.1 Type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage:

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.



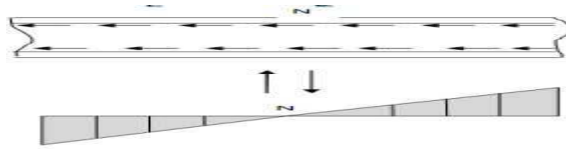
**Figure X.2: Appareil d'appui en élastomère fretté**

### III.2 Dimensionnement des appareils d'appuis:

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène.

Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et en fin les appliquées sur notre cas de projet.

- Efforts normales de compression** : sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.



**Figure X.3: effet de l'effort normal.**

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sigma_m$  : La contrainte moyenne de compression due à l'effort

$N_{\max}$  : Réaction d'appui

2 MPa. : Condition de non cheminement.

15 MPa: Condition de non écrasement.

$a \times b$ : Dimension en plan de l'appareil tel que  $a = b$  avec  $a \rightarrow$  dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

**Contrainte maximal de cisaillement :**

$$\tau_{\max} = \frac{1.5\sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)}$$

$\beta$  : Coefficient de forme

t: Épaisseur normale d'une feuille de néoprène

Au début de la mise en charge sous  $\sigma_{m\max} = 3 \text{ MPa}$  il subit un écrasement d'adaptation de 1mm.

Cette valeur supplémentaire de l'écrasement est calculée avec la formule :

$$\Delta e_t = k_1 \times n \times \frac{t^3}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

n: Nombre de feuillet.

$k_1$ : Coefficient en fonction de

G: Module de déformation transversale, avec  $G = 0.8 \text{ MPa}$  pour les ponts route

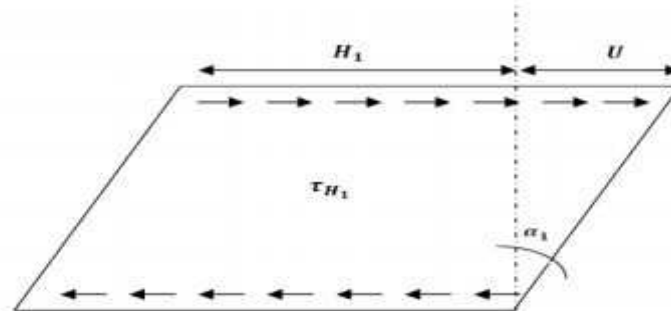
L'écrasement sera :

$$e_t = 1\text{mm} + \Delta e_t$$

**Distorsion :**

Elle est due aux déplacements horizontaux, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Alors deux cas se présentent :

la déformation U de l'appareil st lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant



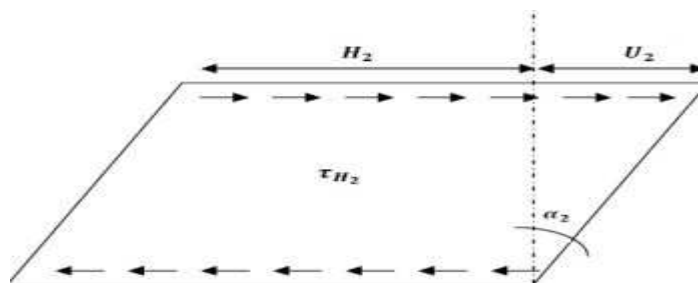
**Figure X.4:1 er cas de torsion.**

$$\text{tg}\alpha = \frac{u_1}{T} \text{ avec } T = \sum t_i$$

$$\text{On a : } t_{H1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \frac{u_1}{T}$$

$$\text{Et : } H_1 = a \cdot b \cdot t_{H1} = G \times a \times b \times \frac{u_1}{T}$$

L'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique  $H_2$  (freinage, vent, force centrifuge). Dans un cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique



**Figure X.5: 2ème cas de torsion.**

$$t_{H2} = \frac{H}{a \times b}$$

On a :

$$\text{tg}\alpha_2 = \frac{\tau_{H2}}{2 \times G}$$

D'où :

$$\frac{u_2}{t} = \text{tg}\alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$u_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

