

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*  
*Faculté du Génie de la Construction*  
*Département de Génie Civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil.*  
*Option : Construction Civiles et Industrielles.*

## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+entre-sol) à usage d'habitation avec contreventement mixte.*



*Etudié par : M<sup>elle</sup> MERBAH Kahina*

*Dirigé par : M<sup>me</sup> GHANEM Fadhila*

*M<sup>elle</sup> CHAOUADI Thinhinane*

*Année 2019/2020*



# Remerciement

*Après avoir rendu grâce à Dieu le plus puissant de nous avoir donné la santé et le courage pour effectuer ce projet de fin d'étude, dans les meilleures conditions, on a l'immense plaisir de remercier vivement notre promotrice Madame GHANEM.F, pour ses précieux conseils, son suivie et ses orientations tout le long de notre travail.*

*En exprimant ainsi la reconnaissance qu'on doit à tous ceux qui ont contribué de loin ou de pré à l'élaboration de ce travail, qu'ils trouvent ici nos vifs respects et nos profondes gratitudees.*

*Nos remerciements vont également :*

*Aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

## *Dédicace*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière, je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour que je puisse arriver Jusque-là et qui m'ont beaucoup soutenu durant toute ma vie, toute la confiance qu'ils m'accordent et tout l'amour dont ils m'entourent.*

*Mes chers frères, Smail et Youcef, qui sont toujours à mes coté et n'ont jamais cessé de me soutenir.*

*Mes très chères Sœurs Lila et Souad, et sans ignorer leurs maris Djilali et Belkacem .*

*A Mes neveux : Rayen et Nassim, et en cas particulier mon ange et espoir de vie ma petite adorable Elena.*

*A mes cousine : Ouassila, Lynda, Soumia et Sarah*

*Mes chères amies : Celine, Thekfa,*

*En exception mon amie Hanane et toute sa famille.*

*Ma binôme Thinhinane et sa famille*

*Toute la famille Merbah et kharbouche .*

*Toute la promotion 2019-2020*

*Kahina*

# *Dédicace*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière, je  
dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour que je puisse  
arriver Jusque-là et qui m'ont beaucoup soutenu durant toute ma vie,  
toute la confiance qu'ils m'accordent et tout l'amour dont ils  
m'entourent.*

*Mes chers frères, Mes très chères Sœurs*

*A toute ma famille sans exception*

*A tout les partenaires de maroua shopping et investissement*

*Mes chères amies*

*Ma binôme Kahina qui a contribué à la réalisation de ce modeste  
travail.*

*Toute la famille Chaouadi .*

*Toute la promotion 2019-2020*

*Thinhinane*

# Table des matières

<b>Introduction Générale</b> .....	1
<b>I. Présentation et caractéristique de l'ouvrage</b> .....	3
I.1 Introduction .....	3
I.2 Réglementations utilisées .....	3
I.3 Présentation de l'ouvrage .....	3
I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	3
I.3.2 Les éléments de l'ouvrage.....	4
I.4 Etude géotechnique du sol .....	7
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés .....	7
I.5.1 Le béton .....	7
I.5.2 Acier.....	10
I.6 Conclusion .....	13
<b>II. Pré-dimensionnement des éléments</b> .....	14
II.1 Introduction .....	14
II.2 Pré-dimensionnement des éléments.....	14
II.2.1 Les planchers .....	14
II.2.2 Les poutres .....	17
II.2.3 Les voiles.....	19
II.2.4 Les poteaux .....	20
II.3 Détermination des charges et surcharges.....	22
II.3.1 Charges permanentes (G) .....	22
II.3.2 Surcharges d'exploitation.....	26
II.4 Descente de charges.....	26
II.4.1 Charges et surcharges revenant au poteaux le plus sollicité .....	26
II.4.2 Vérification (R.P.A 99) .....	31
II.5 Conclusion .....	32
<b>III. Calcul des éléments non-structuraux</b> .....	33
III.1 Calcul de l'Acrotère .....	33
III.1.1 Définition .....	33
III.1.2 Dimensionnement.....	33
III.1.3 Calcul des sollicitations.....	34
III.1.4 Combinaison des charges .....	35
III.1.5 Ferrailage de l'acrotère .....	36
III.1.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	42

III.2	Plancher .....	42
III.2.1	Introduction .....	42
III.2.2	Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	43
III.2.3	Calcul des poutrelles .....	45
III.3	Calcul d'escaliers.....	75
III.3.1	Introduction .....	95
III.3.2	Terminologie .....	75
III.3.3	Dimensionnement.....	77
III.3.4	Détermination des charges et surcharges .....	79
III.3.5	Combinaison d'action .....	80
III.3.6	Calcul des efforts internes à l'ELU .....	80
III.3.7	Ferrailage des armatures a l'ELU .....	83
III.3.8	Vérifications à l'ELU .....	84
III.3.9	Calcul à l'ELS .....	87
III.3.10	Vérification des contraintes à l'ELS .....	89
III.4	La poutre palière .....	93
III.4.1	Introduction .....	93
III.4.2	Pré-dimensionnement.....	93
III.4.3	Détermination des charges et surcharge.....	94
III.4.4	Calcul des efforts à l'ELU.....	94
III.4.5	Calcul des armatures .....	96
III.4.6	Les vérifications à L'ELU .....	98
III.4.7	Calcul à L'ELS.....	100
III.4.8	Vérification a L'ELS .....	102
III.5	Calcul des balcons .....	105
III.5.1	Introduction .....	105
III.5.2	Dimensionnement du balcon.....	105
III.5.3	Charges et surcharges du balcon .....	105
III.5.4	Calcul à l'état limite ultime (ELU) .....	106
III.5.5	Ferrailage.....	107
III.5.6	Vérification à l'ELU.....	108
III.5.7	Calcul à l'état limite de service(ELS) .....	110
III.5.8	Vérification à l'ELS .....	110
III.6	Calcul de la dalle salle machine .....	113
III.6.1	Introduction .....	113

III.6.2	Dimensionnement.....	114
III.6.3	Calcul de sollicitation.....	114
III.6.4	Calcul des armatures à l'ELU .....	119
III.6.5	Vérification à l'ELU.....	120
III.6.6	Vérification à l'ELS .....	123
<b>IV.</b>	<b>Présentation du logiciel ETABS.....</b>	<b>125</b>
IV.1	Introduction .....	125
IV.2	Description du logiciel ETABS.....	125
IV.3	Etapas de Modélisation.....	126
IV.4	Choix de la méthode de calcul.....	126
IV.5	Principe de la méthode .....	126
IV.6	La modélisation .....	127
IV.6.1	Introduction de la géométrie de la structure à modéliser .....	127
IV.6.2	Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.....	128
IV.6.3	Propriétés mécaniques.....	128
IV.6.4	Introduction des charges statiques et dynamiques .....	131
IV.6.5	Combinaison de charge .....	133
IV.6.6	Spécifier les conditions aux limite .....	133
<b>V.</b>	<b>Vérification des exigences du RPA99 / version 2003 .....</b>	<b>135</b>
V.1	Vérification de la période empirique T.....	135
V.1.1	Calcul de la période empirique.....	135
V.1.2	Calcul de la période empirique majorée.....	135
V.1.3	Détermination de la période par le logiciel ETABS .....	135
V.2	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale .....	136
V.3	Justification du système de contreventement .....	137
V.3.1	le pourcentage de la charge horizontale repris par des voiles .....	137
V.3.2	le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles .....	139
V.4	Vérification de l'excentricité .....	141
V.4.1	Excentricité calculé .....	141
V.4.2	Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS .....	142
V.5	Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) .....	143
V.5.1	Calcul des paramètres A, D, Q, et R .....	143
V.5.2	Détermination de l'effort tranchant par ETABS .....	146
V.5.3	Vérification.....	146
V.6	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	147

V.7	Vérification des déplacements relatifs.....	148
V.7.1	Dans le sens longitudinal.....	148
V.7.2	Dans le sens transversal.....	149
V.8	Vérification du déplacement maximal de la structure .....	150
V.8.1	Détermination du déplacement maximal avec ETABS.....	150
V.9	Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	151
V.10	Stabilité au renversement (Article 4.41).....	152
<b>VI.</b>	<b>Ferraillage des poteaux</b> .....	<b>154</b>
VI.1	Introduction .....	154
VI.1.1	Recommandations et exigences du RPA.....	155
VI.1.2	Armatures transversales (article 7.4.2.2 RPA99/VERSION 2003).....	157
VI.2	Sollicitations de calcul.....	158
VI.3	Calcul des armatures.....	158
VI.3.1	Calcul des armatures longitudinales.....	158
VI.4	Calcul des armatures transversales .....	167
VI.4.1	La section d'armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99 version 2003.....	167
VI.4.2	Calcul de $\lambda g$ : BAEL 91 Art B8.4.1 .....	167
VI.5	Vérifications à l'ELU .....	170
VI.5.1	Vérification au cisaillement .....	170
VI.5.2	Encreage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) .....	171
VI.5.3	Longueurs de recouvrement (Art 7.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) .....	172
VI.6	Vérifications à l'ELS .....	172
VI.6.1	Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) .....	172
VI.6.2	État limite d'ouvertures des fissures .....	173
VI.6.3	État limite de compression du béton .....	173
<b>VII.</b>	<b>Ferraillage des poutres</b> .....	<b>176</b>
VII.1	Introduction .....	176
VII.2	Recommandation du RPA99 version 2003 .....	176
VII.2.1	Armatures longitudinales .....	176
VII.2.2	Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003).....	177
VII.2.3	Dispositions constructives.....	177
VII.3	Calcul des armatures longitudinales .....	177
VII.3.1	Différence de la convention de signes entre les deux logiciels.....	179
VII.3.2	Prendre en compte les coefficients $\gamma_b, \gamma_s, \theta$ .....	179

VII.4	Vérfications à l'ELU .....	180
VII.4.1	Calcul de la section minimale .....	180
VII.4.2	Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) .....	182
VII.4.3	Influence de l'effort tranchant aux appuis.....	182
VII.4.4	Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).....	183
VII.4.5	Enclage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).....	184
VII.4.6	Calcul des armatures transversales.....	185
VII.5	Vérification à L'ELS .....	185
VII.5.1	Vérification des contraintes.....	185
VII.5.2	Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations (BAEL 99/ A.4.5.3.2) [02].....	186
VII.5.3	Etat limite de déformation.....	186
<b>VIII.</b>	<b>Ferraillage des Voiles</b> .....	<b>188</b>
VIII.1	Introduction.....	188
VIII.2	Conception .....	189
VIII.3	Exposé de la méthode de calcul .....	189
VIII.4	Détermination des armatures .....	190
VIII.4.1	Armatures verticales.....	190
VIII.4.2	Armatures horizontales .....	192
VIII.4.3	Armatures transversales .....	192
VIII.4.4	Armatures de coutures.....	192
VIII.4.5	Potelet.....	192
VIII.5	Exigences de R PA 99 révisé 2003 .....	193
VIII.5.1	Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales .....	193
VIII.5.2	Diamètre maximal .....	193
VIII.5.3	Longueur de recouvrement.....	193
VIII.5.4	Espacement.....	193
VIII.6	Vérification à L'ELS.....	194
VIII.6.1	Vérifications de la contrainte dans le béton .....	194
VIII.6.2	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	194
VIII.7	Exemple de calcul de voile .....	195
VIII.7.1	Caractéristiques géométriques.....	195
VIII.7.2	Sollicitation de calcul .....	195
VIII.7.3	Largeur de la zone comprimée .....	195

VIII.7.4	calcul de la longueur (d).....	195
VIII.7.5	Détermination de N.....	195
VIII.7.6	Calcul des armatures verticales.....	196
VIII.7.7	Les armatures de couture.....	196
VIII.7.8	Calcul des sections totales.....	196
VIII.7.9	Armatures minimales.....	196
VIII.7.10	Ferraillage adopté.....	196
VIII.7.11	Armatures horizontales.....	197
VIII.7.12	Armature transversal (Art7-7-4-3, RPA99).....	197
VIII.7.13	Les potelets.....	197
VIII.7.14	Vérification des espacements.....	197
VIII.7.15	Vérifications à L'ELS.....	197
<b>IX.</b>	<b>Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>205</b>
IX.1	Introduction.....	205
IX.1.1	Fondations superficielles.....	205
IX.1.2	Fondations profondes.....	205
IX.2	Etude géotechnique du sol.....	205
IX.3	Choix du type de fondation.....	206
IX.3.1	Les fondations superficielles.....	206
IX.3.2	Les fondations profondes.....	207
IX.4	Dimensionnement.....	207
IX.4.1	Semelles isolées.....	207
IX.4.2	Semelles filantes.....	209
IX.5	Etude du radier général.....	212
IX.5.1	Pré dimensionnement du radier.....	212
IX.5.2	Calcul de la surface nécessaire du radier.....	215
IX.5.3	Calcul des sollicitations à la base du radier.....	216
IX.5.4	Vérifications.....	217
IX.5.5	Ferraillage du radier.....	220
IX.5.6	Ferraillage des débords.....	228
IX.5.7	Ferraillage de la nervure.....	229
<b>X.</b>	<b>Etude du Mur plaque.....</b>	<b>245</b>
X.1	Introduction.....	245
X.2	Pré-dimensionnement de mur plaque.....	245
X.3	Méthode de calcul.....	245

X.4	Détermination des sollicitations .....	245
X.4.1	Calcul des sollicitations.....	245
X.4.2	Diagramme des contraintes .....	247
X.4.3	Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m.....	247
X.5	Ferraillages de mur plaque .....	247
X.5.1	Méthode de calcul .....	247
X.5.2	Identification des panneaux.....	247
X.6	Calcul de section d'armature .....	249
X.7	Recommandations du RPA 99.....	249
X.8	Vérification à l'ELS.....	250
X.8.1	Vérification des contraintes du béton et de l'acier.....	250
X.8.2	Vérification de la flèche .....	251
X.9	Le ferraillage du Mur plaque est comme suit .....	252
X.9.1	Sens x-x .....	252
X.9.2	Sens y-y.....	252

# Liste des figures

## CHAPITRE I

Figure 1 : plancher en corps creux. ....	5
Figure 2 dalle pleine en béton armé. ....	5
Figure 3 : Mur interieur et exterieur .....	6
Figure 4 : diagramme des contraintes de déformation à l'ELU .....	10
Figure 5 diagramme des contraintes de déformation à l'ELS.....	10
Figure 6 : diagramme de calcul contrainte-déformation de l'acier à l'ELS .....	13

## CHAPITRE II

Figure 1: Les constituants d'un plancher à corps creux.....	15
Figure 2 : Dimensions des poutres principales et secondaires .....	19
Figure 3 : Coupe de voile en élévation.....	19
Figure 4 : coupe de voile en plan .....	20
Figure 5 : Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse .....	22
Figure 6 : Coupe transversale au niveau de plancher étage courant .....	23
Figure 7 : Coupe verticale d'un mer extérieur .....	24
Figure 8 : Coupe verticale d'un mur interieur .....	24
Figure 9 : Coupe transversale de la dalle du balcon.....	25
Figure 10 : Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité. ....	26

## CHAPITRE III

Figure 1 : Coupe transversale de l'acrotère .....	34
Figure 2 : schéma statique .....	34
Figure 3 : Diagramme des efforts internes .....	35
Figure 4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée .....	36
Figure 5 : ferrailage de l'acrotère .....	42
Figure 6 : Coupe d'un plancher en corps creux .....	43
Figure 7 : Treillis soudé de 20 x 20 cm <sup>2</sup> .....	44
Figure 8 : Surface revenant aux poutrelles .....	46
Figure 9 : Schéma statique de la poutrelle .....	47

Figure 10 : Coupe transversale de la nervure .....	47
Figure 11 : Dimensions de la section en Té .....	48
Figure 12 : Les schémas statiques des poutrelles à étudier .....	50
Figure 13 : Diagramme des moments fléchissant .....	52
Figure 14 : Schéma statique de la poutrelle .....	53
Figure 15 : Diagramme des moments fléchissant de 2eme cas à l'ELU .....	55
Figure 16 : Diagramme des efforts tranchants de 2eme cas.....	56
Figure 17 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 4 appuis.....	58
Figure 18 : Diagrammes des moments fléchissant pour le 2eme type à l'ELU.....	60
Figure 19 : Diagramme des efforts tranchant pour le 2eme type à l'ELU.....	61
Figure 20 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis.....	61
Figure 21 : Diagramme des moments fléchissant pour le 3eme type à l'ELU .....	63
Figure 22 : Diagramme des efforts tranchant pour le 3eme type a l'ELU.....	64
Figure 23 : Coupe schématique de la poutrelle .....	65
Figure 24 : Section de la poutrelle a étudier.....	66
Figure 25 : Section de la poutrelle a étudier.....	67
Figure 26 : Crochet.....	70
Figure 27 : Schéma ferrailage de plancher.....	74
Figure 28 : Schéma statique des escaliers droits .....	75
Figure 29 : Principaux termes relatifs à un escalier .....	76
Figure 30 : Schéma statique des escaliers droits .....	77
Figure 31 : Schéma statique (ELU).....	80
Figure 32 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	82
Figure 33 : Section droite de la paillasse a étudié .....	83
Figure 34 : Schéma statique (ELS) .....	87
Figure 35 : Diagramme des efforts internes à l'ELS .....	89
Figure 36 : Schéma de la poutre palière .....	93
Figure 37 : charge de la poutre l'ELU .....	95
Figure 38 : diagramme des efforts internes à l'ELU.....	96
Figure 39 : diagramme des efforts internes à l'ELS .....	102
Figure 40 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	104
Figure 41 : Schéma statique d'une légende.....	105
Figure 42 : Disposition des armatures principales du balcon.....	107
Figure 43 : Ferrailage du balcon .....	112

Figure 44 : Cage de l'ascenseur .....	113
Figure 45 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen .....	114
Figure 46 : Les moments dans les deux sens à l'ELU .....	118
Figure 47 : Les moments dans les deux sens à l'ELS .....	119
Figure 48 : Ferrailage de la dalle salle machine .....	124

#### **CHAPITRE IV**

Figure 1: Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles.....	127
Figure 2: Définition des propriétés mécanique des matériaux .....	128

#### **CHAPITRE V**

Figure 1 : les moments dans les poteaux .....	154
Figure 2 : Zone nodale .....	157
Figure 3 : Section d'un poteau .....	160
Figure 4 : Section d'un poteau SPC .....	160
Figure 5 : Caractéristiques et sollicitation de la section .....	165

#### **CHAPITRE IV**

Figure 1 : Affichage des resultats .....	166
Figure 2 : Classification des poutres suivant leurs groupes. ....	178

#### **CHAPITRE IX**

Figure 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	194
Figure 2 : Schéma d'une semelle isolée. ....	208
Figure 3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).....	233
Figure 4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal). ....	234
Figure 5 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal). ....	235
Figure 6 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal) .....	236
Figure 7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).....	237
Figure 8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal) .....	238
Figure 9 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal) .....	239

## **CHAPITRE X**

Figure 1 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens transversal) .....	240
Figure 2 : Schéma statique du Mur plaque.....	246
Figure 3 : Diagramme des contraintes.....	247
Figure 4 : Ferrailage de mur plaque .....	253

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I

Tableau 1 : Les caractéristiques des aciers.....	11
Tableau 2 : limites d'élasticité des aciers utilisés .....	12

## CHAPITRE II

Tableau 1 : Charges permanentes du plancher d'étage terrasse .....	22
Tableau 2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.....	23
Tableau 3 : Charges permanentes des murs extérieurs .....	24
Tableau 4 : Charges permanentes des murs intérieurs .....	24
Tableau 5 : Détermination du poids propres des balcons des étages courants.....	25
Tableau 6 : Détermination du poids propre des balcons de la terrasse .....	25
Tableau 7 : Charges d'exploitation des différents éléments secondaires .....	26
Tableau 8 : Les valeurs du coefficient ( $3 + n^2n$ ).....	29
Tableau 9 : Dégression des charges d'exploitation.....	29
Tableau 10 : Détermination des sections des poteaux.....	30
Tableau 11 : récapitulatif des de prédimensionnement des différents éléments .....	32

## CHAPITRE III

Tableau 1 : Valeurs des moments fléchissant à l'ELU .....	55
Tableau 2 : Calcul des efforts tranchants .....	56
Tableau 3 : charges permanentes de la volée .....	79
Tableau 4 : charges permanentes de palier.....	79
Tableau 5 : Les efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	81
Tableau 6 : les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS .....	87
Tableau 7 : détermination du poids propre des balcons des étages courants .....	105
Tableau 8 : charges concentrée sur le balcon due au poids propre du garde- corps .....	106
Tableau 9 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	119
Tableau 10 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures .....	123

## CHAPITRE V

Tableau 1 : Tableau des modes et de la masse participante .....	136
Tableau 2: Dégression des charges d'exploitation.....	139
Tableau 3 : Vérification de l'interaction voiles-portique sous charges verticales .....	140
Tableau 4 : Vérification de l'excentricité.....	142
Tableau 5 : Facteur de qualité Q. ....	145
Tableau 6 : récapitulatif des résultats.....	145
Tableau 7 : Vérification sous sollicitation normal (Effort normal réduit). ....	148
Tableau 8 : Déplacements relatifs sous l'action Ex .....	149
Tableau 9 : Déplacements relatifs sous l'action Ey .....	149
Tableau 10 : Déplacement maximal dans le sens « xx ».....	150
Tableau 11 : Déplacement maximal dans le sens « yy ».....	151
Tableau 12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	1 51

## CHAPITRE IV

Tableau 1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle .....	154
Tableau 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA .....	156
Tableau 3 : Délimitation des zones nodales .....	157
Tableau 4 : sollicitations dans les poteaux .....	158
Tableau 5 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.....	166
Tableau 6 : Valeurs de « $\lambda_g$ » et de « $\rho_a$ » pour les différentes sections des poteaux .....	168
Tableau 7 : Détermination des armatures transversales des poteaux. ....	170
Tableau 8 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes .....	171
Tableau 9 : Vérification des ferrailages à l'ELS.....	173
Tableau 10 : Vérification des contraintes.....	174
Tableau 11 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	175

## CHAPITRE VI

Tableau 1: Section des armatures longitudinales .....	176
Tableau 2 : ferrailage des poutres principales .....	179
Tableau 3 : ferrailage des poutres secondaires.....	180
Tableau 4 : ferrailage des poutres de chaînages.....	182
Tableau 5 : Vérification aux cisaillements .....	182

Tableau 6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton .....	182
Tableau 7 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.....	183
Tableau 8 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU .....	185
Tableau 9 : Vérifications des contraintes à L'ELS .....	186

## **CHAPITRE VIII**

Tableau 1 : Ferrailage adopté.....	196
Tableau 2 : ferrailage du voile longitudinal .....	199
Tableau 3 : ferrailage du voile transversal 1 .....	201
Tableau 4 : ferrailage du voile transversal 2 .....	203

## **CHAPITRE IX**

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	209
Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	209
Tableau 3 : Surface des semelles filantes sous poteaux .....	210
Tableau 4 : Surface du radier .....	215
Tableau 5 : Sollicitation à la base du radier .....	216
Tableau 6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	217
Tableau 7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal) .....	218
Tableau 8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal) .....	219
Tableau 9 : Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS .....	221
Tableau 10 : Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS .....	222
Tableau 11 : Ferrailage de la dalle du radier (X-X) .....	224
Tableau 12 : Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y) .....	225
Tableau 13 : Vérification de l'espacement.....	226
Tableau 14 : Vérification de la contrainte tangentielle .....	226
Tableau 15 : Vérification à l'ELS .....	227
Tableau 16 : Sollicitation de calcul .....	228
Tableau 17 : ferrailage de débord.....	228
Tableau 18 : Vérification des contraintes dans les aciers.....	229
Tableau 19 : Vérification des contraintes dans le béton.....	229
Tableau 20 : Répartitions simplifiée des chargements.....	230
Tableau 21 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal) .....	231

Tableau 22 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal) .....	232
Tableau 23 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X).....	241
Tableau 24 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y).....	241
Tableau 25 : Le ferrailage adopté pour la nervure .....	241
Tableau 26 : Armature transversal .....	242
Tableau 27 : vérification de la condition de non fragilité .....	242
Tableau 28 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	243
Tableau 29 : Vérification à l'ELS .....	244
Tableau 30 : Vérification de la stabilité au renversement .....	244

## **CHAPITRE X**

Tableau 1 : ferrailage de mur plaque.....	249
Tableau 2 : vérification des contraintes à l'ELS. ....	250

# ***INTRODUCTION GENERALE***

L'ingénierie a été un aspect de la vie depuis les débuts de l'existence, et elle a évalué avec la croissance des besoins et des demandes humaines, cette croissance a également touché le domaine de génie civil qui est un vaste domaine, englobant la planification, la conception, la construction et l'exploitation d'une grande partie de l'infrastructure du monde moderne, notamment les bâtiments.