Rotation :

g La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M créée par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\theta_T}{n} \times \frac{a^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{k_2}$$

$k_2$ : Coefficient de forme en fonction de  $b/a$

$\theta_T$  : Rotation d'appui sous l'effet des charges permanentes et des surcharges

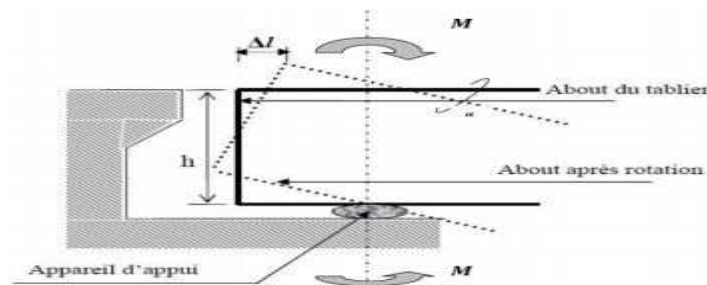
$\theta_T = \frac{\theta_t}{x}$ . : ( $\theta_t$  Angle de rotation d'un seul feuillet (rd)) Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit:

$$\tau_a = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \theta_t$$

Lors de la rotation les contraintes  $\tau_a$  et  $\tau_b$  s'additionnent vectoriellement selon deux direction parallèles aux cotes a et b.

$$\tau_{\alpha.a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.a}$$

$$\tau_{\alpha.b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{b}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.b}$$



**Figure X.6: Rotation de l'about du tablier.**

### III Prescription réglementaire :

#### 1.1. Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau = \tau_N + \tau_h + \tau_{a.t} \\ \tau_{h1} \leq 0.5G \\ \tau_h \leq 0.7G \end{cases}$$

#### 1.2. Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$\sigma_{m \max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 15 \text{ MPa}$$

#### 1.3. Vérification de condition de non soulèvement :

$$\theta_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

#### 1.4. Condition de non cheminement :

D'après le bulletin technique n°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{m \min} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

Tel que :

$N_{\max}$  Est la réaction engendrée par le poids propre

#### 1.5. Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

N : Valeur de l'effort normal

F : Coefficient de frottement, avec :  $f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m}$

#### Remarque :

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équilibre des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m < k \times G \times \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : Coefficient de frottement.

### 1.6. Condition de non flambement :

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

### 1.7. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ MPa} \rightarrow \text{pour l'aciers E24 - 1}$$

## IV Application à notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

### IV.1 Calcul des efforts horizontaux:

#### IV.1.1 Efforts de freinage dû à la surcharge A(l) :

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times s}{20 + (0.0035 \times s)}$$

$$s = 14.59 \times 40 = 583.6\text{m}^2$$

S : surface surchargée

$$A(l) = 922.30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.9223 \text{ t/m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{0.9223 \times 583.6}{20 + (0.0035 \times 583.6)} = 24.42 \text{ t} = 244.20 \text{ KN}$$

$$F_{A(l)} = 244.20 \text{ KN}$$

#### IV.1.2 Efforts de freinage du à surcharge $B_C$ :

Chaque essieu d'un camion de système  $B_C$  peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner

$$F_{bc} = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN}$$

### IV.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui:

#### IV.2.1 Hauteur de néoprène :

Avec

$\alpha$  : angle de distorsion

Les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{h1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \times \frac{u_1}{T} \leq 0.5G$$

$$\text{tg}\alpha_1 < 0.5$$

$$\text{tg}\alpha_1 = \frac{u_1}{t} \leq 0.5 \rightarrow T < 2u_1$$

$$u_1 = d_{\max} = 20 \text{ mm (Déformation dues aux fluages, retrait dilatation).}$$

$$T \geq 40 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = n \times (t + t_s)$$

Avec :

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$t_s = 4 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = 8 \times (12 + 4) = 128$$

#### IV.2.2 Air de l'appareil :

$$\sigma_{\text{mmax}} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$a \times b \geq \frac{N_{\max}}{15}$$