La construction à multi-étages est une solution à l'explosion démographique et aux développements économiques, dans le but de résoudre le problème d'espace dans les pays aux grandes populations, et aux grandes zones industrielles.

Le génie civil est l'application de principes physiques est scientifiques qui est aussi une profession liée aux connaissances des structures, la science des matériaux, le sol, la géologie...

Les matériaux utilisés dans les constructions en génie civil sont principalement le béton, et l'acier formant ainsi ce qu'on appelle le 'béton armée' caractérisé par sa très bonne adhérence.

L'utilisation du béton armé dans les constructions est très avantageuse, du côté économique, il n'est pas très cher par rapport aux autre matériaux (construction métallique, construction en bois), du côté résistance, il est très résistant aux charges, aux intempéries et aux phénomènes naturels, mais aussi coté durabilité, il a une durée de vie plus élevée que les autres matériaux.

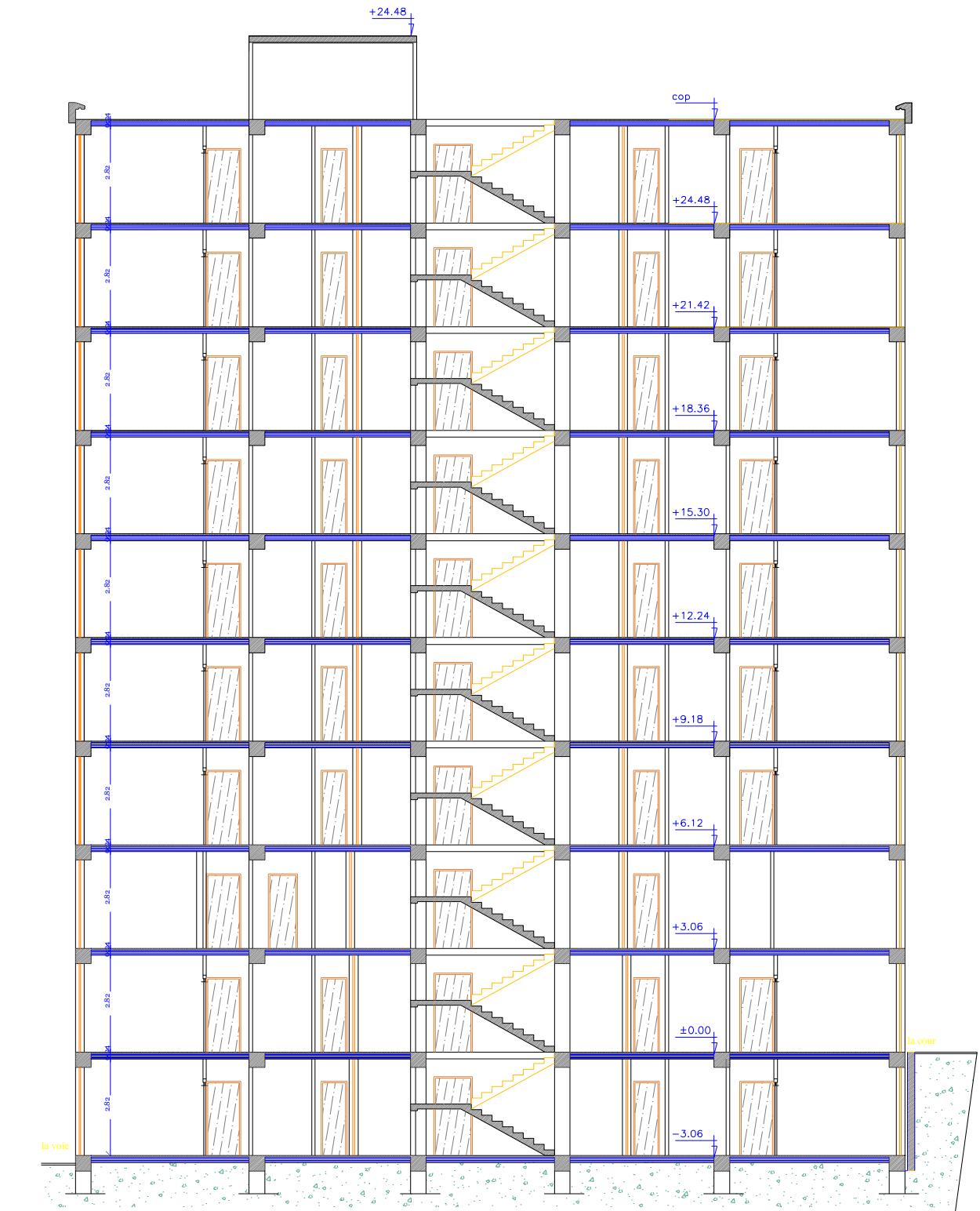
Cependant, la construction verticale en béton armé ne reste pas sans danger, car il y a un problème majeur à qui on doit faire attention qu'est le séisme, qui peut causer d'énormes pertes humaines et matérielles.

Vu que l'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme, Et pour avoir une structure ou un bâtiment réalisé dans les règles de l'art, l'ingénieur doit se référer aux normes et aux recommandations parasismiques.

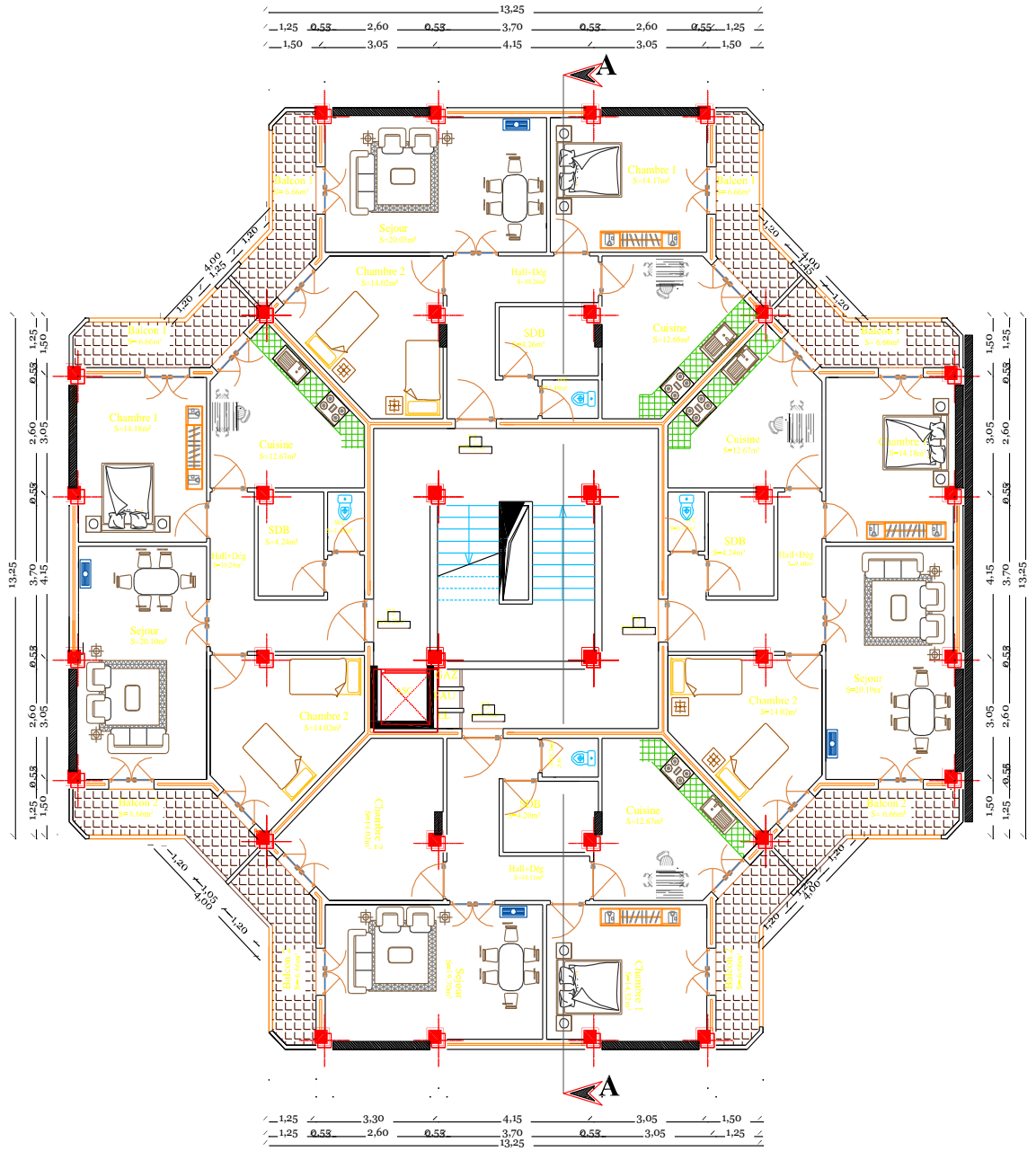
Pour le cas de notre projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé, qui est un bâtiment (**R+8 et un entre sol**) à usage d'habitation implanté dans la zone de Tizi Ouzou, tout en utilisant les règlements et les normes appliquées actuellement.



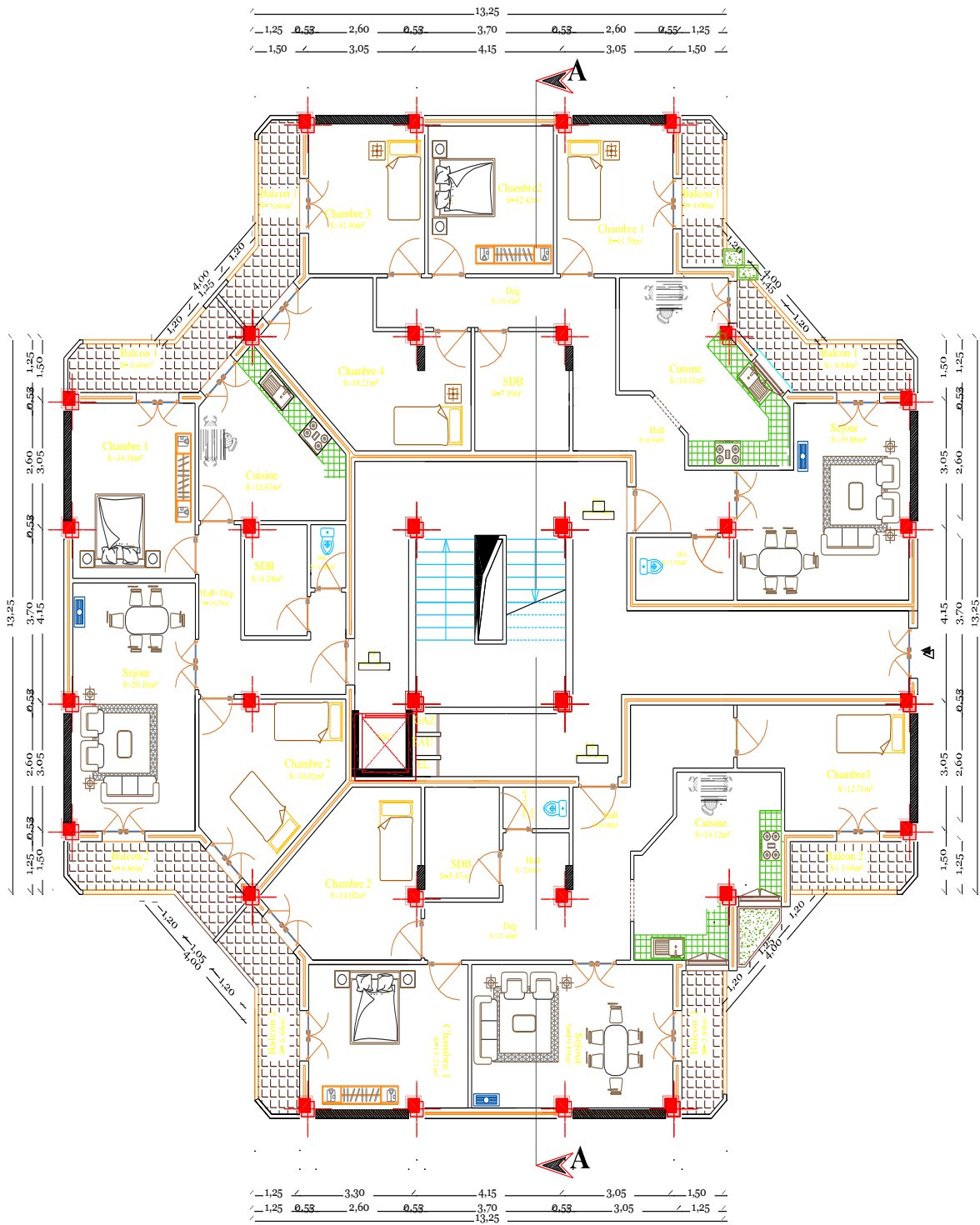
*FACADE PRINCIPALE*



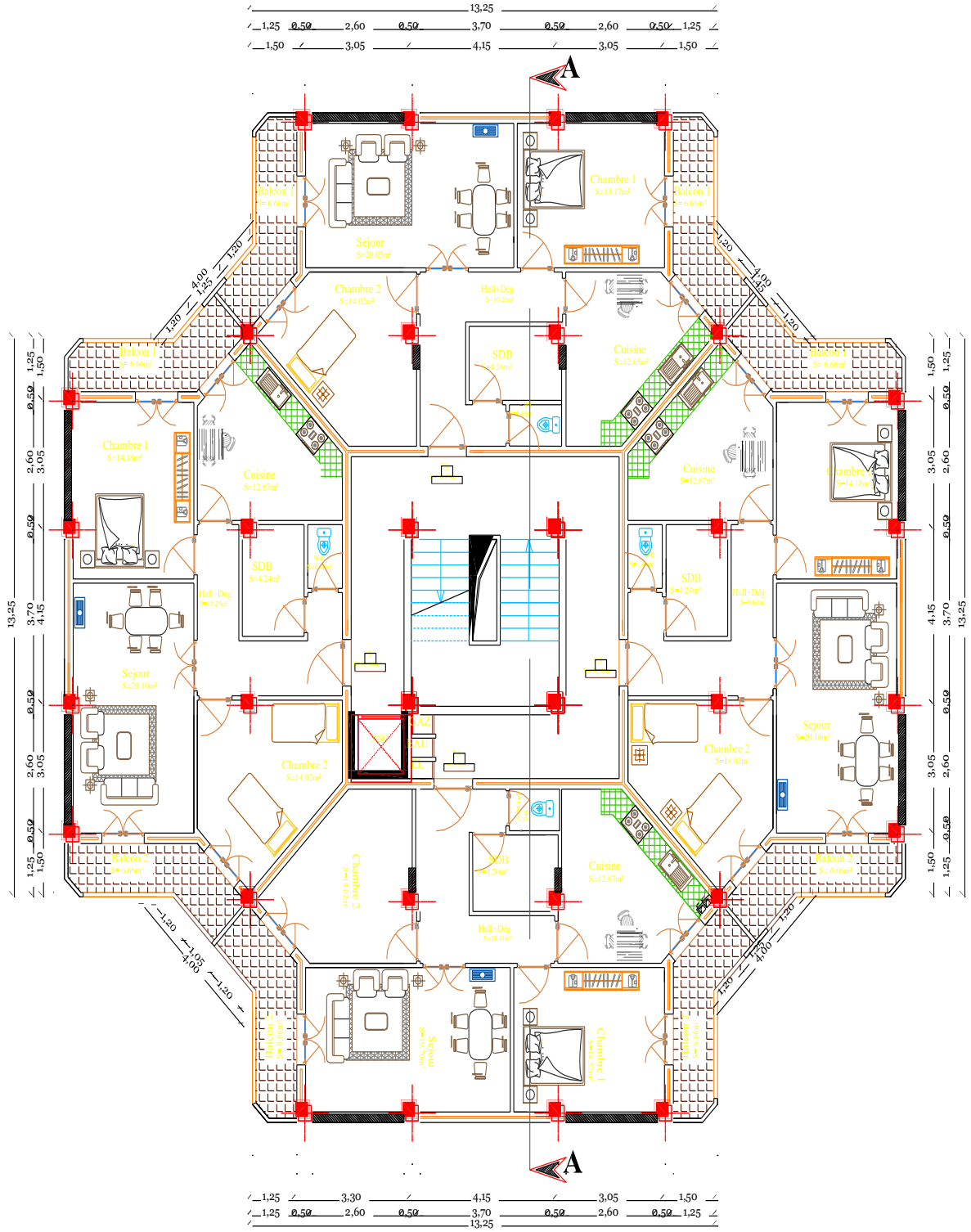
*\*COUPE A-A\**



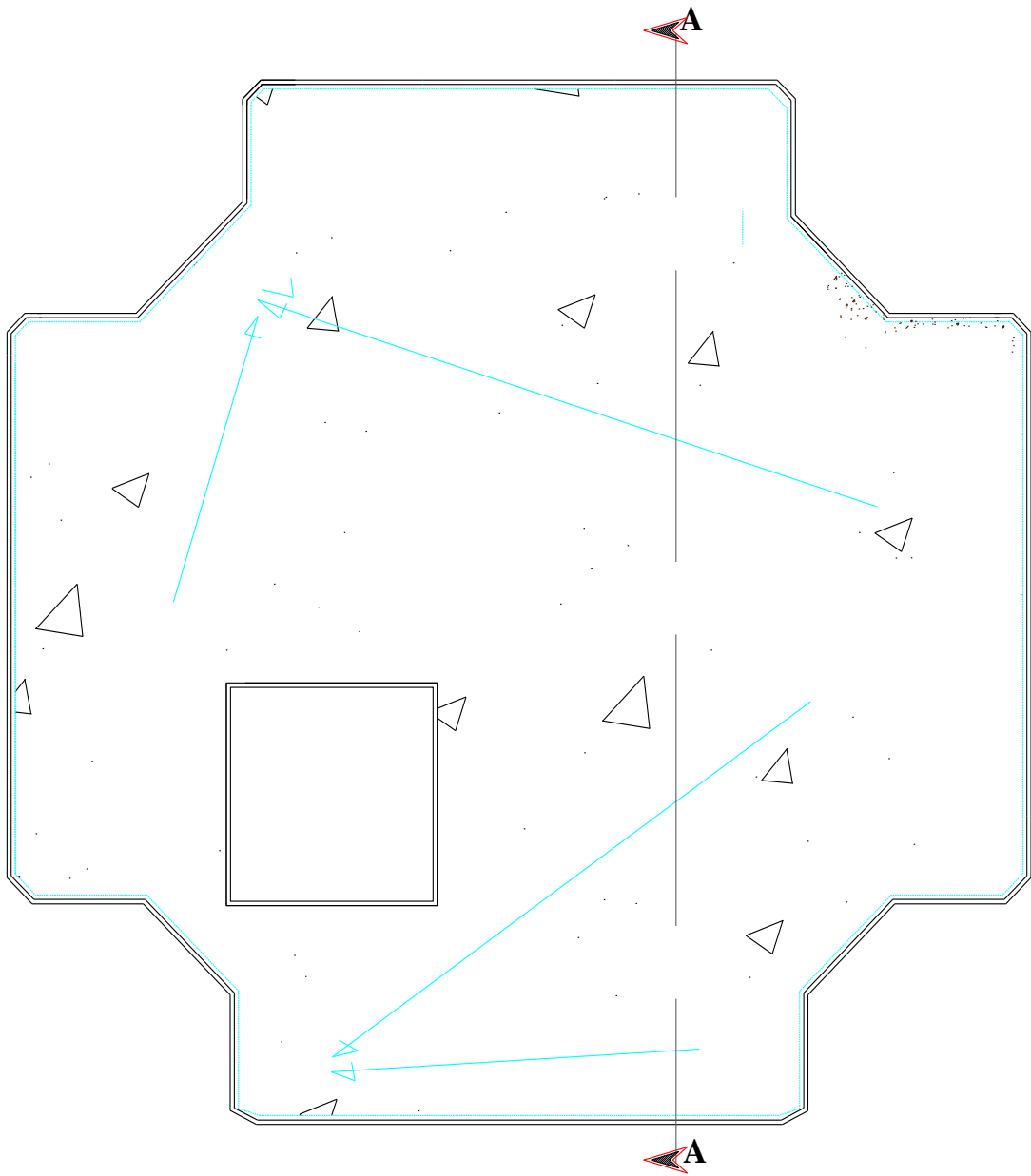
PLAN DE ENTRE SOL



PLAN RDC



PLAN DES ETAGES COURANTS



*\*PLAN DE LA TOITURE*

## ***CHAPITRE I :***

### ***Présentation et description de l'ouvrage***

## I. Présentation et caractéristique de l'ouvrage

### I.1 Introduction

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil, doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après sa réalisation avec un cout optimal. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (BAEL91/modifié 99, RPA99/modifiée 2003) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

### I.2 Réglementations utilisées

L'étude de notre projet sera menée selon les règles suivantes :

- Règles parasismique algériennes (**RPA99 /version 2003**) ;
- Règles technique de conception de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisé 99**) ;
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**).