$N_{\max}$  : Efforts tranchant normal repris par chaque poutre.

$$a \times b \geq \frac{2912.191}{15 \times 1000} = 0.19414 \text{ m}^2 = 1941.4 \text{ cm}^2$$

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

→ **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5 \times T \leq a \leq 10 \times T$$

$$5 \times 128 \leq a \leq 10 \times 128 \rightarrow 640 \leq a \leq 1280$$

avec  $a = b$  on prend  $a = 500 \text{ mm}$  et  $b = 500$

## V Vérification :

### V.1 Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère:

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa} \quad \text{avec } G = 0.8$$

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} = \frac{500 \times 500}{2 \times 12(500 + 500)} = 10.41$$

### V.2 Distorsion:

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1.5 \times \frac{11.648}{10.41} = 1.67 \text{ Mpa} < 3 \text{ Mpa vérifiée}$$

$$\tau_N = 1.67 \text{ MPa} < 5(G) = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

### V.3 Due à déplacement vertical lent de l'appui:

$$\tau_{H1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \times \frac{u_1}{T}$$

$$T_{\max} = 128 \text{ mm} \cdot u_1 = 20 \text{ mm}$$

$$\tau_{H1} = 0.8 \times \frac{20}{128} = 0.125 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} = 0.125 < 0.5G = 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

### V.4 Due à un déplacement horizontal de l'appui:

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

Avec :

$H_2$  : Effort de freinage développé par  $b_c H_2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ t}$  (on a 2 appareils d'appuis)

$$\tau_{H2} = \frac{15 \times 10}{50 \times 50} = 0.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0.06 < 0.7G = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

### V.5 La contrainte conventionnelle vaut:

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.125 + \frac{0.06}{2} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0.155 < 0.7G = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

### V.6 Rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{a^2}{t^2} \right) \alpha_t < 1.5G$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}, \quad \alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}, \quad \alpha = 1.12 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

n ; nombre de feuilles

$$\alpha_t = \frac{3 \times 10^{-3} + 1.12 \times 10^{-2}}{8} = 1.775 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0.8}{2} \times \left( \frac{0.50^2}{0.012^2} \right) \times 1.775 \times 10^{-3} = 1.232 \text{ MPa}$$

### V.7 Finalement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.67 + 0.56 + 0.1.232 = 3.462 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3.462 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc la condition est v\u00e9rifi\u00e9e

### V.8 Condition de non cheminement :

$$\sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{\max} = 291.21 \text{ t}$$

$$\sigma_{m \min} = \frac{291.21 \times 10^{-2}}{0.50 \times 0.50} = 11.64 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

### V.9 Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{11.64} = 0.137$$

$$N = 291.21 \text{ t}$$

$$H < f \times N = 0.137 \times 291.21 = 39.89$$

- **H due \u00e0 la d\u00e9formation lente :**

$$H = \frac{291.21}{2 \times 8} = 18.20 \text{ t}$$

$$H < f \times N \Rightarrow 18.20 \text{ t} < 39.89 \text{ t} \rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

V.10 Dimensionnement des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{50}{10.41} \times \frac{116.4}{2150} = 0.260 \text{ cm} = 2.60 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend:  $t_s = 4\text{mm}$

VI Conclusion :