### I.3 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (E-SOL+R+08) considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (**groupe d'usage 02**) puisque sa hauteur est inférieur à 48 m.

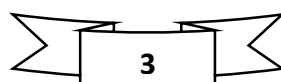
Le projet est implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, cette région est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifier 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**)

Le bâtiment est composé de :

- entre sol ;
- Un Rez-de-chaussée (RDC) ;
- Huit niveaux à usage d'habitation ;
- Une cages d'escalier ;
- Une cage d'ascenseur.

#### I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **Dimensions en élévation :**



- La hauteur totale : ..... 30,6 m ;
- La hauteur de chaque niveau : ..... 3,06 m ;
  - **Dimensions en plan :**
- Longueur totale entre-axes..... 23,45 m ;
- Largeur totale entre-axes ..... 23,45 m.

### I.3.2 Les éléments de l'ouvrage

#### I.3.2.1 Ossature du bâtiment

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques (cadres rigides) transversaux et longitudinaux : constitués de poutres et de poteaux liés entre eux. Ils sont capables de reprendre plus de 80% de charges et surcharges verticales.
- Voiles de contreventement : ceux sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal). Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

#### I.3.2.2 Eléments du Bâtiment

#### I.3.2.3 Planchers

Un plancher est considéré comme un diaphragme rigide destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.

Dans notre cas, tous les étages seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, portée sur des poutrelles, le Rez-de-chaussée avec une dalle coulée sur le sol.

Il existe deux types de planchers :

##### I.3.2.3.1 Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles.

Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

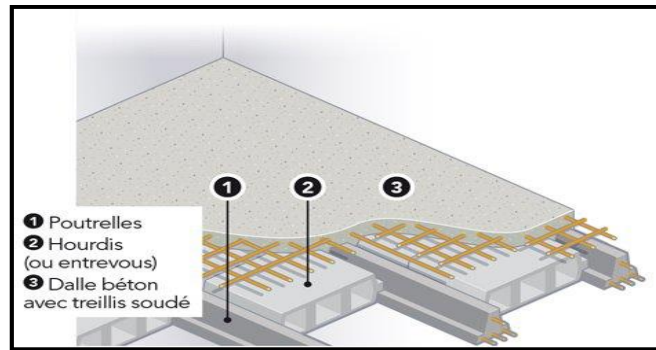


Figure 1 : plancher en corps creux.

#### I.3.2.3.2 Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine (cage d'ascenseur) et balcons.

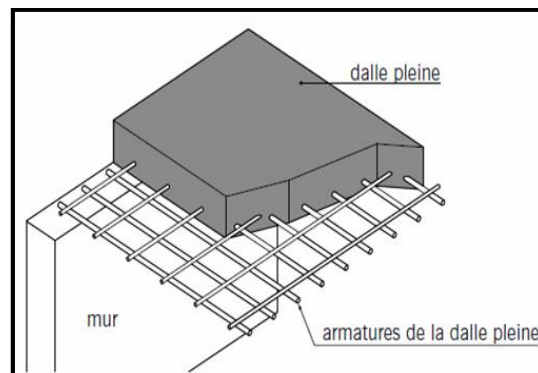


Figure 2 dalle pleine en béton armé.

#### I.3.2.4 Maçonnerie

- **Murs extérieurs** seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10 cm (10+10+10).

**Murs intérieurs ou cloisons de séparation** seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

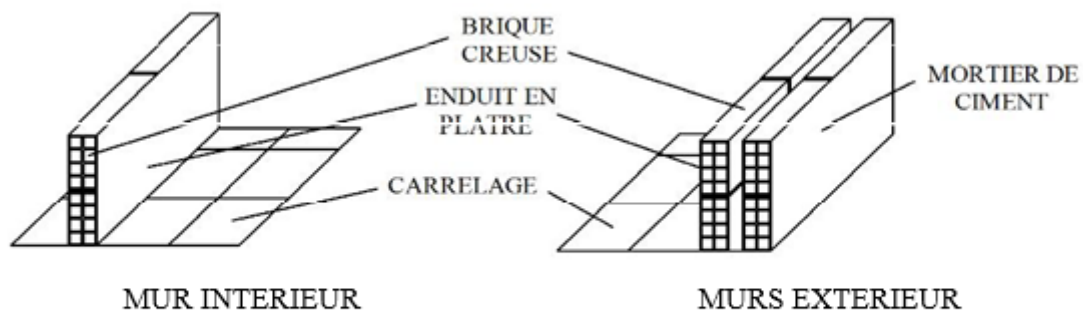


Figure 3 : Mur intérieur et extérieur

### I.3.2.5 Les escaliers

Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

#### I.3.2.5.1 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

### I.3.2.6 Les balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux ou en dalle pleine.

### I.3.2.7 Le coffrage

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

### I.3.2.8 L'Acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

### I.3.2.9 Terrasse inaccessible

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

➤ **L'infrastructure** : est constituée de :

**Fondations** : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

#### I.4 Etude géotechnique du sol

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

Une contrainte admissible de  $\sigma_{sol} = 2$  bars

#### I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

##### I.5.1 Le béton

Le béton est un mélange optimal de :

- Liants (ciments artificiels)
- Granulats (sables, gravillons, graviers...)
- Eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, etc.)

Il sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland composé (CPJ).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais faibles à la traction.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

##### I.5.1.1 Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté  $f_{c28}$ .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

Pour  $j \leq 28$  jours, elle est calculée, (selon BAEL91, modifié 99/A.2.1,11), comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40MPa$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25MPa$

##### I.5.1.2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté  $f_{tj}$  ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \rightarrow (\text{BAEL 99 / Art 1.2.12})$$

Dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1 MPa.$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60$  MPa.

### I.5.1.3 Module de déformation longitudinale du béton

- **Module de déformation longitudinal instantané du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91/modifié 99})$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa , nous avons :

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée (réglementairement plus de 24 heures).

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$E_{vj}$  : module de déformation longitudinal différé [MPa] ;

$f_{cj}$  : résistance caractéristique du béton [MPa].

Dans notre cas, nous avons  $f_{c28} = 25$  MPa. D'où :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

### I.5.1.4 Module de déformation transversal

Le module de déformation transversal, noté « G », caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1 + \nu)$$

Avec :

**G** : module de déformation transversal [MPa]

**E** : module de Young [MPa]

**$\nu$**  : coefficient de poisson tel que  $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

**$\Delta d / d$**  : déformation relative transversale

**$\Delta L / L$**  : déformation relative longitudinale

### I.5.1.5 Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale. Selon Art A. 2.1.3, BAEL 91 révisé 99

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$$

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELU, pour le calcul des sollicitations} \\ v = 0,2 & \text{à l'ELS, pour le calcul des déformations} \end{cases}$$

### I.5.1.6 Etats limites de contrainte de béton

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

#### I.5.1.6.1 Etat limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est associé à l'effondrement de la structure qui peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul, selon article A.4.3,41 du BAEL 91 modifié 99, de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité égale à  $\begin{cases} 1,5 & \rightarrow \text{situation courante} \\ 1,15 & \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\theta$  : Coefficient de durée d'application des actions considérées

- $\theta = 1$  : si la durée d'application est supérieure à 24h,
- $\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h,
- $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

D'où :

- Pour  $\gamma_b=1,5$  et  $\theta=1$ , nous aurons  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$
- Pour  $\gamma_b=1,15$  et  $\theta=1$ , nous aurons  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

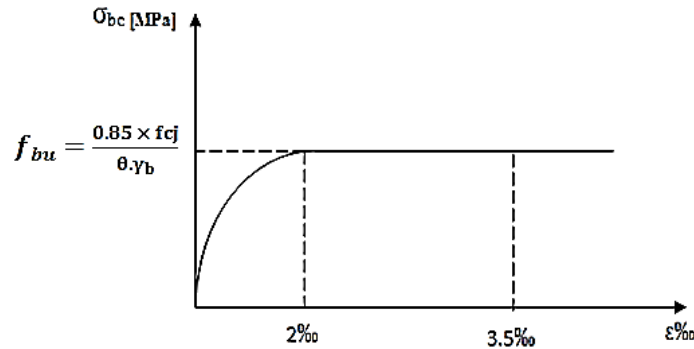


Figure 4 : diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

### I.5.1.6.2 État limite de service (E.L.S)

Il correspond à l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par article A.4.5, 2 du BAEL91 modifié 99) comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28}=25\text{MPa}$ , on a :

$$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}.$$

**La contrainte de cisaillement ultime :**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

(Art 5.1,2.11/BAEL 91/modifié 99)

### I.5.1.7 Masse volumique

La masse volumique du béton est égale à  $25\text{kN/m}^3$

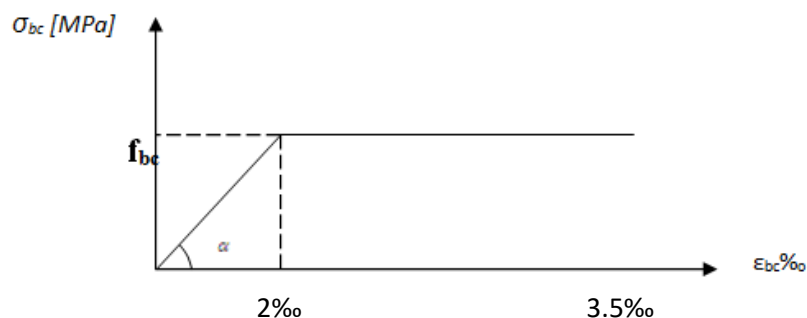


Figure 5 diagramme des contraintes de déformation à l'ELS.

## I.5.2 Acier

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

### I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Les différentes caractéristiques des aciers sont récapitulées dans le Tableau 1 : Les caractéristiques des aciers

**Tableau 1 : Les caractéristiques des aciers**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$	Allongement relatif à la	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence	HA	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS)	TS	550	8	1.3	1

Tel que :  $f_e$  : est la limite d'élasticité de l'acier.

### I.5.2.2 Module d'élasticité longitudinale

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa selon (Article A.2.2,1 du BAEL 91 modifié 99).}$$

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

### I.5.2.3 Contrainte limite ultime des aciers

Elle est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier ;
- $f_e$  : Limite d'élasticité garantie ;
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations durables ;} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Tableau 2 : limites d'élasticité des aciers utilisés

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
<b>fe = 400MPa</b>	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
<b>fe = 500MPa</b>	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

#### I.5.2.4 Contrainte ultime de service des aciers

Afin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

##### I.5.2.4.1 Fissuration peu nuisible

Dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Art. (A. 4.5, 32 BAEL91/modifié 99).}$$

##### I.5.2.4.2 Fissuration préjudiciable

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{Art. (A. 4.5, 33 BAEL91/modifié 99).}$$

##### I.5.2.4.3 Fissuration très préjudiciable

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{Art. (A. 4.5, 34 BAEL91/modifié 99).}$$

Avec :

$f_{tj}$  : résistance caractéristique du béton à la traction [MPa] ;

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\phi \geq 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\phi < 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

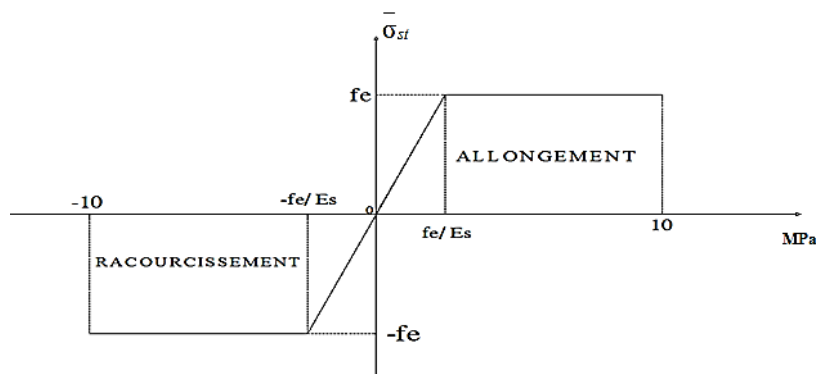


Figure 6 : diagramme de calcul contrainte-déformation de l'acier à l'ELS

#### I.5.2.4.4 Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91/modifié 99)

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes (Art A.7.1 /BAEL91 modifié 99) :

- **C = 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimiques ;
- **C = 3 cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C = 1 cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

## I.6 Conclusion

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifié.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).

## ***CHAPITRE II :***

***Pré dimensionnement des éléments et  
descente des charge***

## II. Pré-dimensionnement des éléments

### II.1 Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement de notre projet.

Le pré-dimensionnement des éléments de construction a pour but de pré-dimensionner des sections des différents éléments résistants et aussi de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Il sera fait selon les règles du BAEL 91/modifié 99 et le RPA 99 modifié 2003.

### II.2 Pré-dimensionnement des éléments

#### II.2.1 Les planchers

Le plancher est un élément horizontal rigide qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

##### II.2.1.1 Les planchers en corps creux

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{22,5} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots (Art B. 6.8.424 BAEL 91).$$

Avec :

**L** : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles ;

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

**Remarque :**

Nous prendrons en premier temps la section minimale des poteaux exigées par le RPA en zone IIa.

Soit un poteau de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

Dans notre cas :

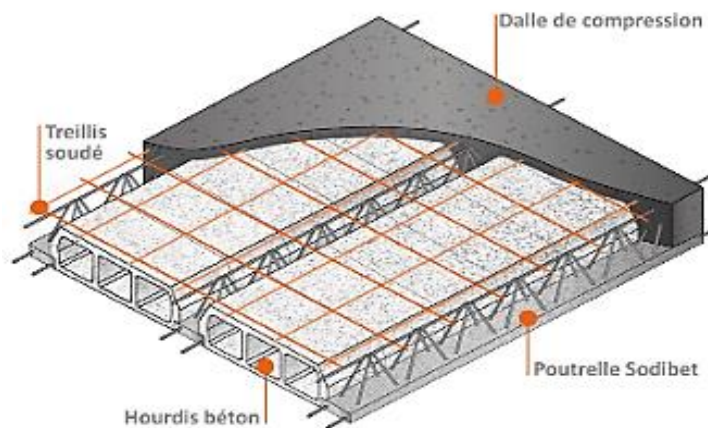
$$L = 505 - 25 = 480 \text{ cm}$$

Nous aurons donc :

$$\frac{480}{22,5} \leq h_t \leq \frac{480}{20} \Leftrightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 25 \text{ cm}$$

Nous opterons une hauteur  $h_t = 24 \text{ cm}$ . Ce qui nous donne un plancher de  $(20 + 4) = 25 \text{ cm}$

- Epaisseur du corps creux est de 20 cm ;
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm.



**Figure 1: Les constituants d'un plancher à corps creux**

### II.2.1.2 Plancher dalle pleine

Un plancher en dalle pleine est une plaque mince dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Son épaisseur est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

#### II.2.1.2.1 Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e_p \geq L_0 / 10$$

- $L_0$  : portée libre ;
- $e_p$  : épaisseur de la dalle.

Nous avons :

$$L_0 = 1,35 \text{ m}$$

$$e_p \geq 1,35/10 = 0,135 \text{ m}$$

Donc :

$$e_p = 13,5 \text{ cm}$$

#### II.2.1.2.2 Résistance au feu

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11 \text{ cm}$  ..... Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $e_p \geq 7 \text{ cm}$  ..... Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

#### II.2.1.2.3 Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse surfacique du plancher.

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale

$$m_{Dp} = 350 \text{ kg/m}^2$$

D'où :

L'épaisseur minimale de la dalle est :

$$m_{Dp} = \rho_b \times e_p \Rightarrow e_p = \frac{m_{Dp}}{\rho_b}$$

$\rho_b$  : Masse volumique du béton , tel que :  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

D'où :

$$e_p = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, nous avons :

$$e = \max (11, 13.5, 14) = 14 \text{ cm}$$

Donc, nous optons une épaisseur  $e_p = 15 \text{ cm}$

### II.2.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire coulés sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles ;
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon BAEL91 la dimension de la poutre h et b sont déterminé comme suit :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

- **h** : hauteur de la poutre.
- **b** : largeur de la poutre.
- **L** : portée maximum entre nus d'appuis.

Ainsi que le RPA 99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5 h + b_1 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{(RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1)}$$

II.2.2.1 Les Poutres Principales

- **Hauteur**

Nous avons  $L = 505 - 25 = 480 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \\ 32 \leq h \leq 48 \end{array} \right.$$

La hauteur adoptée pour les poutres principales est donc :  **$h = 40 \text{ cm}$**

- **Largeur**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \\ 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{array} \right.$$

Donc, la largeur adoptée pour les poutres secondaires est:  **$b = 30 \text{ cm}$**

La section des poutres principales est :  $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.2.2 Poutres secondaires

De la même manière, on calcule les dimensions de la poutre secondaire.

Nous optons pour une section de :  $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

- **Section des poutres adoptées**

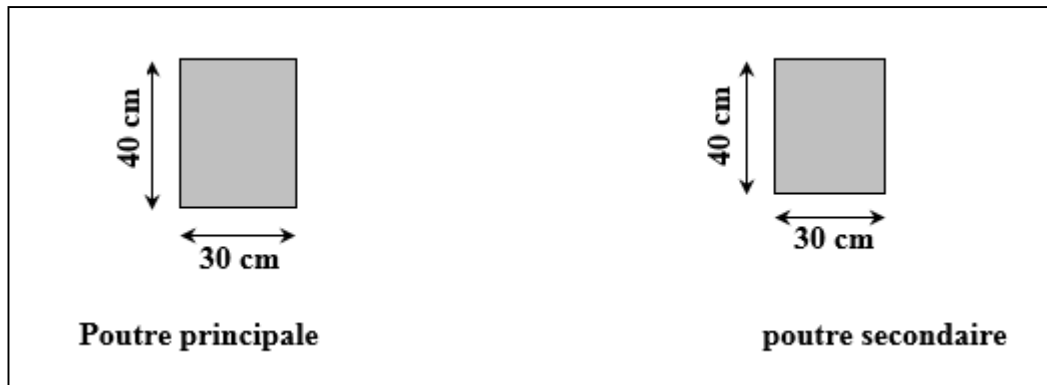


Figure 2 : Dimensions des poutres principales et secondaires

### II.2.3 Les voiles

Selon l'article 7.7.1 du RPA99 modifié 2003, les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$  seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, seront considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur du voile " $a$ " sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

- $L$  : longueur du voile ;
- $a$  : épaisseur du voile ;
- $h_e$  : hauteur d'étage.

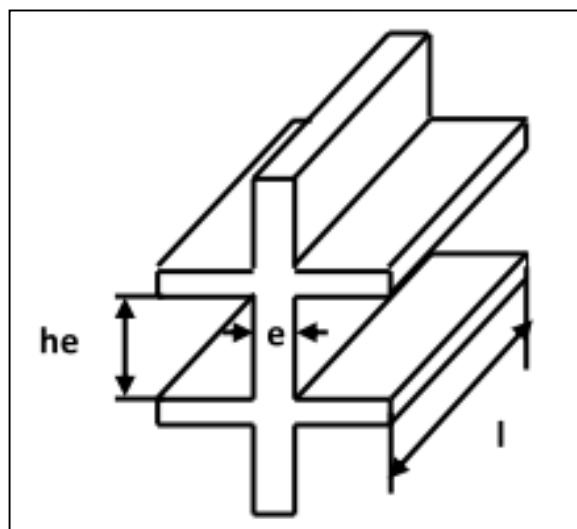


Figure 3 : Coupe de voile en élévation

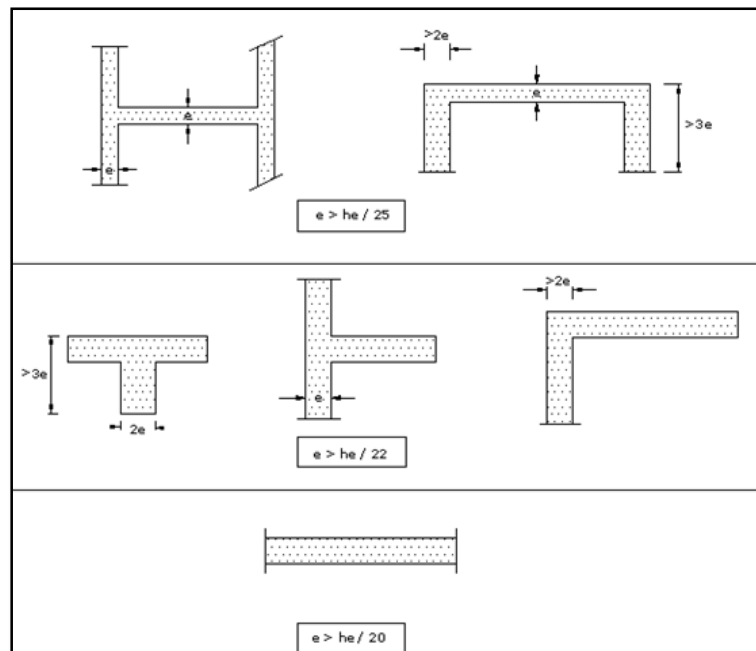


Figure 4 : coupe de voile en plan

Dans notre cas la hauteur de tous les étages  $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$ .

Donc :

$$h_e = 306 - 24 = 286 \text{ cm}$$

D'où :

**Cas1:**  $a \geq \frac{h_e}{25} = 11,44 \text{ cm}$

**Cas2:**  $a \geq 13 \text{ cm}$

Finalement, l'épaisseur adopté pour les voiles est :  **$a = 20 \text{ cm}$**

#### II.2.4 Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en bétons armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étages en étage puis au fondations.

Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple, selon l'article (b 8.4.1) de CBA93, par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $N_u$  : Effort normal ultime [kN]
- $\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 50 \end{cases}$$

- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours = 25MPa
- $A$  : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.
- $B_r$  : Section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>) obtenue en réduisant la section réelle de 1 cm sur tout son périphérique.

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

- $\gamma_b = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$  : coefficients de sécurité pour le béton et l'acier.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ .

La section du poteau à déterminé est donnée par la relation :

$$S_{\text{pot}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- $N_s$  : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91 , en considérant le poteau le plus sollicité tel que:  $N_s = G + Q$

- **G** : charge permanente.
- **Q** : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

$$\bar{\sigma}_{bc} : 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa.}$$

### II.3 Détermination des charges et surcharges

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment qui seront données comme suit :

#### II.3.1 Charges permanentes (G)

##### II.3.1.1 Les planchers

Elles sont données par le document technique règlementaire **DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »**

##### II.3.1.2 Plancher à corps creux de la terrasse (inaccessible)

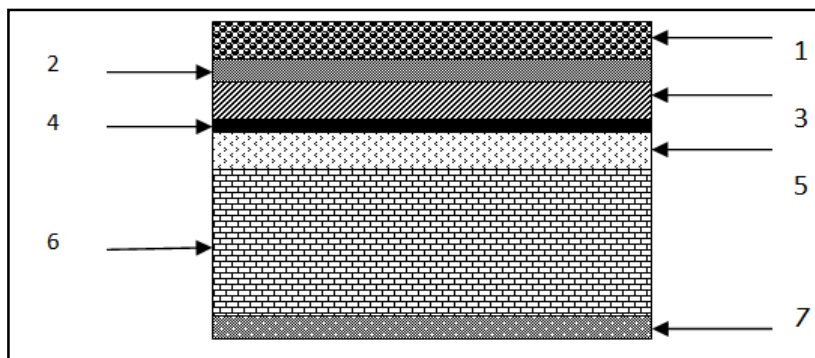


Figure 5 : Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse

Tableau 1 : Charges permanentes du plancher d'étage terrasse

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Couche de gravillon	0.05	20	1
2. Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3. Béton en forme pente	0.06	22	1.32

4. Feuille polyane	/	/	0.01
5. Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6. Plancher à corps creux (20 +4 cm)	0.24	/	3.30
7. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Gt = 6,11 KN/ m<sup>2</sup></b>			

II.3.1.3 Plancher à corps creux d'étage courant :

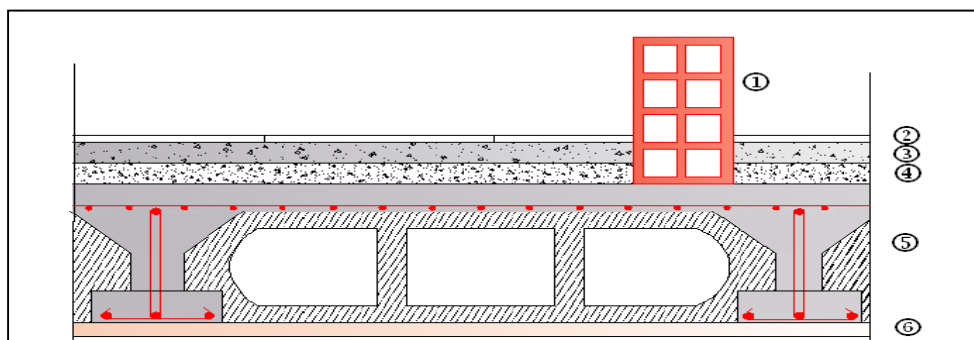


Figure 6 : Coupe transversale au niveau de plancher étage courant

Tableau 2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1.Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.025	20	0.50
3. Couche de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle en corps creux	0.24	/	3.30
5. Enduit de plâtre	0.025	10	0.25
6. Cloison de séparation avec 25% d'ouverture	0.10	09	0.90
<b>Gt = 5,89 KN/ m<sup>2</sup></b>			

II.3.1.4 Maçonnerie des murs extérieurs et intérieurs

Selon les plans d'architecture, les murs extérieurs sont en double cloison en briques creuses de 25 cm d'épaisseur (10 + 5 + 10) (figure 6) et les murs intérieurs sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur (figure 7).

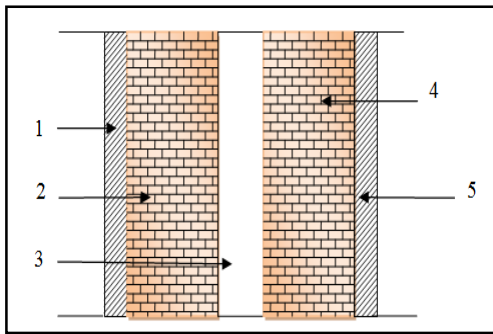


Figure 8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

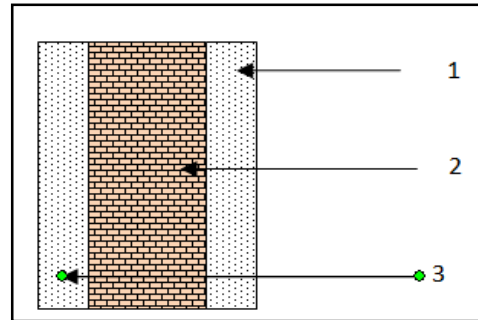


Figure 7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

- Les différentes charges sont illustrées dans le tableau 3 et 4

Tableau 3 : Charges permanentes des murs extérieurs

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit en ciment	0.02	20	0.40
2. et 4. Maçonnerie extérieure en brique creuse	2 x 0.10	09	1.80
3. Lambe d'aire	0.05	/	/
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			<b>G<sub>t</sub> = 2,4 KN/ m<sup>2</sup></b>

Tableau 4 : Charges permanentes des murs intérieurs

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	La charge (kN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit en plâtre intérieur	0.02	10	0.20
2. Maçonnerie en brique creuse	0.10	09	0.90
3. Enduit en plâtre extérieur	0.02	10	0.20
			<b>G<sub>t</sub> = 1,30 KN/ m<sup>2</sup></b>

II.3.1.5 Les balcons

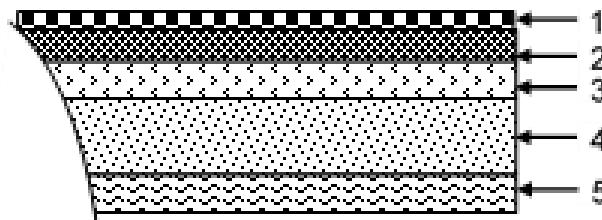


Figure 9 : Coupe transversale de la dalle du balcon

II.3.1.6 Balcons des étages courants

Tableau 5 : Détermination du poids propres des balcons des étages courants

Matériaux	Epaisseur	$\rho$ (kN / m <sup>3</sup> )	G <sub>c</sub> (kN / m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			<b>G<sub>t</sub> = 5.31 kN/m<sup>2</sup></b>

II.3.1.7 Balcons du dernier plancher

Tableau 6 : Détermination du poids propre des balcons de la terrasse

Matériaux	Epaisseur	$\rho$ (kN / m <sup>3</sup> )	G <sub>c</sub> (kN / m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	0.05	20	0.4
2. Etanchéité multicouche	0.04	6	0.24
3. Forme de pente	0.10	22	2.2
4. Isolation thermique	0.04	4	0.16
5. Dalle pleine	0.15	25	3.75
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G<sub>t</sub> = 6.95 kN/m<sup>2</sup></b>

II.3.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exportations sont données par les DTR B.C 2.2 dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Charges d'exploitation des différents éléments secondaires

Eléments	Surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
- Plancher terrasse inaccessible	1
- Plancher d'étage courant à usage habitation	1.5
- Plancher RDC (habitation)	1.5
- plancher 2 E-sol (habitation)	1.5
-Escaliers	2.5
-Balcons	3.5

II.4 Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

II.4.1 Charges et surcharges revenant au poteaux le plus sollicité

II.4.1.1 Surface d'influence

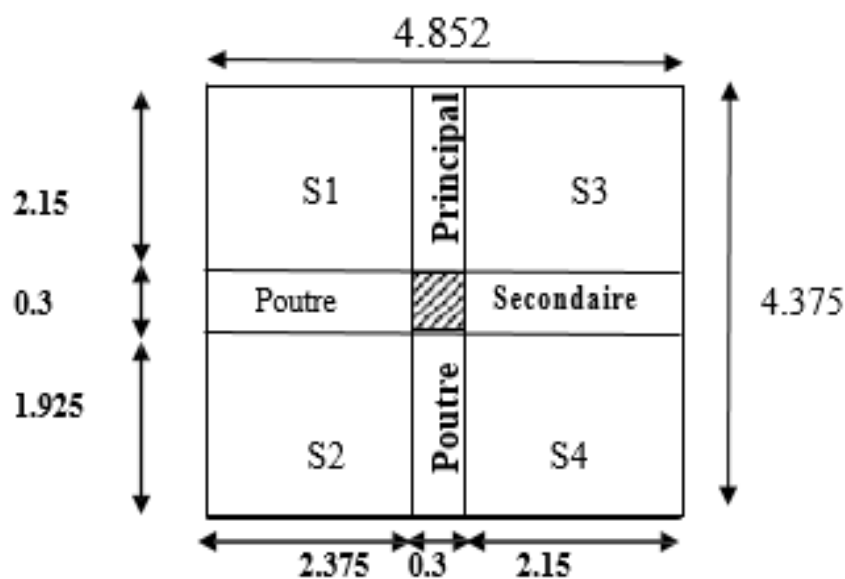


Figure 10 : Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \text{ tel que : } \begin{cases} S_1 = 2,375 \times 2,15 = 5,106 \text{ m}^2 \\ S_2 = 2,375 \times 1,925 = 4,571 \text{ m}^2 \\ S_3 = 2,15 \times 2,15 = 4,622 \text{ m}^2 \\ S_4 = 2,15 \times 1,925 = 4,138 \text{ m}^2 \end{cases}$$

D'où :

$$S = 5,106 + 4,571 + 4,622 + 4,138 = 18,437 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = S_{totale} = 4,825 \times 4,375 = 21,109 \text{ m}^2$$

#### II.4.1.2 Poids propres des différents éléments

##### 1. Les poteaux

$$P_{Pot} = S \times \rho \times h_e$$

Avec:

- **S** : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25 \text{ cm}$  (RPA 99/version 2003) ;
- **$\rho$**  : poids volumique du béton  $25 \text{ kN/m}^3$  ;
- **$h_e$**  : hauteur d'étage [m]

$$\text{Pour tous les niveaux : } P_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = \mathbf{4,78 \text{ KN}}$$

##### 2. Les poutres

$$P_{poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$$

- Les poutres principales (**40 × 30**)

$$P_{PP} = (0,3 \times 0,4)(1,925 + 2,15)25 = 12,225 \text{ kN}$$

- Les poutres secondaires (**40 × 30**)

$$P_{PS} = (0,3 \times 0,4)(2,15 + 2,375)25 = 13,575 \text{ kN}$$

D'où le poids total :

$$P_{tot} = P_{pp} + P_{ps} = 12,225 + 13,575 = 25,80 \text{ kN}$$

##### 3. Les planchers

$$P_{plancher} = G_{plancher} \times S$$

- Plancher étage courant :  **$P_{pc} = 18,437 \times 5,89 = 108,593 \text{ KN}$**
- Plancher terrasse:  **$P_t = G_T \times S = 18,437 \times 6,11 = 112,650 \text{ KN}$**

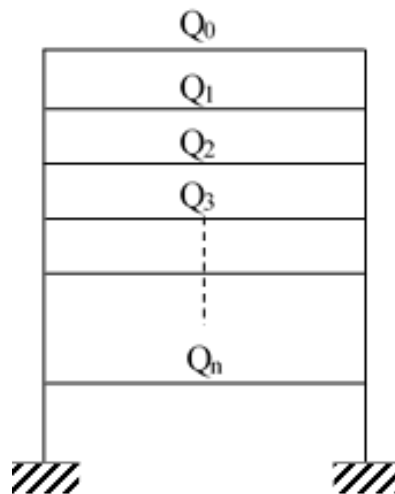
### II.4.1.3 Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1,00 \times 18,437 = 18,437$  KN.
- Plancher étage courant :  $Q_1 = Q_2 = \dots\dots\dots = Q_6 = 1,5 \times 18,437 = 27,655$  KN.
- Plancher RDC :  $Q_7 = 1,5 \times 18,437 = 27,655$  KN.
- Plancher 2 E-sol :  $Q_8 = Q_9 = 1,5 \times 18,437 = 27,655$  KN.

### II.4.1.4 La loi de dégression des surcharges

D'après le règlement (DTR B.C. 2.2) la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes



Avec :

- $Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse ;
- $Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i) ;
- $n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas ;
- $Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

➤ Coefficients de dégression de surcharges

Tableau 8 : Les valeurs du coefficient  $(\frac{3+n}{2n})$

N°	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	E-sol
Coefficient	1	1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50

➤ Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

Tableau 9 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Opération	Résultat (KN)
8	$Q_0 = 18.437$	18.437
7	$Q_0 + 1Q = 18.437 + 27.655$	46.092
6	$Q_0 + 1.9Q = 18.437 + 1.9(27.655)$	70.981
5	$Q_0 + 2.7Q = 18.437 + 2.7(27.655)$	93.105
4	$Q_0 + 3.4Q = 18.437 + 3.4(27.655)$	112.464
3	$Q_0 + 4Q = 18.437 + 4(27.655)$	129.057
2	$Q_0 + 4.5Q = 18.437 + 4.5(27.655)$	142.884
1	$Q_0 + 5Q = 18.437 + 5(27.655)$	156.712
RDC	$Q_0 + 5.5Q = 18.437 + 5.5(27.655)$	170.539
E-Sol	$Q_0 + 6Q = 18.437 + 6(27.655)$	184.367

Tableau 10 : Détermination des sections des poteaux

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Effort Normal (kN)	Section (cm <sup>2</sup> )			
	Poids Plancher	Poids Poutre	Poids poteau	G <sub>tot</sub>	G <sub>c</sub>	Q <sub>c</sub>	N <sub>s</sub> = G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée	Sections Adoptées Après vérification
8	112.650	25.80	4.78	143.230	143.230	18.437	161.667	107.778	30×30	35×35
7	108.593	25.80	4.78	139.173	282.403	46.092	328.495	218.996	30×30	35×35
6	108.593	25.80	4.78	139.173	421.576	70.981	492.557	328.371	35×35	40×40
5	108.593	25.80	4.78	139.173	560.749	93.105	653.854	435.902	35×35	40×40
4	108.593	25.80	4.78	139.173	699.922	112.464	812.386	541.590	35×35	45×45
3	108.593	25.80	4.78	139.173	839.095	129.057	968.152	645.434	40×40	45×45
2	108.593	25.80	4.78	139.173	978.268	142.884	1121.152	747.434	40×40	50×50
1	108.593	25.80	4.78	139.173	1117.441	156.712	1274.153	849.435	40×40	50×50
RDC	108.593	25.80	4.78	139.173	1256.614	170.539	1427.153	951.435	45×45	55×55
E-Sol	108.593	25.80	4.78	139.173	1395.787	184.367	1580.154	1053.436	45×45	55×55

**Remarque :**

On a adopté pour les poteaux des sections supérieures à celle trouvée dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers ;
- Eviter la rotule plastique dans les poteaux.

**II.4.2 Vérification (R.P.A 99)****II.4.2.1 Vérifications relatives aux exigences du RPA**

Selon l'article (Art 7.4.1 du R.P.A 99 Version 2003) : Les dimensions de la section transversale des poteaux de notre structure sont supérieures à 25 cm. Donc elles sont vérifiées.

**II.4.2.2 Vérifications de la condition de non flambement des poteaux**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

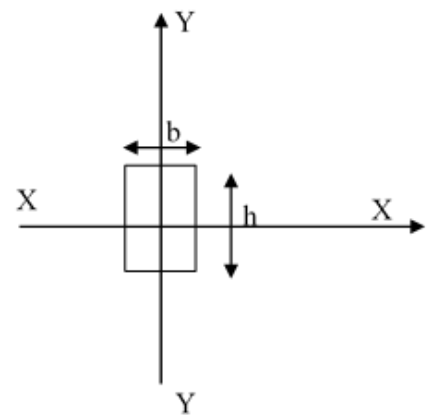
Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement  $\lambda$  de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

- $L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0,7 L_0$ ) ;
- $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ) ;
- $L_0$  : hauteur libre du poteau
- $S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ) ;
- $I$  : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{h b^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{b h^3}{12}$ ) ;

Nous allons vérifier que pour le cas le plus défavorable. Donc, pour la plus petite section du poteau.



**Calcul de longueur de flambement :**

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$L_f$  : longueur de flambement pour le poteau de tous les niveaux.

**Calcul du rayon de giration :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{8,66} = 24,73 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

### II.5 Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de Pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

**Tableau 11 : récapitulatif des de prédimensionnement des différents éléments**

<b>Hauteur du plancher en corps creux</b>		$h_t = 24 \text{ cm (20+4)}$
<b>Epaisseur de la dalle pleine</b>		$e = 15 \text{ cm}$
<b>Epaisseur des voiles</b>		$a = 20 \text{ cm}$
<b>Sections des poutres</b>	Poutre principale	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
<b>Sections des poteaux</b>	E-Sol et RDC	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

***CHAPITRE III :***  
***Calcul des éléments non structuraux***

### III. Calcul des éléments non-structuraux

#### Introduction

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non structuraux secondaires (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA**.

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les planchers ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière ;
- Les balcons ;
- La dalle salle machine.

#### III.1 Calcul de l'Acrotère

##### III.1.1 Définition

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et de sécurité. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fera à la flexion composée pour une bande de 1m sous l'effet d'un effort normal (poids propre) «  $G$  », et la charge «  $Q=1\text{ KN}$  », appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement.

##### III.1.2 Dimensionnement

Les dimensions de l'acrotère sont illustrées sur la figure 1.

- La hauteur :  $h = 70\text{ cm}$
- L'épaisseur :  $h_0 = 10\text{ cm}$
- L'enrobage :  $c = 3\text{ cm}$
- La surface :  $S_{act} = [(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1) / 2]$

$$S_{act} = 0,0785 \text{ m}^2.$$

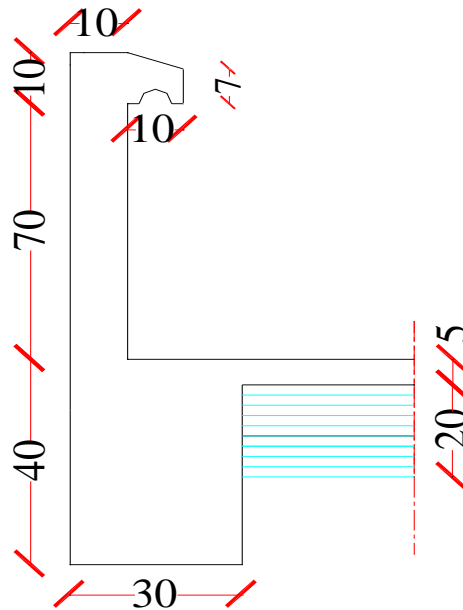


Figure 1 : Coupe transversale de l'acrotère

### III.1.3 Calcul des sollicitations

#### III.1.3.1 Charges

Poids propre de l'acrotère sera calculé par la formule suivante :

$$G = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

- $\rho$  : Masse volumique du béton [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ].
- $S$  : Section longitudinale de l'acrotère [ $\text{m}^2$ ].

D'où :

$$G = 25 \times 0,0785 = 1,96 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

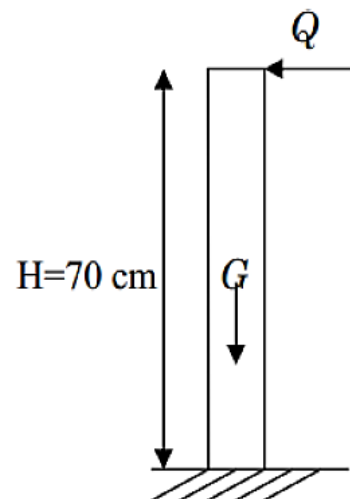


Figure 2 : schéma statique

#### III.1.3.2 Calcul des sollicitations

- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :

$$M_Q = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ kN}$$

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1\text{ml} = 1,96 \text{ kN}$$

- Effort normale dû à la surcharge (Q) :

$$NQ = 0 \text{ kN}$$

- Effort tranchant dû au point propre (G) :

$$TG = 0 \text{ kN}$$

- Effort tranchant dû à la poussée latérale (Q) :

$$T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1,00 \text{ kN.}$$

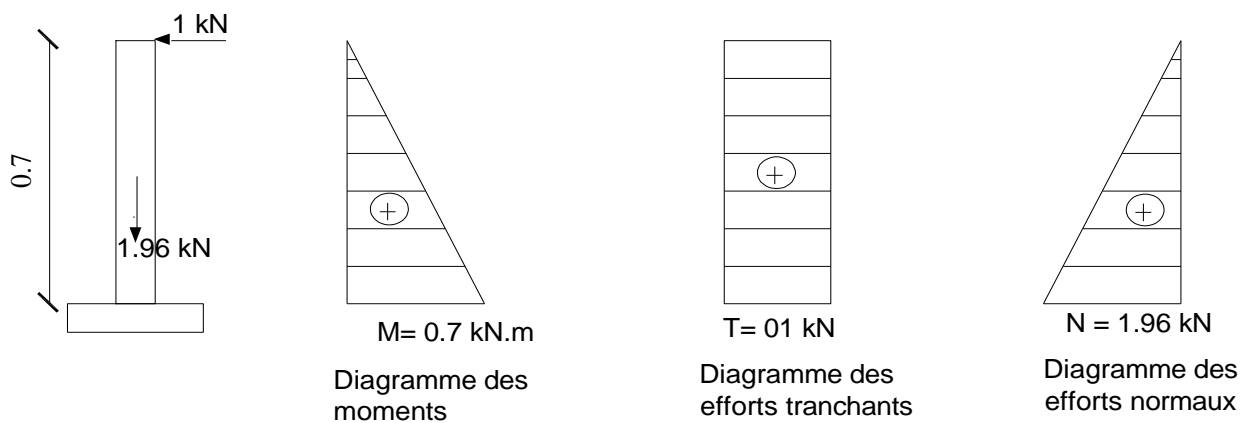


Figure 3 : Diagramme des efforts internes

### III.1.4 Combinaison des charges

- **ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

$$N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,96 = 2,646 \text{ kN}$$

$$T_u = 1,5 T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 M_G = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN.m}$$

- **ELS** :  $G + Q$

$$N_S = N_G = 1,96 \text{ kN}$$

$$T_S = T_Q = 1 \text{ kN}$$

$$M_S = M_G = 0,7 \text{ kN.m}$$

### III.1.5 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{ cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ , afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$

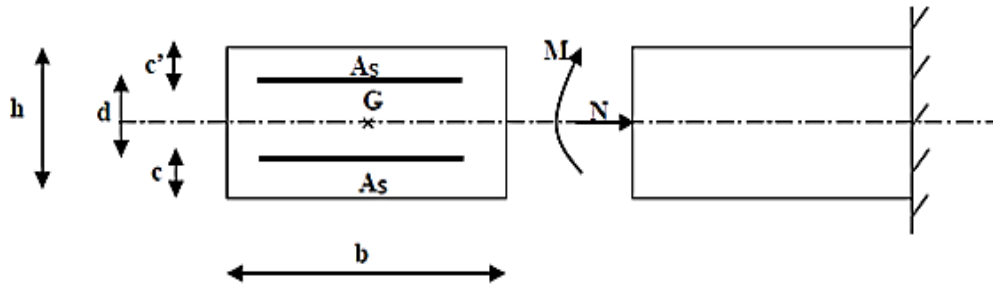


Figure 4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

**h** : épaisseur de la section ;

**c** et **c'** : l'enrobage ;

**d** =  $h - c$  : hauteur utile.

**M<sub>f</sub>** : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

➤ **Calcul de l'excentricité «  $e_u$  » à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

- **M<sub>u</sub>** : moment dus à la compression [kN.m] ;
- **N<sub>u</sub>** : effort de compression[kN] ;
- **e<sub>u</sub>** : excentricité [m].