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 500 x 500 x 137

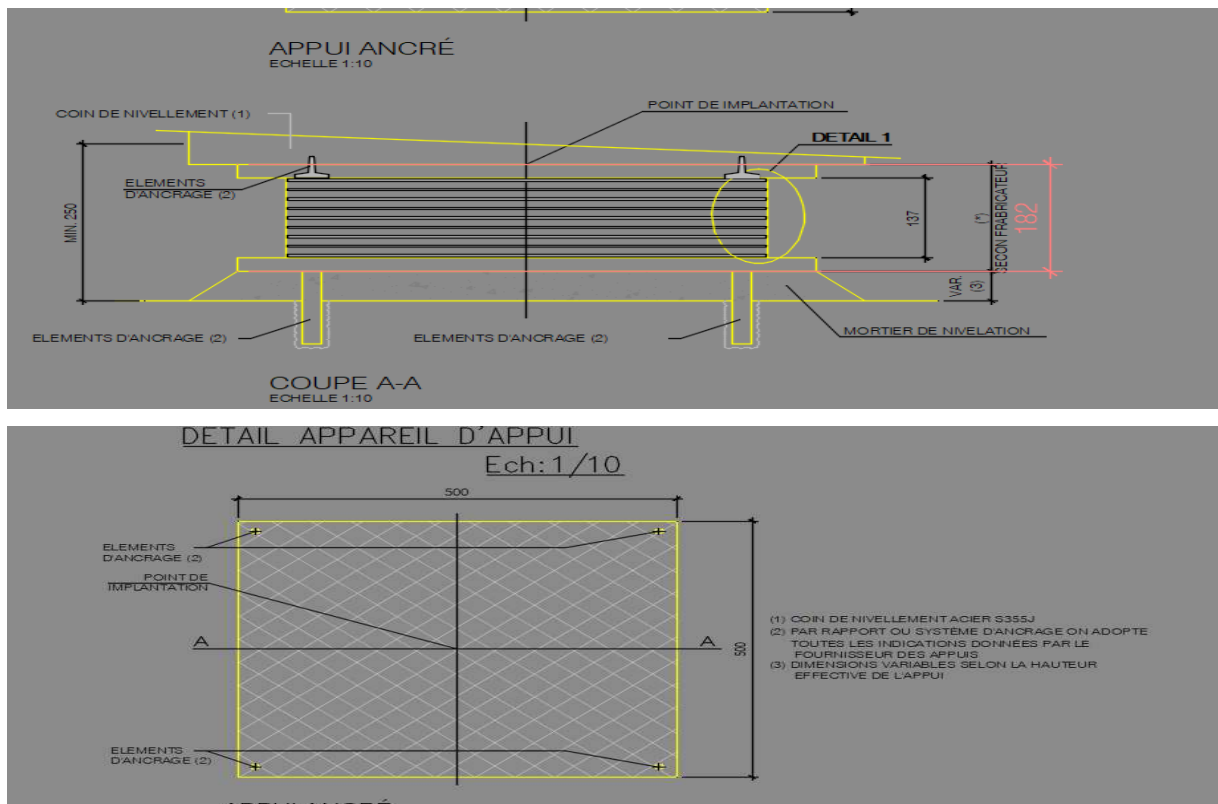
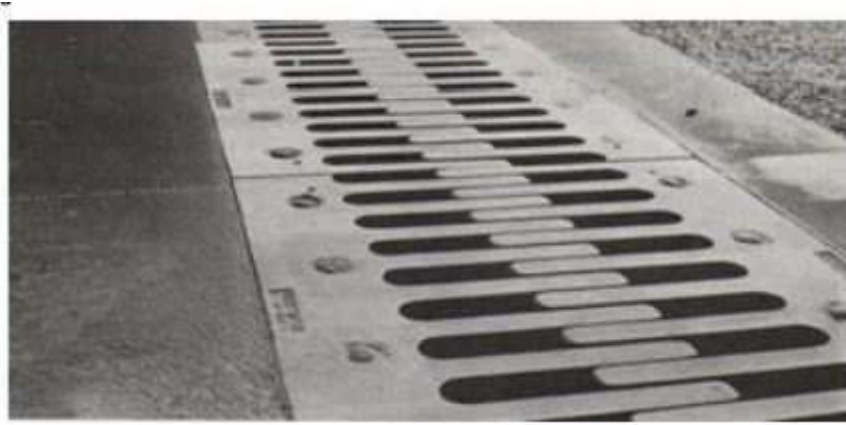


Figure X.7: Détail appareil d'appui

## VII Calcul de joint de chaussée :



**Figure X.8: Joint de chaussée.**

### VII.1 Définition :

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leur déplacement relatif dus à l'effet des écarts de température aux retraits différés, aux glissements ou aux rotations.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000v/jours.
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000v/jours.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

✚ Confort et esthétique :

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de le hiatus. Absence de bruits de vibrations.

✚ Résistance :

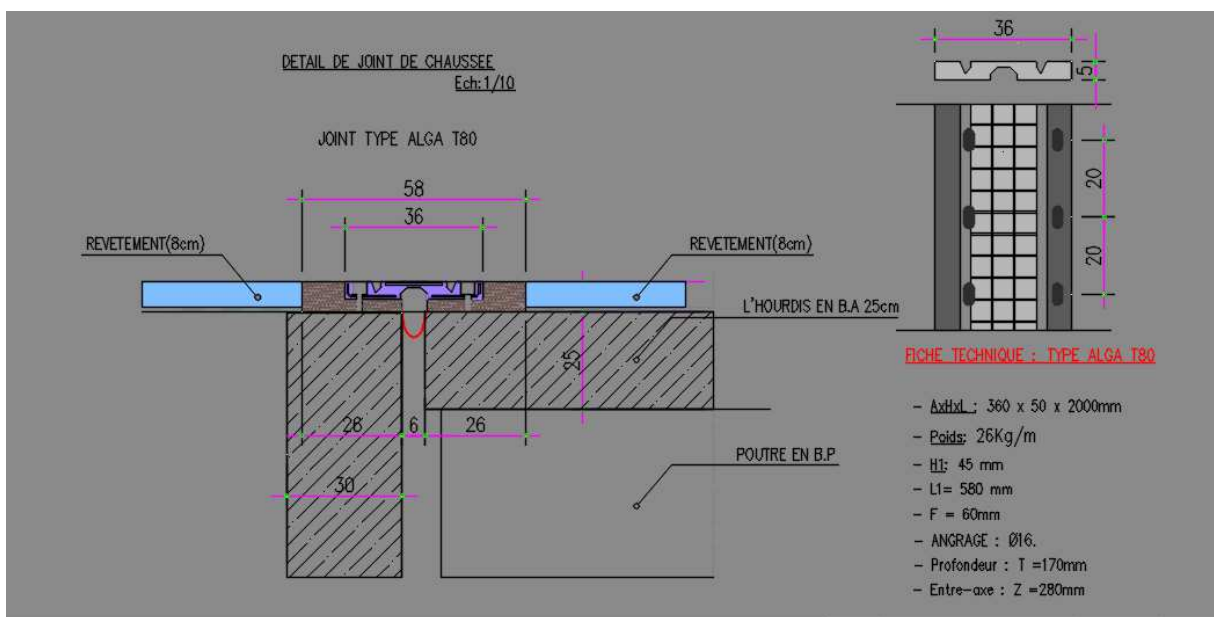
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

✚ Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

✚ Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



**Figure X.9: Joint de chaussée type ALGA T80.**

### VII.2 Calcul du souffle des joints :

Ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à W.
- Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à 1.3W.

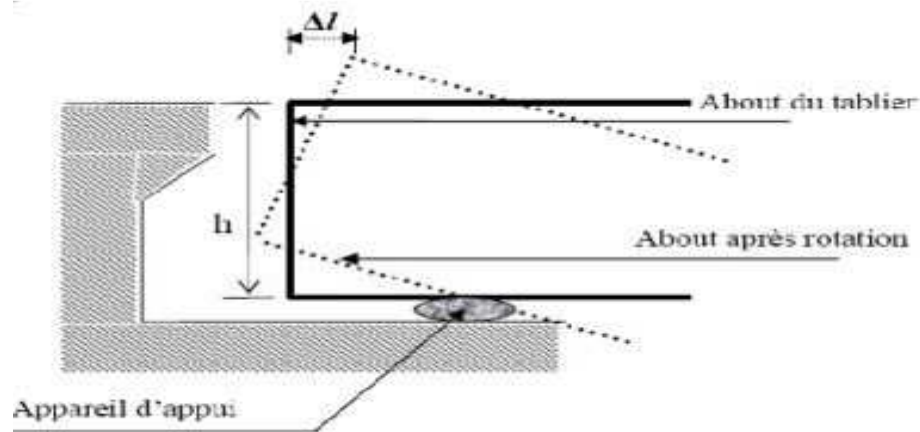
$$\Delta h \max = \frac{2}{3} (\Delta rot + \Delta ret + \Delta fl + ht) = 20\text{mm}$$

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier. Elles sont la

somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait de fluage.