D'où :

$$e_u = \frac{1,05}{2,646} = 0,397 \approx 0,4\text{ m} = 40\text{ cm}$$

Calcul de la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues «  $y$  ».

$$y = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Vérification :

$$e_u = 40 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

D'où :

- ✓ Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.
- ✓ L'effort normal «  $N$  » est un effort de compression à l'intérieur

Donc la section est partiellement comprimée « SPC ».

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple**

- Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 1,05 + 2,646 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 1,261 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2}$$

Calculons d'abord  $f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\mu_f = \frac{1,261 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 7^2} = 0,018$$

$$\mu_f = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)} \Rightarrow \beta = 0,991$$

➤ **Calcul de la section de ferrailage**

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_{st} d \beta}$$

$$A_f = \frac{1,261 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0,991} = 0,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,52 - \frac{2,646 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,443 \text{ cm}^2$$

### III.1.5.1 Vérification à l'ELU

#### III.1.5.1.1 Condition de non fragilité : BAEL 91/ (Art A.4.2.1)

On doit vérifier que :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28} (e_s - 0,455 d)}{f_e (e_s - 0,185 d)}$$

Tel que :

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,96} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$ .
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ . (chapitre I, § 4.2.3)
- $f_e = 400 \text{ MPa}$ . (chapitre I, tableau 2)

D'où :

$$A_{min} = 0,23 \times 7 \times 100 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{25 - 0,447 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,443 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc, la section d'armature adoptée est la section minimale  $A_{min}$ .

$$A = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons pour une section d'acier de  $\frac{4HA8}{\text{ml}} = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons  $3HA8/\text{ml} = 1,50 \text{ cm}^2$  avec un espacement «  $S_t$  » de **20 cm**

#### III.1.5.1.2 Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5-1-1)

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

Et

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} [\text{MPa}] \rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} = 2,5 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Remarque :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

#### III.1.5.1.3 Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/Art A. 6.1.3)

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela, nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement} \begin{cases} \Psi_s = 1,5 & \text{Pour la haute adhérence.} \\ \Psi_s = 1 & \text{pour lr rond lisse} \end{cases}$$

Donc

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Calcul de  $\tau_{se}$  :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$ : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,5 \text{ mm}$$

n : nombre de barre.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa}$$

Vérification :

$$\tau_{se} = 0,237 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### III.1.5.1.4 Longueur de scellement droit : (BAEL91/Art A.6.2.21)

On a :  $l_s = 40 \Phi$  pour FeE400

$l_s = 50 \Phi$  pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400  $\rightarrow l_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

#### III.1.5.1.5 Espacement des barres

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} (2 h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

#### III.1.5.2 Vérification à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

##### III.1.5.2.1 Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

- Calcul de  $\sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290$$

$$\rho = 0,290 \rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^2}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 4,666 \text{ KN/cm}^2 = 46,66 \text{ MPa.}$$

- Calcul de  $\bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Acier AH :  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max (0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \{266,67 ; \max (200 ; 201,63)\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 46,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 206,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.1.5.3 Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Nous devons vérifier que:  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  (chapitre I, § 4.1.2.6)

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)}$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

Donc :

$$K = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,023 \times 46,60 = 1,072 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,072 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.1.5.3.1 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage2)  $\Rightarrow$   
**A=0.15 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)**
- **C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ )
- **W<sub>p</sub>** : Poids de l'acrotère = 1,675 kN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ kN/ml}$$

Vérification :

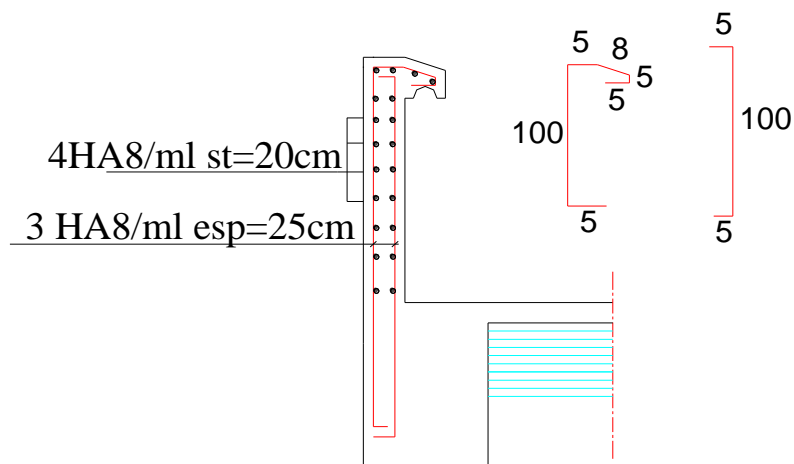
$$F_p < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.
- Armatures de répartitions : **3HA8** avec un espacement **St = 25 cm**.

## III.1.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère



**Figure 5 : ferrailage de l'acrotère**

## III.2 Plancher

## III.2.1 Introduction

Notre structure comporte des planchers en corps creux (20+4) qui constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 20cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

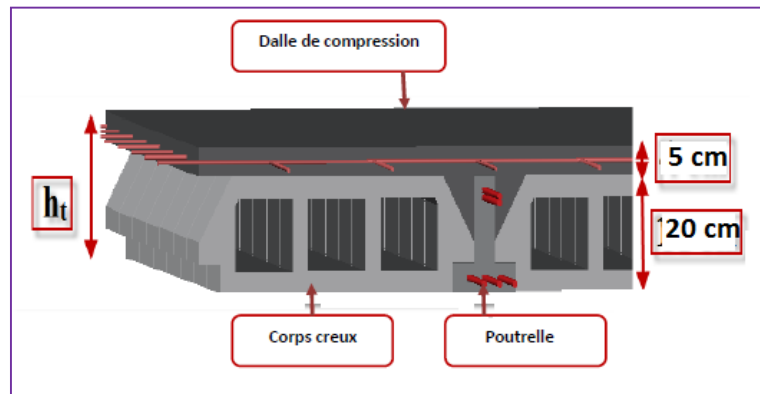


Figure 6 : Coupe d'un plancher en corps creux

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles
- La dalle de compression

### III.2.2 Calcul et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), avec une limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa, ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait.
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91/ modifié 99** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

#### III.2.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e}$$

Avec :

- $L$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L = 65$  cm)
- $f_e$  : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adaptons :

Soit : 5 HA5 /ml     $A = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement entre les aciers :

$$S_t = \frac{0,98 \times 100}{5} = 19,6$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :  $S_t$  : distance entre les armatures

### III.2.2.2 Armatures parallèles aux poutrelles

On a :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons une section d'armature de **5HA5 /ml**, soit  $A = 0,98 \text{ cm}^2$  avec un espacement

$S_t = 20 \text{ cm}$

**Finalemnt**

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension 200 x 200 mm<sup>2</sup> avec un diamètre de 5 mm.

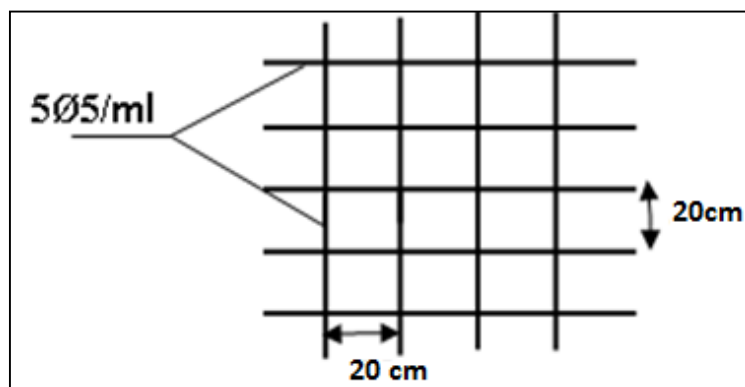


Figure 7 : Treillis soudé de 20 x 20 cm<sup>2</sup>

### III.2.3 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

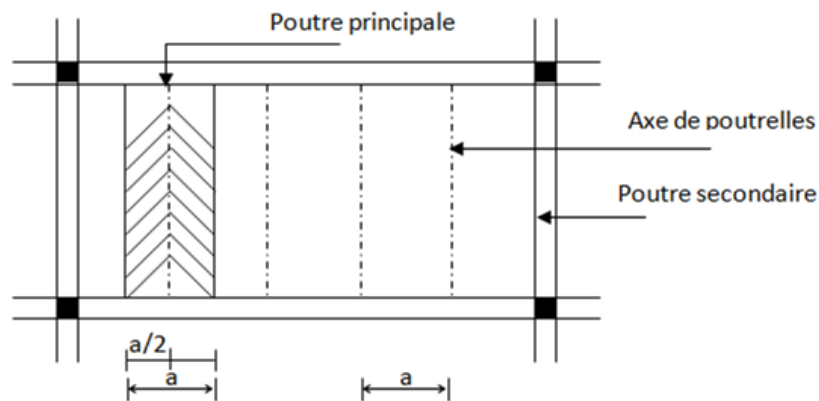


Figure 8 : Surface revenant aux poutrelles

#### III.2.2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

##### III.2.2.2.1.1 Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$ .
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,617 \text{ kN/ml}$ .

D'où :

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,617 = 0,74 \text{ kN/ml}.$$

##### III.2.2.2.1.2 Surcharge d'exploitation

Poids de la main d'œuvre :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

#### III.2.2.2.2 Ferrailage à L'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $L=5,05 \text{ m}$ ).

#### ✓ Combinaison de charge

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments en travée

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 5,05^2}{8} = 7,97 \text{ kN/ml}$$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 5,05}{2} = 6,31 \text{ kN.}$$

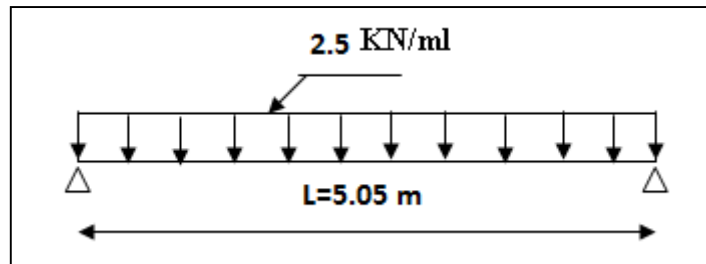


Figure 9 : Schéma statique de la poutrelle

✓ Calcule des armatures

Nous avons :  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ .

Avec :

- $c$  : l'enrobage ;
- $h$  : la hauteur utile.

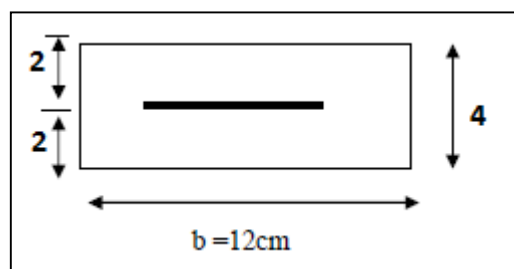


Figure 10 : Coupe transversale de la nervure

Nous avons :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Calcul de  $f_{bc}$  :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\mu = \frac{6,18 \times 10^2}{12 \times 4 \times 142} = 9,06 > \mu_{id} = 0,392$$

**Donc :** La section est doublement armée (SDA).

**Remarque :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter des charges avant coulage de la dalle de compression.

✓ **Calcul du nombre et distances entre étais intermédiaires :**

Le moment limite qui correspond à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_{id} b d^2 f_{bu}$$

$$M_L = 0,392 \times 0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^2 = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une section simplement armée (S.S.A) est égale à :

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92 \text{ m.}$$

**D'où :**

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont en général distants de (0,70 à 1,20) m.

### III.2.2.2.3 Après collage de la dalle de compression

Après collage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

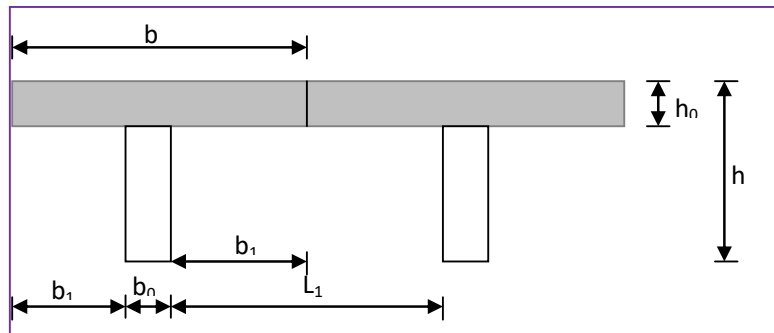


Figure 11 : Dimensions de la section en T

Avec :

$L_1$  : Longueur entre axe des poutrelles.

$b_0$  : Epaisseur de la nervure.

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.

$b_1$  : Largeur de l'hourdis.

#### III.2.2.2.3.1 Détermination des combinaisons de charges

##### ✓ Plancher des étages courants

Poids propre du plancher :  $G = 5,89 \times 0,65 = 3,828 \text{ kN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$ .

❖ À L'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 3,828 + 1,5 \times 0,975 = 6,630 \text{ KN/ml.}$$

❖ À L'ELS :

$$q_s = 3,828 + 0,975 = 4,803 \text{ KN/ml.}$$

➤ Plancher des étages terrasse

Poids propre du plancher :  $G = 6,11 \times 0,65 = 3,971 \text{ KN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$ .

❖ À L'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 3,971 + 1 \times 0,975 = 6,33 \text{ kN/ml}.$$

❖ À L'ELS :

$$q_s = 3,971 + 0,65 = 4,621 \text{ kN/ml}.$$

### Remarque

Le calcul se fait pour le plancher le plus défavorable. Dans notre cas, c'est le plancher des étages courants.

#### III.2.2.2.3.2 Choix de la méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, il existe trois méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire, la méthode de Caquot et la méthode des trois moments.

**Nous avons 3 cas à étudier :**

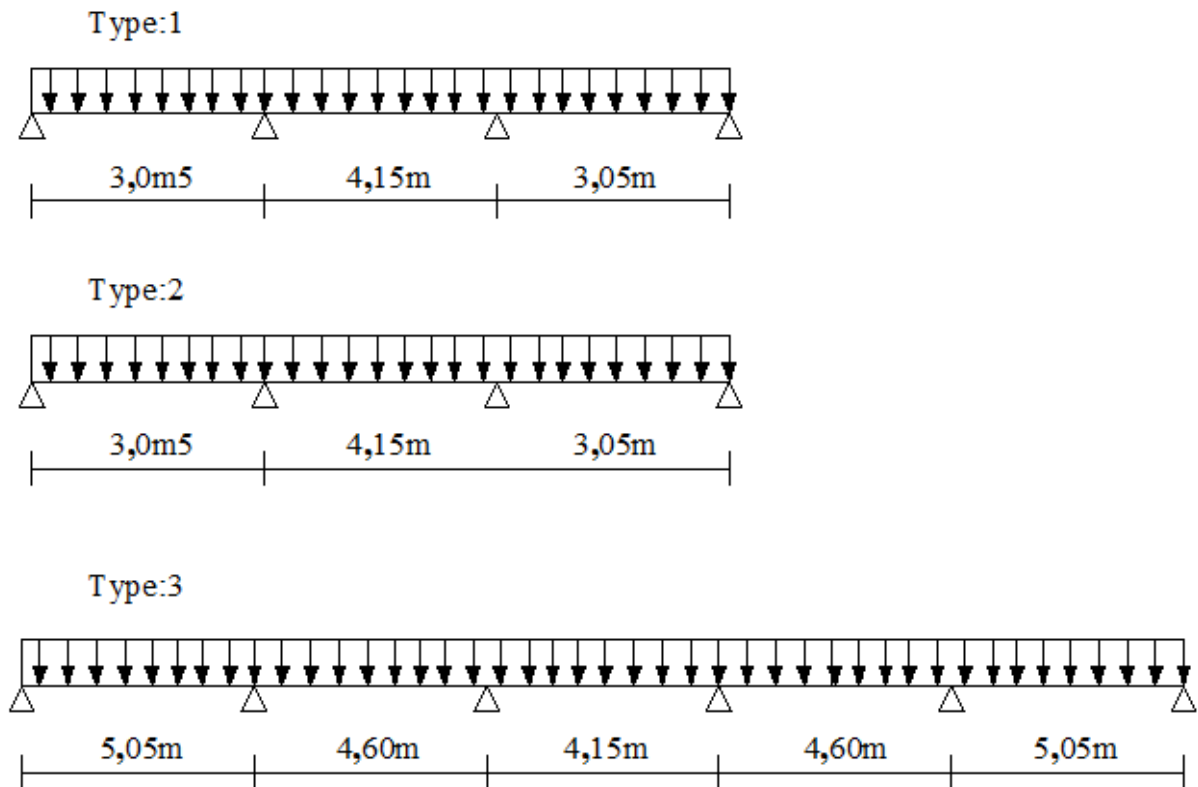


Figure 12 : Les schémas statiques des poutrelles à étudier

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- 1) La méthode forfaitaire s'applique aux planchers à surcharge modéré la surcharge d'exploitation aux plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ kN/m}^2$ .

**Pour les 3 cas :**

**Nous avons :**

$$Q = 1 \text{ kN/ml} < 2 G = 2 \times 3,828 = 7,656 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \leq 5 \text{ kN}$$

**Donc : La Condition est vérifiée.**

- 2) les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité

**pour les 3 cas :  $\Rightarrow$  condition vérifiée**

- 3) les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25)$$

**Pour le 1<sup>er</sup> cas :**

$$\frac{3,05}{4,15} = 0,734; \frac{4,15}{3,05} = 1,36; \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

**Pour le 2<sup>ème</sup> cas :**

$$\frac{4,60}{4,15} = 1,108; \frac{4,15}{4,60} = 0,902; \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Pour le 3<sup>ème</sup> cas :**

$$\frac{5,05}{4,60} = 1,09; \frac{4,15}{4,60} = 0,902 \quad \frac{4,60}{4,15} = 1,108$$

$$\frac{4,60}{4,15} = 1,108; \frac{4,60}{4,15} = 1,108 \quad \frac{4,60}{5,05} = 0,91 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion ;**

- ✓ la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée dans le 1<sup>er</sup> cas donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.
- ✓ Tout les conditions sont vérifiées dans le 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> cas donc la méthode forfaitaire est applicable.

### III.2.2.2.3.3 Méthode des trois moments

✓ **Exposé de la méthode des trois moments :**

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives «  $l_i$  » et «  $l_{i+1}$  ». Chaque travée est étudiée indépendamment.

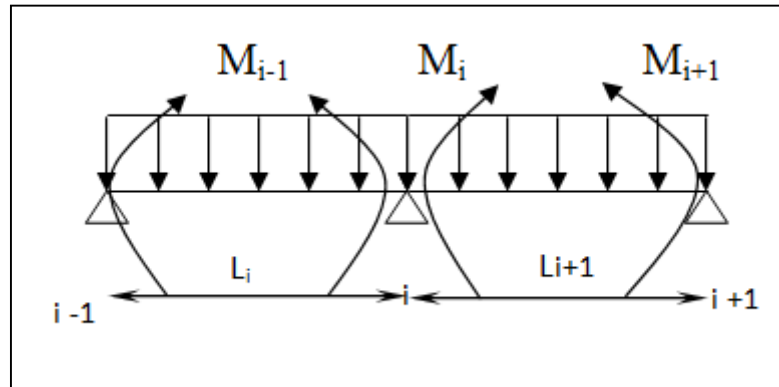


Figure 13 : Diagramme des moments fléchissant

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

❖ **Moments Aux appuis**

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6EI(W_i^g + W_i^d)$$

$$W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

Avec:

- ✓  $W_i^g, W_i^d$  Respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i.
- ✓  $M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$  Sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.
- ✓  $L_i$ : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.
- ✓  $L_{i+1}$ : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'

❖ **Moment En travée**

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1}M_i}{L_{i+1}}X : \text{Moment à l'abscisse X de travée (i+1).}$$

$$\mu(X) = q \times \frac{L_{i+1}}{2}X - q \frac{X^2}{2} : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M(X)$  prend la valeur maximale quand  $T(X) = 0$  c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L_{i+1}}$$

❖ Effort tranchant

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{qL_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour  $X=i$  :  $T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ .

Pour  $X=i+1$  :  $T(i+1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

- Application de la méthode des 3 moments :

Des poutrelles reposent sur 4 appuis (1<sup>er</sup> type) :

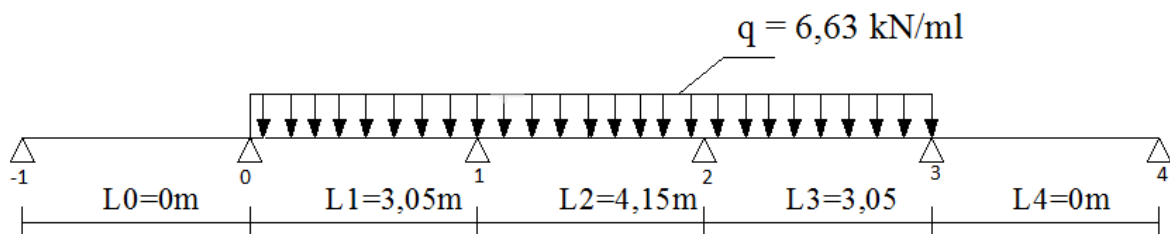


Figure 14 : Schéma statique de la poutrelle

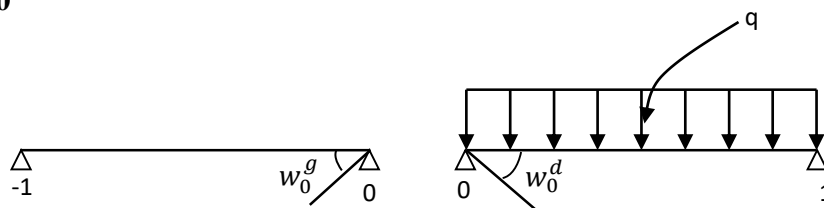
❖ Calcul des moments aux appuis

Le degré d'hyperstatique  $H = 4$ .

Alors on calcul  $M_0, M_1, M_2, M_3, M_4$  :

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = -6EI(W_i^g + W_i^d).$$

Pour :  $i=0$



$$M_{-1} \cdot l_0 + 2M_0(L_0 + L_1) + M_1 \cdot L_1 = -6EI(W_i^g + w_i^d).$$

$$W_0^g = 0 ; L_0=0 ; W_0^d = \frac{q_1 L_1^3}{24EI_1} = \frac{6,630 \times L_1^3}{24EI_1}.$$

$$L_1(2M_0 + M_1) = -6EI \frac{5,937 L_1^3}{24EI}$$

$$2M_0 + M_1 = -\frac{6,630 \times 3,05^2}{4}$$

$$2M_0 + M_1 = -15,418$$

$$\mathbf{L'appui 0 : 2M_0 + M_1 = -15,418} \text{ -----(1)}$$

$$\mathbf{L'appui 1 : 3,05M_0 + 14,4M_1 + 4,15M_2 = -165,494} \text{ -----(2)}$$

$$\mathbf{L'appui 2 : 4,15M_1 + 14,4M_2 + 3,05M_3 = -156,494} \text{ ----- (3)}$$

$$\mathbf{L'appui 3 : M_2 + 2M_3 = -15,418} \text{ ----- (4)}$$

Résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

Comme le système est symétrique, alors :  $M_0 = M_3, M_1 = M_2$ .

$$\mathbf{M_0 = M_3 = -3, 539 KN.m.}$$

$$\mathbf{M_1 = M_2 = -8, 340 KN.m.}$$

### ❖ Calcul des moments corrigés aux appuis

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

$$\mathbf{M_0 = M_3 = (-3, 539) - (1/3) \times (-3, 539) = -3, 359 KN.m.}$$

$$\mathbf{M_1 = M_2 = (-8, 340) - (1/3) \times (-8, 340) = -5, 560 KN.m.}$$

❖ **Calcul des moments en travée**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X<sub>i</sub> : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

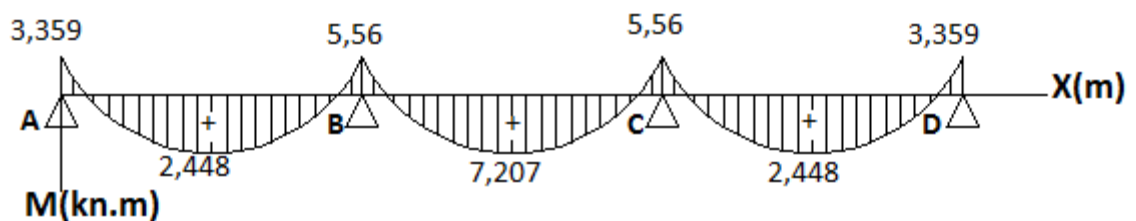
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau 1 : Valeurs des moments fléchissant à l'ELU**

Travées	L (m)	q <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i+1</sub> (kN.m)	X (m)	M(x)	M <sub>t</sub> (x) (kN.m)
0-1	3,05	5,937	-3,359	-5,560	1,403	-2,968 x <sup>2</sup> + 8,332 x - 3,359	2,488
1-2	4,15	5,937	-5,560	-5,560	2,075	-2,968x <sup>2</sup> + 12,319 x - 5,560	7,204
2-3	3,05	5,937	-5,560	-3,359	1,648	-2,968 x <sup>2</sup> + 9,775 x - 5,560	2,488

❖ **Diagramme des moments fléchissant**



**Figure 15 : Diagramme des moments fléchissant de 2eme cas à l'ELU**

❖ **Calcul des efforts tranchant**

Au niveau d'un appui « i », 
$$V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Au niveau d'un appui « i+1 », 
$$V(x) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

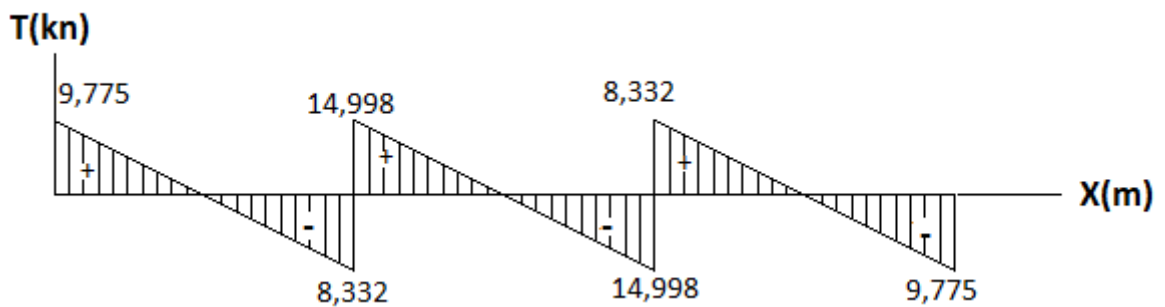
Les moments seront pris en valeur absolue.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau 2 : Calcul des efforts tranchants**

Travées	L (m)	qu (kN/m)	M <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i+1</sub> (kN.M)	V(X=0) (kN)	V(X=L) (kN)
0-1	3,05	5,937	-3,359	-5, 560	9,775	-8,332
1-2	4,15	5,937	-5,560	-5, 560	14,998	-14,998
2-3	3,05	5,937	- 5,560	-3,359	8,338	-9,775

❖ **Diagramme des efforts tranchants**



**Figure 16 : Diagramme des efforts tranchants de 2eme cas**

III.2.2.2.3.4 Méthode forfaitaire

• **Principe de la méthode**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M<sub>0</sub> dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

• **Exposé de la méthode**

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation en valeur non pondérées, où :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante.

$M_t$  : Moment maximale dans la travée considérée.

$M_w$  : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

$M_e$  : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

❖ **Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes**

▪ **Travée de rive**

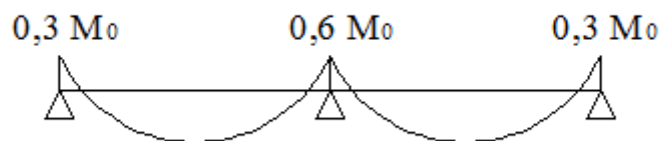
$$M_t \geq \left\{ \max[(1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0] - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right), \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \right\}$$

▪ **Travée intermédiaire**

$$M_t \geq \left\{ \max[(1 + 0,3 \alpha)M_0, 1,05M_0] - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right), \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \right\}$$

❖ **Les valeurs des moments sur appuis doivent être au moins égale à**

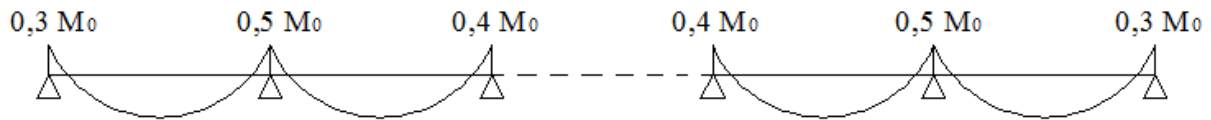
**1<sup>er</sup> cas :** selon deux travées



**2<sup>ème</sup> cas :** selon trois travées



3<sup>ème</sup> cas : plus de trois travées



❖ Pour le calcul des efforts tranchant

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{q \cdot l}{2}$$

- Application de la méthode :

Des poutrelles reposent sur 4 appuis (type 2) :

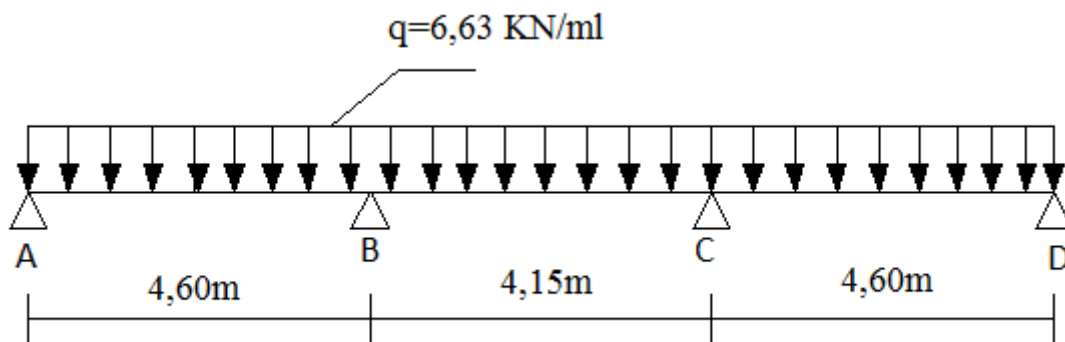


Figure 17 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 4 appuis

❖ Le moment isostatique des travées indépendantes

$$M_0 = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 4,60 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{6,63 \times 4,60^2}{8} = 17,53 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 4,15 \text{ m.}$$

$$M'_0 = \frac{6,63 \times 4,15^2}{8} = 14,27 \text{KN.m.}$$

$$M''_0 = \frac{q_u \times l_3^2}{8}, L_3 = 4,60 \text{ m.}$$

$$M''_0 = \frac{6,63 \times 4,60^2}{8} = 17,53 \text{KN.m.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,89+1,5} = 0,202.$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,06.$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,630$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,530$$

❖ **Calcul des moments sur appuis**

- **Appuis A** :  $0,3M_0 = 0,3 \times 17,53 = 5,26 \text{ kN.m}$
- **Appuis B** :  $\max (0,5M_0, 0,5M'_0) = 0,5 \times 17,53 = 8,76 \text{ kN.m}$
- **Appuis C** :  $\max (0,5M'_0, 0,5M''_0) = 0,5 \times 17,53 = 8,76 \text{ kN.m}$
- **Appuis D** :  $0,3M''_0 = 0,3 \times 17,53 = 5,26 \text{ kN.m}$

❖ **Calcul des moments sur travée**

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_0$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \left\{ \max[(1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0] - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right), \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \right\} \rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left\{ \max[(1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0] - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right), \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0 \right\} \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

**D'où :**

- **Travée 1** :  $M_t = 11,57 \text{ kN.m}$
- **Travée 2** :  $M_t = 9,82 \text{ kN.m}$
- **Travée 3** :  $M_t = 11,53 \text{ kN.m}$ .

❖ Diagramme des moments fléchissant

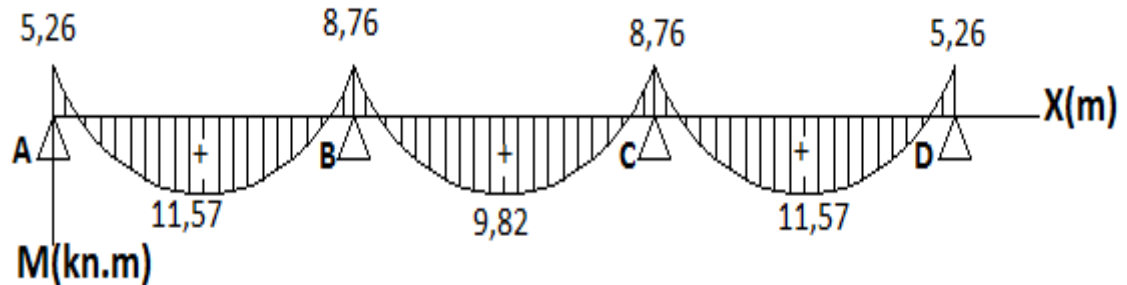


Figure 18 : Diagrammes des moments fléchissant pour le 2eme type à l'ELU

❖ Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q l}{2}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q l}{2}$$

D'où :

-Travée AB :

$$T_a = \frac{6,63 \times 4,60}{2} + \frac{-8,76 - (-5,26)}{4,60} = 14,48 \text{ kN}$$

$$T_b = -\frac{6,63 \times 4,6}{2} + \frac{-8,76 - (-5,26)}{4,6} = -16,00 \text{ kN}$$

-Travée BC :

$$T_b = \frac{6,63 \times 4,15}{2} + \frac{-8,76 - (-8,76)}{4,15} = 13,76 \text{ kN}$$

$$T_c = -\frac{6,63 \times 4,15}{2} + \frac{-8,76 - (-8,76)}{4,15} = -13,76 \text{ kN}$$

-Travée CD :

$$T_c = \frac{6,63 \times 4,6}{2} + \frac{-5,26 - (-8,76)}{4,6} = 16,00 \text{ kN}$$

$$T_d = -\frac{6,63 \times 4,6}{2} + \frac{-5,26 - (-8,76)}{4,6} = -14,48 \text{ kN}$$

❖ Diagramme des efforts tranchant

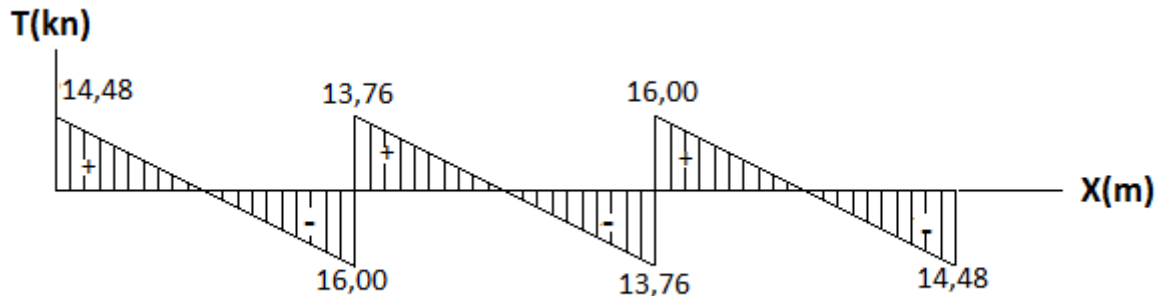


Figure 19 : Diagramme des efforts tranchant pour le 2eme type à l'ELU

- Des poutrelles reposent sur 6 appuis (type 3) :

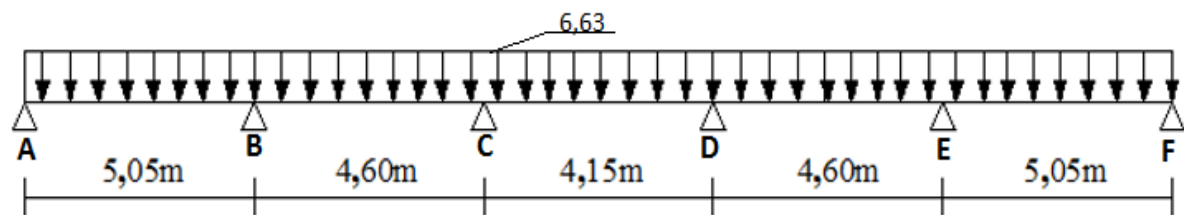


Figure 20 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis

❖ Le moment isostatique des travées indépendantes

$$M_0 = \frac{q_u \times l_1^2}{8} ; L_1 = 5,05 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{6,63 \times 5,05^2}{8} = 21,13 \text{ KN.m}$$

$$M'_0 = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 4,60 \text{ m.}$$

$$M'_0 = \frac{6,63 \times 4,60^2}{8} = 17,53 \text{ KN.m}$$

$$M''_0 = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 4,15 \text{ m.}$$

$$M''_0 = \frac{6,63 \times 4,15^2}{8} = 14,27 \text{ KN.m}$$

$$M'''_0 = \frac{q_u \times l_3^2}{8}, L_3 = 4,60 \text{ m.}$$

$$M'''_0 = \frac{6,63 \times 4,60^2}{8} = 17,53 \text{ KN.m}$$

$$M''''_0 = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 5,05 \text{ m.}$$

$$M''''_0 = \frac{6,63 \times 5,05^2}{8} = 21,13 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,89+1,5} = 0,202$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,060$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,630$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,530$$

❖ **Calcul des moments sur appuis**

**Appuis A** :  $0,3M_0 = 0,3 \times 21,13 = 6,34 \text{ KN.m}$

**Appuis B** :  $\max(0,5M_0, 0,5M'_0) = 0,5 \times 21,13 = 10,56 \text{ KN.m}$

**Appuis C** :  $\max(0,4M'_0, 0,4M''_0) = 0,4 \times 17,53 = 7,01 \text{ KN.m}$

**Appuis D** :  $\max(0,4M''_0, 0,4M'''_0) = 0,4 \times 17,53 = 7,01 \text{ KN.m}$

**Appuis E** :  $\max(0,5M'''_0, 0,5M''''_0) = 0,5 \times 21,13 = 10,56 \text{ KN.m}$

**Appuis F** :  $0,3M''''_0 = 0,3 \times 21,13 = 6,34 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des moments sur travée**

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_0$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \left\{ \max \left[ (1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0 \right] - \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right), \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq \left\{ \max \left[ (1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0 \right] - \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right), \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

D'où :

Travée 1 :  $M_t = 13,95 \text{ KN.m}$

Travée 2 :  $M_t = 13,61 \text{ KN.m}$

Travée 3 :  $M_t = 11,57 \text{ K N.m}$

Travée 4 :  $M_t = 13,61 \text{ K N.m}$

Travée 5 :  $M_t = 13,95 \text{ K N.m}$

❖ Diagramme des moments fléchissant

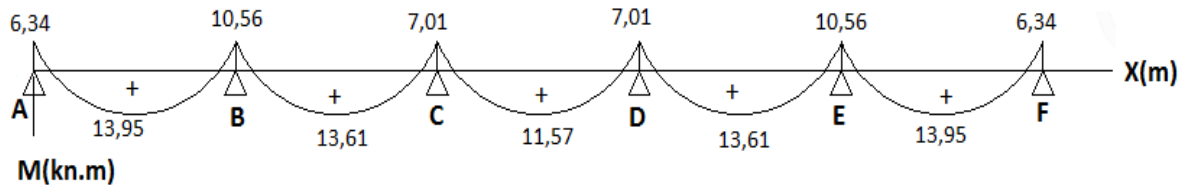


Figure 21 : Diagramme des moments fléchissant pour le 3eme type à l'ELU

❖ Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \times l}{2}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

**-Travée AB**

$$T_A = \frac{6,63 \times 5,05}{2} + \frac{-10,56 - (-6,34)}{5,05} = 15,90 \text{ kN}$$

$$T_B = -\frac{6,63 \times 5,05}{2} + \frac{-10,56 - (-6,34)}{5,05} = -17,57 \text{ kN}$$

**-Travée BC**

$$T_B = \frac{6,63 \times 4,6}{2} + \frac{-7,01 - (-10,56)}{4,6} = 16,02 \text{ kN}$$

$$T_C = -\frac{6,63 \times 4,6}{2} + \frac{-7,01 - (-10,56)}{4,6} = -14,47 \text{ kN}$$

**-Travée CD**

$$T_C = \frac{6,63 \times 4,15}{2} + \frac{-7,01 - (-7,01)}{4,15} = 13,75 \text{ kN}$$

$$T_D = -\frac{6,63 \times 4,15}{2} + \frac{-7,01 - (-7,01)}{4,15} = -13,75 \text{ kN}$$

**-Travée DE**

$$T_D = \frac{6,63 \times 4,6}{2} + \frac{-10,56 - (-7,01)}{4,6} = 14,47 \text{ kN}$$

$$T_E = -\frac{6,63 \times 4,6}{2} + \frac{-10,56 - (-7,01)}{4,6} = -16,02 \text{ kN}$$

**-Travée EF**

$$T_E = \frac{6,63 \times 5,05}{2} + \frac{-6,34 - (-10,56)}{5,05} = 17,57 \text{ kN}$$

$$T_F = -\frac{6,63 \times 5,05}{2} + \frac{-6,34 - (-10,56)}{5,05} = -15,90 \text{ kN}$$

❖ **Diagramme des efforts tranchant**

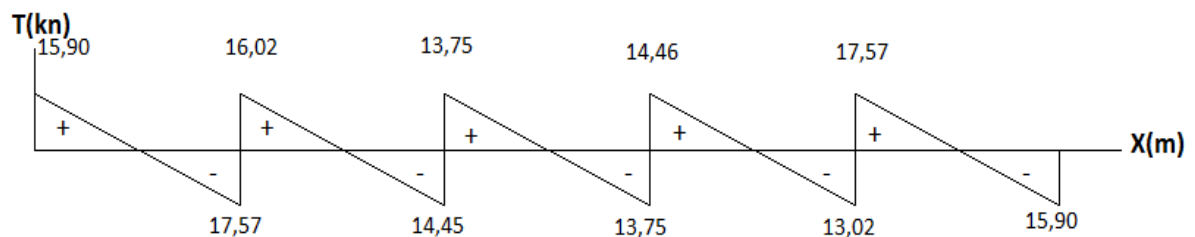


Figure 22 : Diagramme des efforts tranchant pour le 3eme type a l'ELU

III.2.2.2.3.5 Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis (les moments max du 3<sup>ème</sup> cas) ; donc nous devons ferrailer selon les moments trouvés dans le 3<sup>ème</sup> cas :

- **Armatures longitudinales**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 13,95 \text{ kN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 10,56 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :  $b = 65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h = 25\text{cm}$  ;  $d = 23\text{cm}$  :

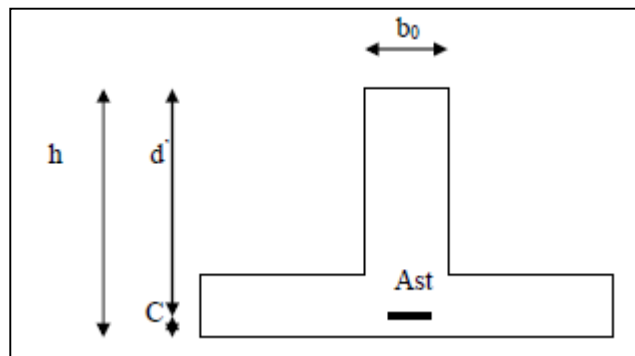


Figure 23 : Coupe schématique de la poutrelle

- ◆ **En travées**

Moment équilibré par la table de compression  $M_0$  :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

avec :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59,072 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 13,95 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$  : donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

### Sections d'armatures

Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,95}{0,65 \times 0,23^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0285$$

$\mu_u = 0,0285 < \mu_i = 0,392$  =====> section simplement armée

$\mu_u = 0,0285 \rightarrow \beta = 0,828$

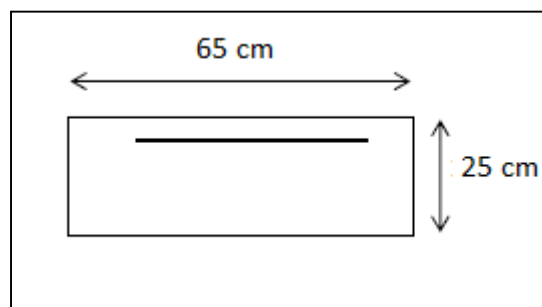


Figure 24 : Section de la poutrelle a étudier

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13,95}{0,828 \times 23 \times 348 \times 10^{-3}} = 2,10 \text{ cm}^2$$

### Remarque :

La section d'armatures adoptée est très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$ .