**VII.2.1 Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal,  $\Delta l = h \times \text{tg}\alpha$



**Figure X.10: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement.**

**VII.2.2 Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un :

Raccourcissement relatif :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas :  $L = 40\text{m}$

$$\Delta l = 1.2 \text{ cm}$$

**VII.2.3 Retrait :**

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas :  $L = 40 \text{ m}$

$$\Delta l = 1.6\text{cm}$$

**VII.2.4 Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta l}{l} = k_{fl} \times 10^{-4}$$

$k_{fl}$ : Coefficient du fluage à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$  est de 2 à 3.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \\ \frac{l}{2} = 20 \end{array} \right.$$

$$\Delta l = 0.6 \text{ cm}$$

**VIII Conclusion :**

Suivant et la rotation de  $\alpha$  la rotation d'extrémité, on choisit le joint de ALGA T80 Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm ( $\pm 10$  mm) Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad.

## Conclusion général

Ce projet de fin d'étude nous a permis de synthétiser et de lier les différentes connaissances théoriques générales acquises durant l'ensemble des années d'études ainsi que de se familiariser avec les différents règlements en vigueur dans le domaine des travaux publics, en procédant à leur application sur un cas réel.

Durant la réalisation de ce mémoire, on a pu connaître les différentes étapes pour l'établissement d'un projet de pont en commençant par la conception générale et la détermination des différentes variantes possibles une fois que les variantes ont été définies et analysées, on a retenu la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner et l'étudier d'une manière profonde.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Pour conclure nous pouvons dire que, ce mémoire (Projet de Fin d'Etude), nous a permis d'avoir une idée sur les différentes étapes de calcul des ouvrages d'arts en béton précontraint, d'autre part il nous a permis de faire un rapprochement réel sur la vie professionnelle.

### **REFERENCE GENERAL :**

- BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES : ENPC.
- FASCICULE 61 TITRE II DU CPC : PROGRAMME DE CHARGES ET EPREUVES DES PONTS-ROUTES.
- BPEL 91 révisé 99.
- BAEL 91 modifié 99.
- RPOA 2008.
- RPA 99 révisé 2003
- Documents SETRA (VIPP, Ponts courants en zone sismique-guide de conception, Eurocode 2 application aux ponts routes en béton).
- SETRA (Appareils d'appui en élastomère fretté)
- Cours Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts M<sup>me</sup> GHANEM FADILA UMMTO.
- Cours Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts M<sup>me</sup> MILOUDI NASSIMA UMMTO.

### **Mémoire de fin d'étude**

- Etude d'un pont pour le croisement de l'autoroute Est-ouest avec la nappe Sonatrach  
Étudier par : Mr :AKOUCHE SLIMANE.ETOUAISSI SEKKOUTI  
Slimane Encadré par : Mr :B.Y.MRAIN.  
\*promotion : 2008 Ecole Nationale des Travaux Publics
- CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN OUVRAGE DE L'INTERSECTION DE L'EVITEMENT D'EL-MALAH AVEC LA ROUTE DE TERGA  
Étudier par : Mr :BOUHMIDI Sofiane ETOULED ABDALLAH Smail  
Yacine Encadré par : Mr :BOUZIANE NASSER  
\*promotion : 2008 Ecole Nationale des Travaux Publics
- Etude d'un Pont à poutres en béton précontrainte sur la pénétrante de TIZI OUZZOU  
Étudier par : Mr LAOUBI Madani  
Encadreur : Pr. BELOUNAR LAMINE  
\*promotion : Juillet 2019 Université Mohamed khider –Biskra

### **Logiciels**

- Robot Autodesk Structural Analysis Professional 2021 : Logiciel de calcul.
- Microsoft office 2016.

- AutoCAD 2019 : Logiciel de dessin.
- SCOTEC (Béton armé).