### ♦ Aux appuis

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=25\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,56 \times 10^5}{12 \times 23^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,117$$

$\mu_u = 0,117 < \mu_i = 0,392$  =====> section simplement armée

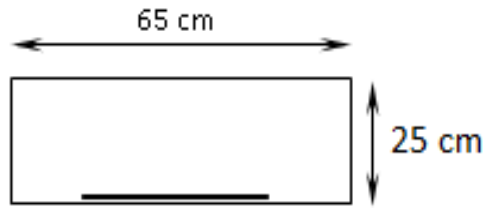


Figure 25 : Section de la poutrelle a étudier

$$\mu_u = 0,117 \rightarrow \beta = 0,9375$$

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,56 \times 10^5}{0,9375 \times 23 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,408 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL 91 modifié 99, art. A.7.22)

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right) = 0,571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de  $\phi 8$  avec  $A_{st} = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifié 99/

Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 23 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 20,7 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Armatures longitudinales

En travée :  $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

Appuis :  $2HA 10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales

$2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

III.2.2.2.3.6 Vérifications à L'ELU

Vérification à la condition de non fragilité [Art B 4.2 ,1/BAEL 99]

Calcul de la section minimale :

• Aux appuis :

Nous devons vérifier que :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 23 \times 2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_a = 1,57 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

• En travée :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

avec :

$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 23 \times 2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,39 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

III.2.2.3 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis [B.A.E.L 99. Art.6.1.3]

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{sc}}$$

avec :  $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

**Avec :**

$$T_{\max} = 17,57 \text{ KN/ml}$$

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement  $\Psi_s = 1,5$  pour HA

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,57 \times 10}{0,9 \times 23 \times 75,36} = 1,13 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres : (BAEL99.Art. 6-1-22)**

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

**Avec :**

$\tau_{su}$ : contrainte d'adhérence.

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

**Donc :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Nous prendrons :  $L_s = 50 \text{ cm.}$

Les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  **$0,4 \times L_s$**  pour les aciers H.A.

$L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$  ; nous adopterons des crochets a  $45^\circ$  avec une longueur

$L_c = 20 \text{ cm.}$

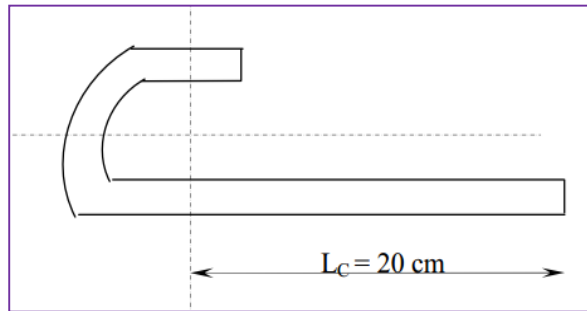


Figure 26 : Crochet

- **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 17,57 \text{ kN.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{17,57 \times 10}{12 \times 23} = 0,636 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Donc :** Pas de risque de cisaillement.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton**

$$\frac{2 T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0,9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 23 \times 25 \times 12}{1,5} \times 10^{-1} = 165,6 \text{ kN.}$$

- **Appuis de rive**

Nous avons :  $T_{\max} = 15,50 \text{ kN.}$

Donc :  $T_{\max} = 15,50 \text{ kN} < T = 165,6 \text{ kN} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

• **Appuis intermédiaires**

Nous avons :  $T_{\max} = 17,57 \text{ kN}$

Donc :  $T_{\max} = 17,57 \text{ kN} < T = 156,6 \text{ kN} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

III.2.2.3.1.1 **Vérification à l'ELS**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu).

**On a:**

$$q_s = 4,803 \text{ KN.m}$$

$$q_u = 6,63 \text{ KN.m}$$

**Donc:**

$$q_u = 8,01 \text{ KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,803}{6,63} = 0,72$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 13,95 \times 0,72 = 10,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 10,56 \times 0,72 = 7,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0s}^{\max} = M_{0u}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 21,13 \times 0,72 = 15,21 \text{ KN.m}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

**Les vérifications qui leurs sont relatives sont**

• **Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \cdot K.$

**En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi_{12} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 23} = 1,228 \rightarrow \beta_1 = 0,850 \rightarrow \alpha_1 = 0,450$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,450}{15(1 - 0,450)} = 0,055$$

- **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,04 \times 10^6}{0,850 \times 230 \times 339} = 151,49 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton est :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,055 \times 153,60 = 8,33.$$

**Donc :**

$$\sigma_{bc} = 8,33 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée a L'ELU aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 23} = 0,568 \rightarrow \beta_1 = 0,888 \rightarrow \alpha_1 = 0,336$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,336}{15(1 - 0,336)} = 0,0337.$$

- **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,61 \times 10^6}{0,888 \times 230 \times 157} = 237,32 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton est :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,0337 \times 237,32 = 7,99 \text{MPa}$$

**D'où :**

$$\sigma_{bc} = 7,99 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

• **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de

Vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 480 \text{cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 25 \text{cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

**Avec :**

**h** : hauteur totale (25cm)

**L** : longueur de la travée entre nus d'appuis

**d** : hauteur utile de la section droite

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure

$M_0$  : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

$M_t$  : moment fléchissant maximal en travée

**AN:**

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{480} = 0,052 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{480} = 0,052 > \frac{M_{st}}{15 M_{os}} = \frac{10,18}{15 \times 15,41} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0.d} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 0,012 > \frac{3.6}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- ✓ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles

**D'où :**

Nous adoptons le même ferrailage sur tous les niveaux :

• **Armatures principales**

**Aux appuis :**  $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_{sa} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

• **Armatures transversales**

**$A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$**  (cadre + étrier);  **$St = 15 \text{ cm}$** .

III.2.2.3.2 Plan de ferrailage de plancher

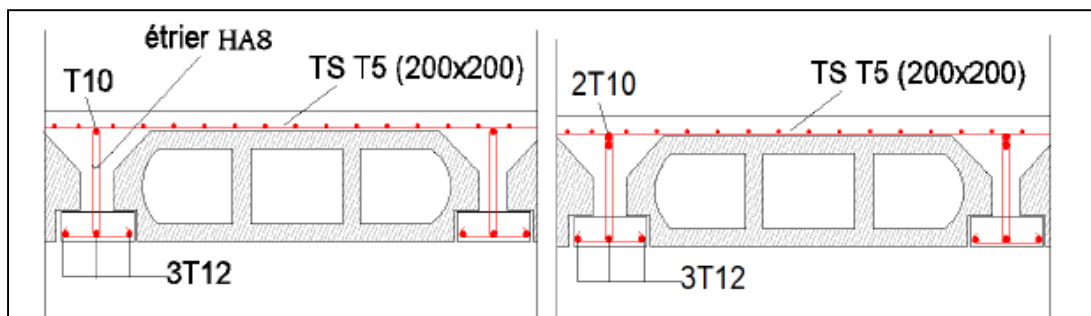


Figure 27 : Schéma ferrailage de plancher

### III.3 Calcul d'escaliers

#### III.3.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux, les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques soumises à son poids propre et aux surcharges.

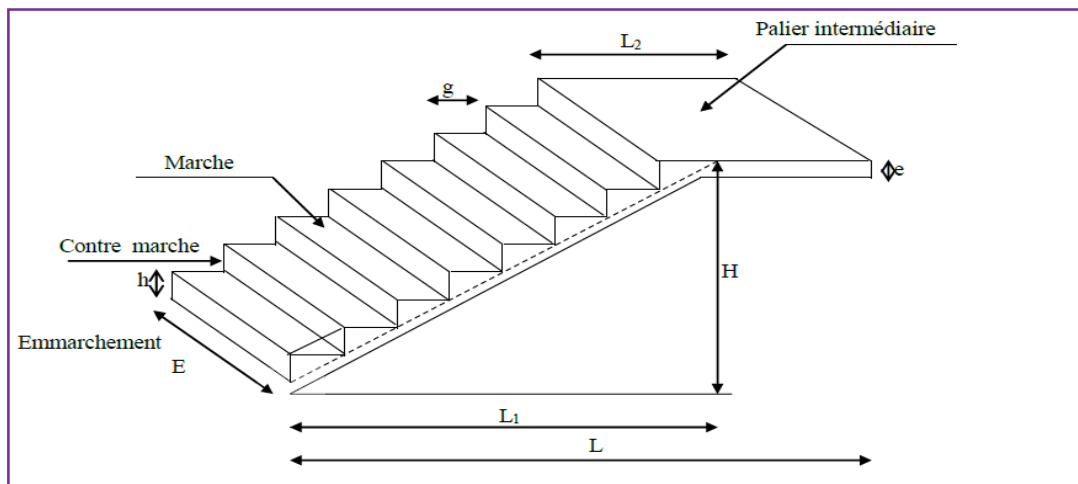


Figure 28 : Schéma statique des escaliers droits

**Avec :**

**g** : largeur de la marche (giron).

**h** : hauteur de la contre marche.

**e** : épaisseur de la paillasse et de palier.

**H** : hauteur de la volée.

**L** : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.

**L<sub>1</sub>** : portée de la paillasse.

**L<sub>2</sub>** : longueur de palier.

#### III.3.2 Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Figure :

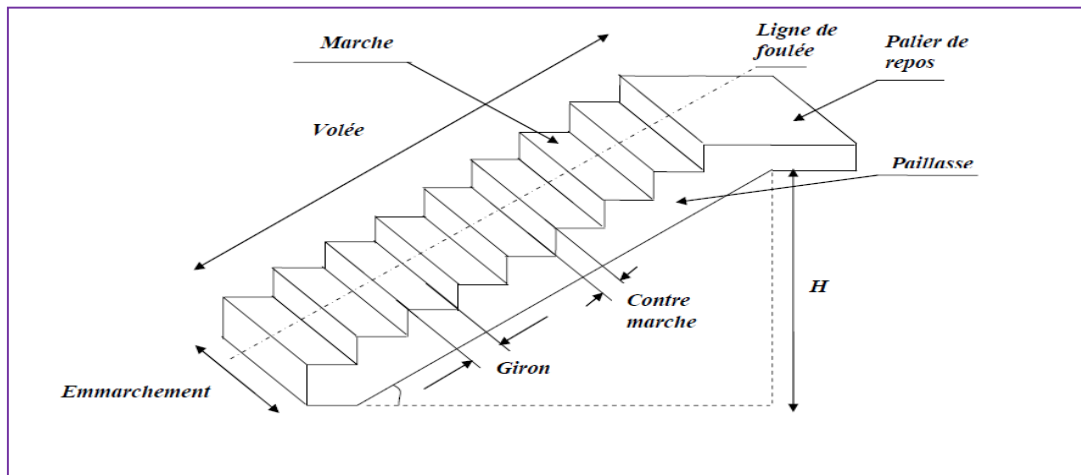


Figure 29 : Principaux termes relatifs à un escalier

Avec :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont  $h = 13$  à  $17$  cm, jusqu'à  $22.5$  cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron(g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement(E)** : représente la largeur de la marche.

## III.3.3 Dimensionnement

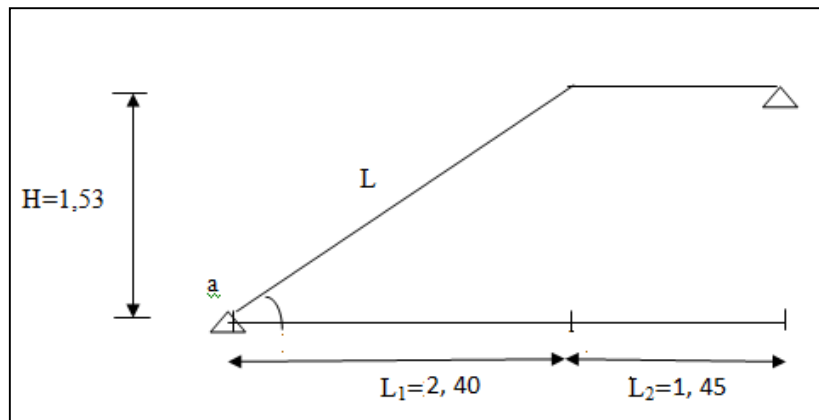


Figure 30 : Schéma statique des escaliers droits

**Remarque :**

Les deux volets sont identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée de hauteur de 1,53 m. Pour un bâtiment à usage d'habitation, la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL :

- h** : est le plus courant ( $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ ) ;
- g** : est le plus courant ( $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$ ).

## III.3.3.1 Calcul de n, h, g et E

- **La hauteur de la marche h**

On a :  $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ ; on prend  $h=17\text{cm}$ .

- **Nombre de marches n**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

**Donc :**

On a 18 marches qui se divisent en deux volets identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'escalier est confort.

### Remarque

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm.}$$

### III.3.3.2 Epaisseur de la paillasse et du palier

l'épaisseur est donnée par la relation suivante :  $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

$L_0$  : Longueur réelle du palier et de la volée.

**Nous avons :**  $tg \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1}$$

$$L = (n - 1) g = (9 - 1) \times 0,30 = 2,40 \text{ m.}$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{0,87} = 2,75 \text{ m.}$$

$$L_0 = L_1 + L_2$$

D'après les plans d'architecture,  $L_2 = 1,45 \text{ m.}$

**Donc:**

$$L_0 = 2,75 + 1,45 = 4,20 \text{ m.}$$

$$\frac{420}{30} \leq e_p \leq \frac{420}{20}$$

$$14 \text{ cm} \leq e_p \leq 21 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 17 \text{ cm.}$$

Nous adoptons la même épaisseur la volée et le palier.

### III.3.4 Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrions admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse, le calcul se fait pour un mètre (1 m) de projection horizontale en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

#### III.3.4.1 Charge permanente

- Volée

Tableau 3 : charges permanentes de la volée

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,13
Garde corps	/	/	0,2
Poids propre de la Paillasse	$\frac{E_p}{\cos\alpha} = \frac{0,17}{0,87} = 0,195$	25	4,88
			<b>G<sub>t</sub> = 8,76</b>

- Le palier :

Tableau 4 : charges permanentes de palier

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,17	25	4,25
			<b>G<sub>t</sub> = 5,77</b>

### III.3.4.2 Charges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est de :

- Palier :  $Q_{pl} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- volée :  $Q_{vol} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

### III.3.5 Combinaison d'action

➤ A L'ELU

- Volée :  $q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q) \times 1ml = (1,35 + 8,76 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml$   
 $= 15,58 \text{ kN/ml}$
- Palier :  $q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q) \times 1ml = (1,35 + 5,77 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml$   
 $= 11,54 \text{ kN/ml}$

### III.3.6 Calcul des efforts internes à l'ELU

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposante sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée  $L_p = 2,40\text{m}$ .

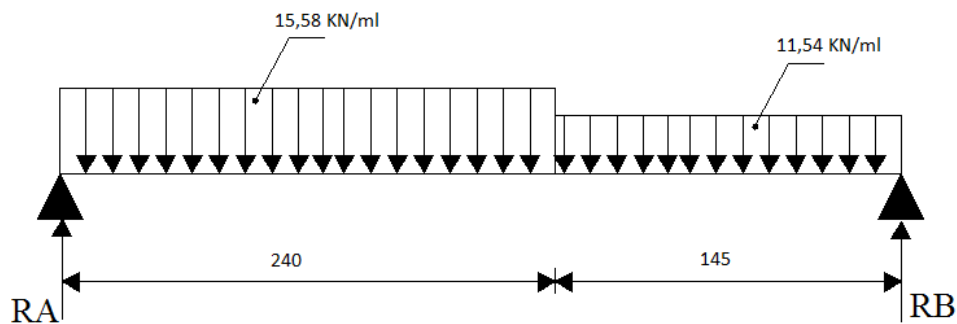


Figure 31 : Schéma statique (ELU)

#### III.3.6.1 Calcul les réactions d'appuis

On a :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,58 \times 2,40) + (11,54 \times 1,45) = 54,13 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 15,58 \times 2,4 \times (1,45 + \frac{2,4}{2}) + 11,54 \times \frac{(1,45)^2}{2} - 3,85 \times R_A = 0$$

Donc :

$$\Rightarrow R_A = 28,88 \text{ KN} ; R_B = 25,25 \text{ KN.}$$

III.3.6.2 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Tableau 5 : Les efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	28,88 - 15,58 X	$28,88 \times X - 15,58 \times \frac{X^2}{2}$	0	-28,88	0
			2,4	-8,52	24,44
$0 \leq x \leq 1,45$	11,54 X - 25,25	$25,25 X - 11,54 \times \frac{X^2}{2}$	0	-25,25	0
			1,45	-8,52	24,44
Schémas Statique.					

- Calcul de la valeur de X pour laquelle

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 28,88 - 15,58x = 0 \Rightarrow x = 1,85 \text{ m.}$$

$$M_z (1,85\text{m}) = 26,77\text{m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 26,77\text{KN.m}$$

**Remarque :**

Pour tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées :

**Aux appuis :**

$$M_u^a = -0,3M_z^{\max} = -0,3 \times 26,77 = -8,03\text{KN.m}$$

**En travées :**

$$M_u^t = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 26,77 = 22,75\text{KN.m}$$

III.3.6.2.1 Diagramme des efforts internes à l'ELU

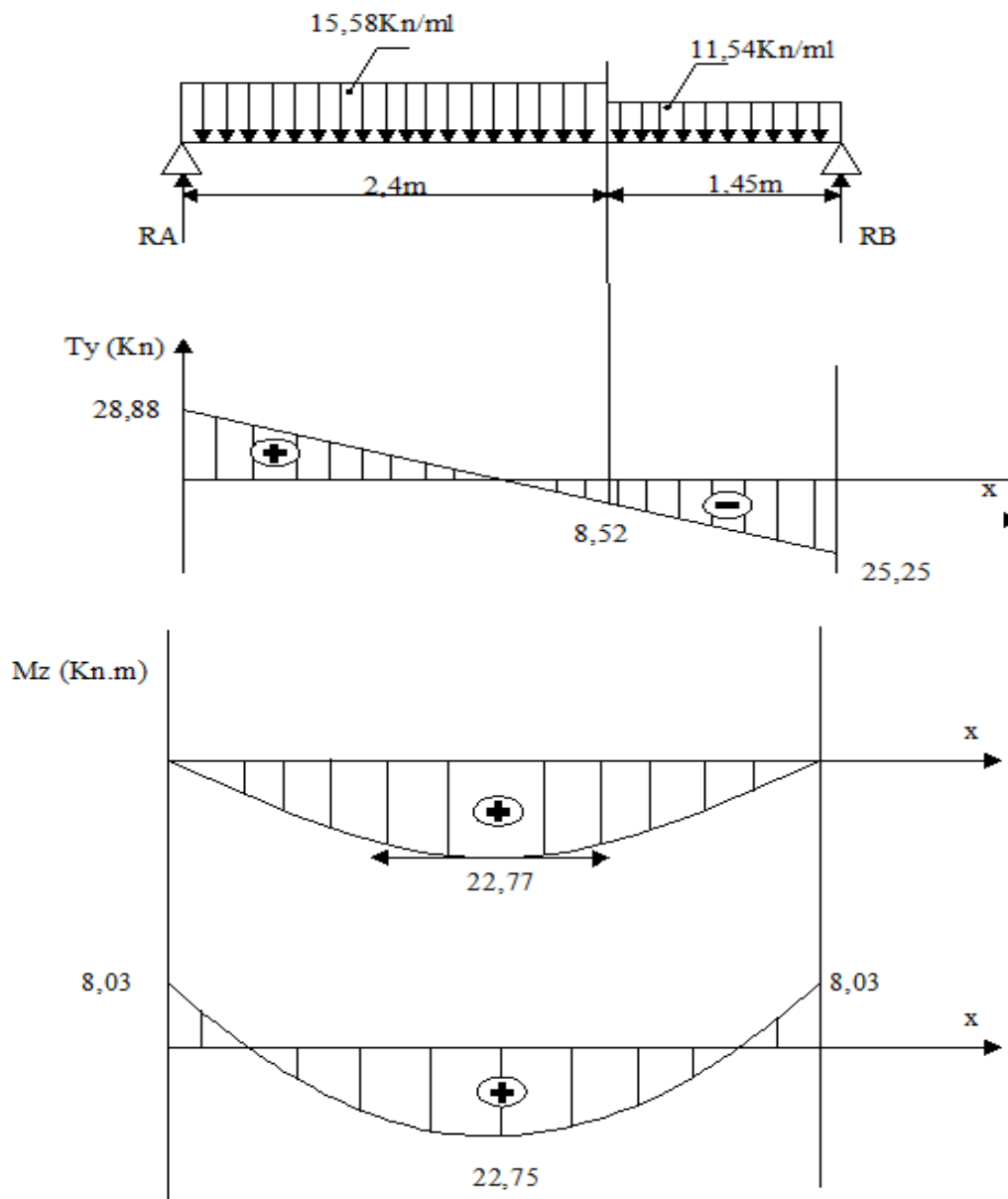


Figure 32 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

### III.3.7 Ferrailage des armatures a l'ELU

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 17 \text{ cm}$ ;  $c = 2,5 \text{ cm}$ ;  $d = 14,5 \text{ cm}$ .

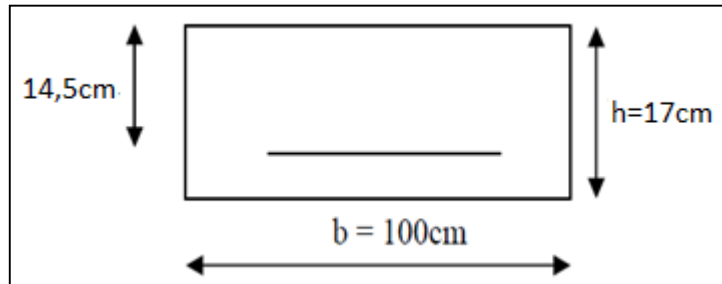


Figure 33 : Section droite de la paillasse a étudié

#### III.3.7.1 Aux appuis

Nous avons  $M_u^a = - 8,03 \text{ KN.m}$ .

- Calcul des armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{8,03 \times 10^3}{100 \times 14,5^2 \times 14,2} = 0,0268 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,03 \times 10^2}{0,987 \times 14,5 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm**.

- Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5 HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm**.

#### III.3.7.2 En travée

Nous avons  $M_u^t = 22,75 \text{ KN.m}$ .

• **Calcul des armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{22,75 \times 10^3}{100 \times 14,5^2 \times 14,2} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_t = 0,076 \text{ et } \beta = 0,960 \text{ .}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,75 \times 10^2}{0,960 \times 14,5 \times 348} = 4,69 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est **6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15 cm**.

• **Calcul des armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

La section d'armature d'adoptée est : **5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

**A L'ELS :**

- **Volée** :  $Q_{sv} = (G_v + Q) \times 1\text{ml} = (8,76 + 2,5) \times 1\text{ml} = 11,26\text{KN/ml}$
- **Palier** :  $Q_{sp} = (G_p + Q) \times 1\text{ml} = (5,77 + 2,5) \times 1\text{ml} = 8,27\text{KN/ml}$

III.3.8 Vérifications à l'ELU

III.3.8.1 Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

• **Armatures principales**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuies: } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min\{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

Aux appuis:  $S_t = 20 \text{ cm}$  } <  $\min \{4h, 45\text{cm}\} =$   
 En travées :  $S_t = 20 \text{ cm}$  }  
 45 cm ..... **Condition vérifiée.**

### III.3.8.2 Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

Nous devons vérifier que :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \times 14,5 \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_{st} = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,75\text{cm}^2$  .....**Condition vérifiée.**

**En travée :**  $A_{st} = 6,78\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,75\text{cm}^2$  .....**Condition vérifiée.**

### III.3.8.3 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

Il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas  $T_{\max} = 28,88 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{28,88 \times 10^3}{10^3 \times 145} = 0,199 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La fissuration est non préjudiciable :}$$

$$\tau_u = 0,199 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  .....Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.8.4 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art.6.1. 3)

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,88 \times 10^3}{0,9 \times 145 \times 150,72} = 1,4 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc :**

Il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

### III.3.8.5 Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_{se} = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

Soit  $l_s = 43 \text{ cm}$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.l_s$  pour les aciers H.

$L_c = 0,4 ; l_s = 17,2 \text{ cm}$ , donc on prend :  $L_c = 18 \text{ cm}$

#### ➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 a b \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d$

$$T_u \leq 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,145 \times 1 = 870 \text{ KN}$$

$T_u^{max} = 28,88 \text{ KN} < T_u = 870 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

III.3.9 Calcul à l'ELS

III.3.9.1 Combinaison de charges

Volée :  $Q_{sv} = (G_v + Q) \times 1ml = (8,76 + 2,5) \times 1ml = 11,26KN/ml$

Palier :  $Q_{sp} = (G_p + Q) \times 1ml = (5,77 + 2,5) \times 1ml = 8,27KN/ml$

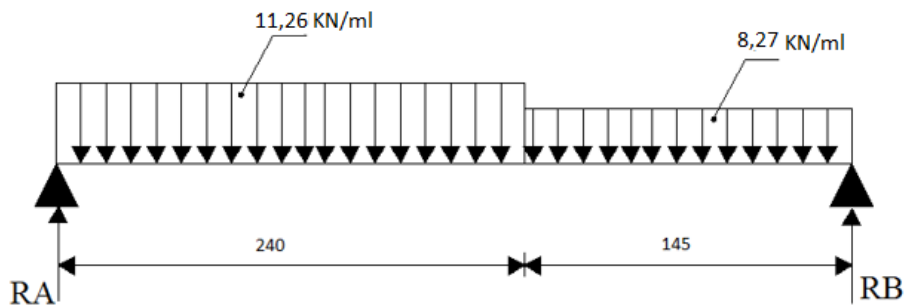


Figure 34 : Schéma statique (ELS)

III.3.9.2 Calcul les réactions d'appuis

On a :

- $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,26 \times 2,40) + (8,27 \times 1,45) = 39,02 KN.$
- $\sum M/B = 0 \Rightarrow 11,26 \times 2,4 \times (1,45 + \frac{2,4}{2}) + 8,27 \times \frac{(1,45)^2}{2} - 3,85 \times R_A = 0$

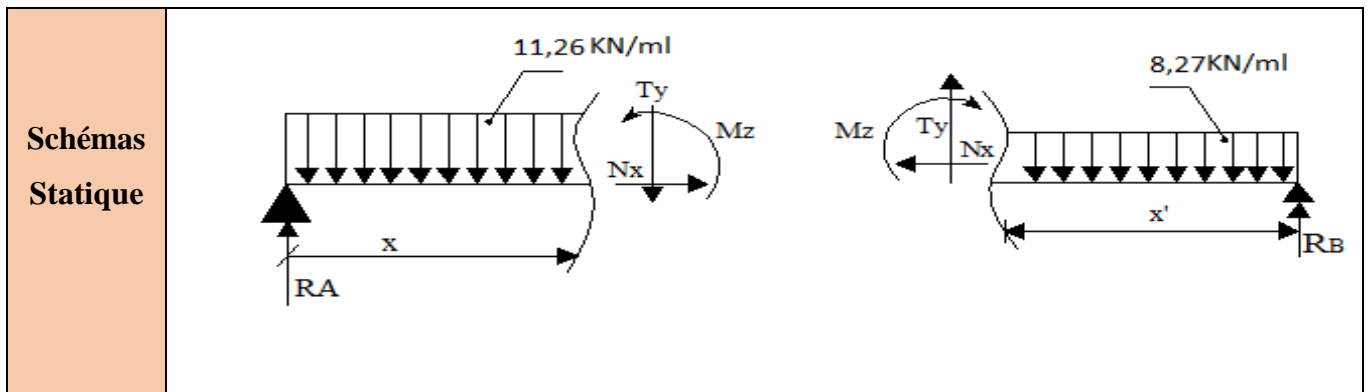
Donc :

$\Rightarrow R_A = 20,85KN ; R_B = 18,16 KN.$

III.3.9.3 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Tableau 6 : les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
0 ≤ x ≤ 2,4	20,85 - 11,26 × X	$20,85 \times X - 11,26 \times \frac{X^2}{2}$	0	20,85	0
			2,4	-6,17	17,62
0 ≤ x ≤ 1,45	8,27 × X - 18,16	$18,16 \times X - 8,27 \times \frac{X^2}{2}$	0	-18,16	0
			1,45	-6,17	17,62



- Calcul de la valeur de X pour laquelle :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 20,85 - 11,26x = 0 \Rightarrow x = 1,85 \text{ m.}$$

$$M_z (1,85\text{m}) = 19,30\text{m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 19,30\text{KN.m}$$

**Remarque :**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées :

**Aux appuis :**

$$M_u^a = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 19,30 = -5,79\text{KN.m}$$

**En travées :**

$$M_u^t = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 19,30 = 16,41\text{KN.m}$$

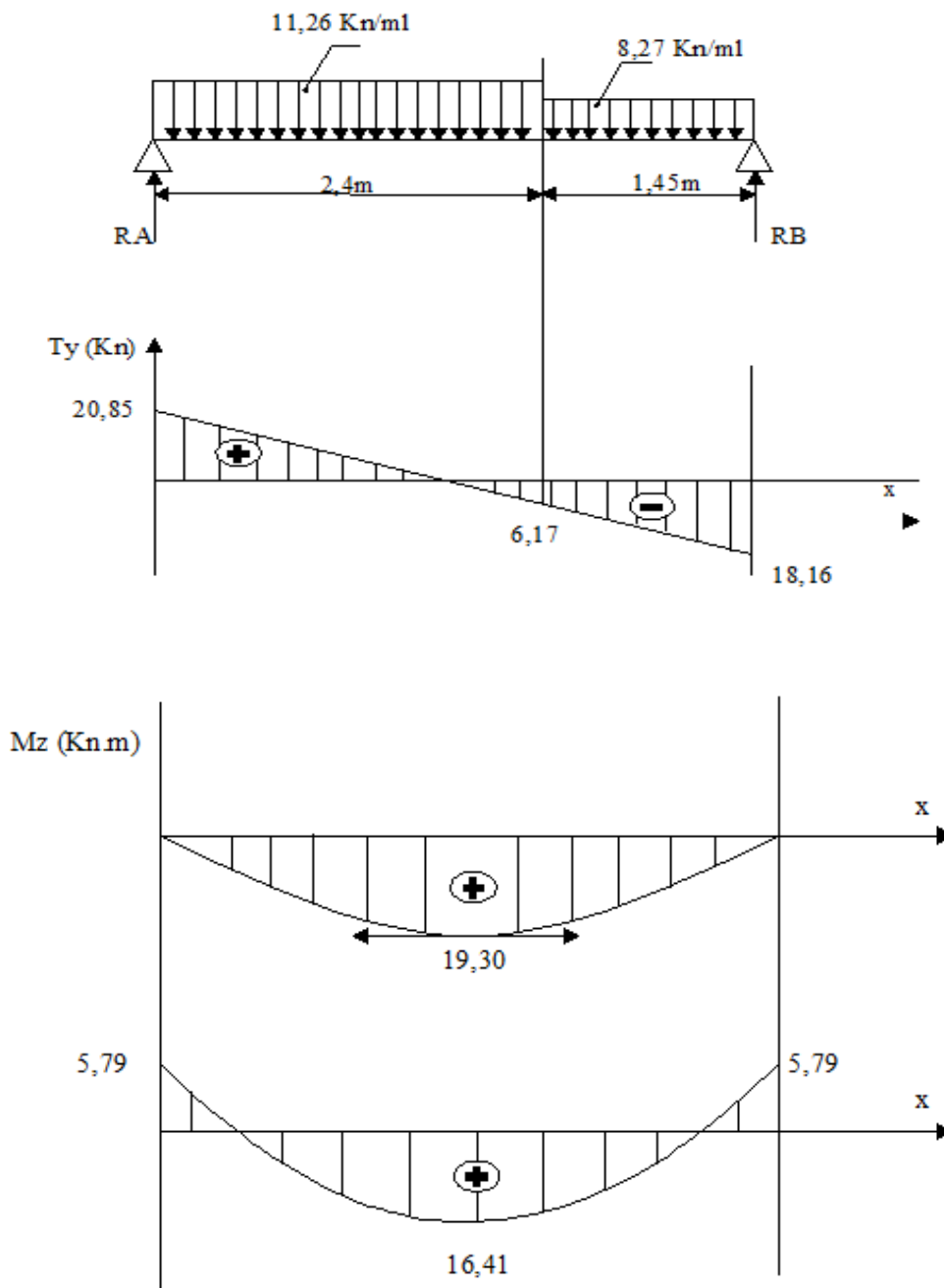


Figure 35 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

### III.3.10 Vérification des contraintes à l'ELS

#### III.3.10.1 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

• **En travées**

$A_t = 6,78\text{cm}^2.$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 14,5} = 0,460 \rightarrow \beta_1 = 0,897 ; k_1 = 33,54$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{16,41 \times 10^3}{0,897 \times 14,5 \times 6,78} = 186,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{186,08}{33,54} = 5,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis**

$A_a = 3,92 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 14,5} = 0,27 \rightarrow \beta_1 = 0,918 ; k_1 = 45,98$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{5,79 \times 10^3}{0,918 \times 14,5 \times 3,92} = 110,96 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{110,96}{45,98} = 2,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.10.2 Etat limite de déformation**

Les règles de **BAEL (Art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,17}{3,85} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{0,17}{3,85} = 0,044 < \frac{16,41}{10 \times 5,79} = 0,28 \dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{678}{1000 \times 145} = 0,0046 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \text{condition non vérifiée.}$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^s . L^2}{10 . E_v . I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77\text{cm.}$$

Avec :

- $E_v$  : Module de la déformation diffère (Chapitre I, § 4.1.3)
- $I_0$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.
- $L$  : Longueur libre.

➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 17^2}{2} + (15 \times 6,78 \times 14,5) = 15924,65 \text{ cm}^2.$$

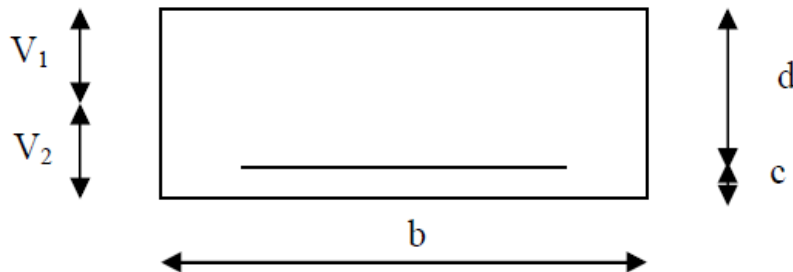
Avec :

$S_{xx'}$  : Moment statique.

**Aire de la section homogène  $B_0$  :**

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 17) + (15 \times 6,78) = 1801,70 \text{ cm}^2.$$

**Position du centre de gravité :**



$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{15924,65}{1801,70} = 8,83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,83 = 8,17 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_t \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,83^3 + 8,17^3) + 17 \times 6,78 \times (7,16 - 2,5)^2 = 43629,73 \text{ cm}^4$$

Avec :

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité.

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{6,78}{100 \times 17} = 0,00398$$

$$\lambda_u = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00398 \times (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 2,11$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00398 \times 110,96 + 2,1} = 0,049$$

Calcul de l'inertie fictive

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_u)} = \frac{1,1 \times 43629,73}{1 + (0,049 \times 2,11)}$$

$$I_{fv} = 43495,6842 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{10^2 16,41 \times 385^2}{10 \times 10818,865 \times 15973,60 \times 10^{-1}} = 0,51 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77 \text{ m}$$

→ donc la flèche est vérifiée

### III.3.10.3 Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification à effectuer.

### III.4 La poutre palière

#### III.4.1 Introduction

Le palier de repos de l'escalier repose sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée dans notre cas est de 3,90m (entre nu d'appuis).

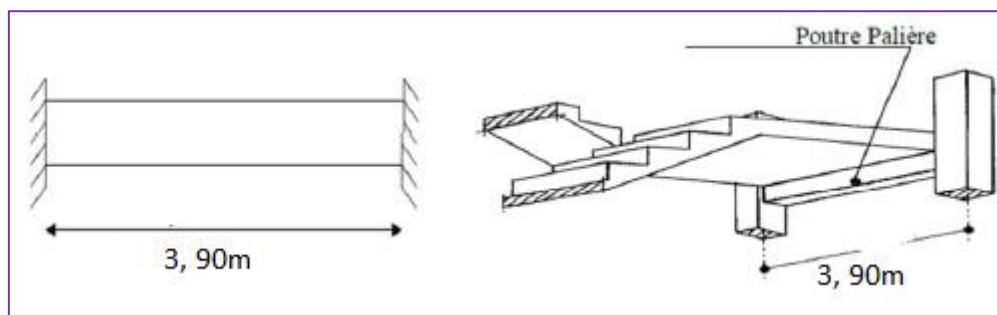


Figure 36 : Schéma de la poutre palière

#### III.4.2 Pré-dimensionnement

- **Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- $h_t$  : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nœud d'appuis.

Donc :

$$L_{\max} = 415 - 30 = 385 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{385}{15} \leq h_t \leq \frac{385}{10} \rightarrow 26 \text{ cm} \leq h_t \leq 39 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour  $h_t = 35 \text{ cm}$ .

- **Largeur**

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ m}$$

Selon le RPA la largeur  $b \geq 20$

Nous adoptons pour  $b = 30 \text{ cm}$

la section adoptée est :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des exigences du RPA99/ version 2003 de l'article 7.5.1**

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée**
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... **condition vérifiée**
- $\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4$  ..... **condition vérifiée**

### III.4.3 Détermination des charges et surcharge

- Poids propre de la poutre

$$G = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$$

- Réaction au point A à l'ELU

$$R_{Au} = T_u = 28,88 \text{ kN}$$

- Réaction au point A à l'ELS :

$$R_{AS} = T_s = 20,85 \text{ kN}$$

### III.4.4 Calcul des efforts à l'ELU

#### III.4.4.1 Combinaison des charges et surcharge

$$q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L}$$

$$q_u = 1,35 \times 2,625 + \frac{2 \times 28,88}{3,85} = 18,55 \text{ kN.}$$

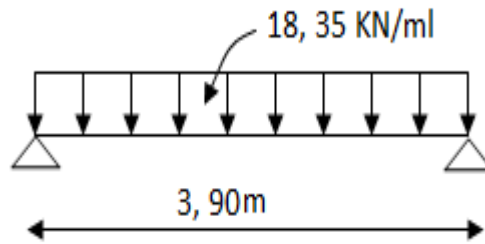


Figure 37 : charge de la poutre l'ELU

#### III.4.4.2 Détermination des efforts internes

##### ➤ Réaction d'appuis

$$R_A = \frac{q_u l}{2} = \frac{18,55 \times 3,9}{2} = 36,17 \text{ N.}$$

$$R_A = 56,31 \text{ kN} = R_B = 35,78 \text{ kN.}$$

##### ➤ Effort tranchant

On a :

$$T_y = -18,35(x) + 35,78$$

Donc :

$$\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 35,78\text{KN.} \\ x = 3,90\text{m} \rightarrow T_y = -35,78 \text{ KN.} \end{cases}$$

##### ➤ Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{18,35 \times (3,90)^2}{8} = 34,88 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 34,88 \text{ kN.m}$$

##### ➤ Moment corrigé

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 34,88 = 29,65 \text{ kN.m}$

$$M_t = 29,64 \text{ kN.m}$$

**En appuis :**  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 34,88 = -10,46 \text{ kN.m}$

$$M_a = -10,46 \text{ kN.m}$$

III.4.4.3 Diagrammes des efforts internes à l'ELU

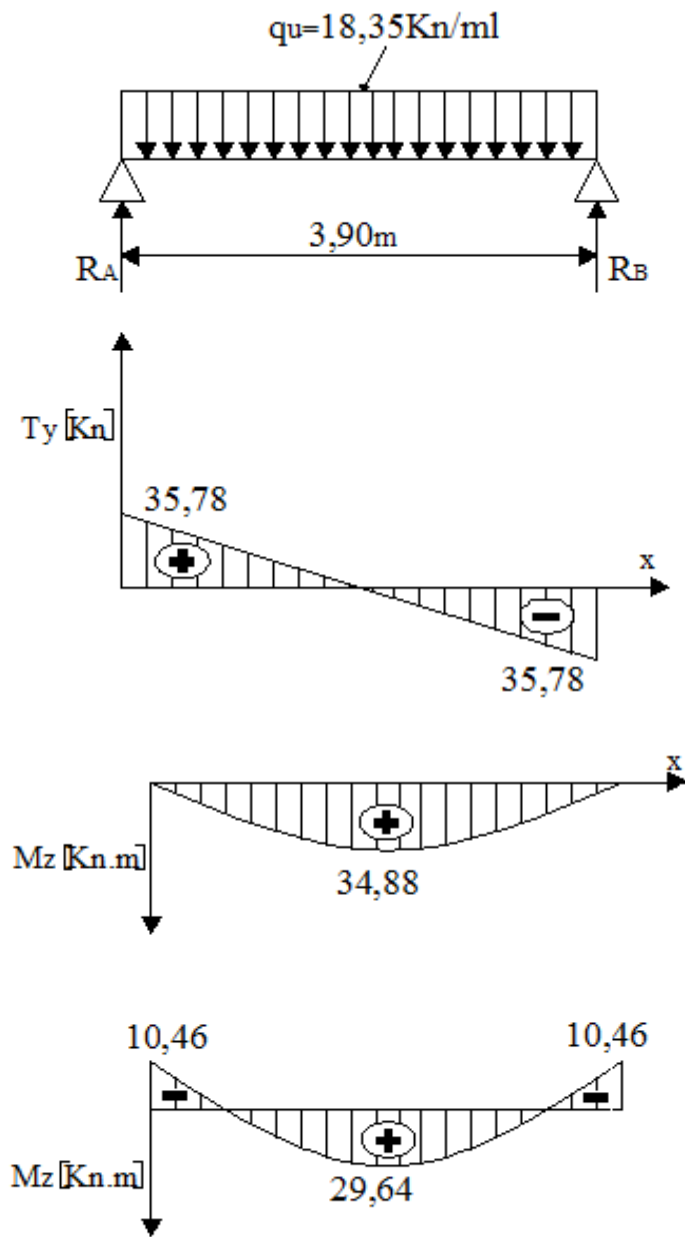


Figure 38 : diagramme des efforts internes à l'ELU

III.4.5 Calcul des armatures

III.4.5.1 Armature longitudinales

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ) tel que

➤ En travée

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29,64 \times 10^3}{30 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,068$$

$$\mu_t = 0,196 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

D'où :

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29,64 \times 10^3}{0,965 \times 32 \times 348} = 2,76 \text{ cm}^2$$

La section d'armature adoptée est : **3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>**

➤ Aux appuis

Nous avons les données suivantes :

$$M_a = -10,46 \text{ kN.m} ; h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}.$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,46 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu_a = 0,0336 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_a = 0,034 \quad \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,46 \times 10^3}{0,983 \times 32 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

La section d'armature adoptée est : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**.

**Remarque**

Le **RPA (Art 7.5.2.1 du RPA99/version 2003)** exige  $M$  que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{Tmin}(RPA) = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \\ A_T = A_{st}(travée) + A_{st}(appuis) = 4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_T > A_{Tmin}(\text{min RPA})$$

Donc la condition est vérifiée.

III.4.6 Les vérifications à L'ELU

III.4.6.1 Vérification de la non fragilité du béton (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

➤ **En travée**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,159 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,159 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.2 Vérification de contrainte de cisaillement (Art A.5.1.2/ BAEL91 modifié99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u = 35,78 \text{ kN}$$

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,20 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min \left( \frac{0,20}{1,5} ; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5)$$

$$\tau_u = 0,372 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié99)**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $a = 0,9 d$  et  $T_u^{\max} = 35,78 \text{ KN}$

Donc :

$$T_u^{\max} = 35,78 \text{ kN} \leq 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,32 \frac{25 \times 1000}{1,5} = 576 \text{ kN}$$

→ **Condition vérifiée.**

➤ **Influence sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 3,35\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 35,78 + \frac{10,46}{0,9 \times 0,32} \right) = 0,20\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.4.6.4 Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$  coefficient scellement HA.

$\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des barres

➤ **En travée**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 113,88\text{mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,78 \times 10^3}{0,9 \times 131,88 \times 320} = 0,91\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,4\text{mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,78 \times 10^3}{0,9 \times 113,04 \times 320} = 1,06\text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc :**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement**

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \phi = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée.

**Donc :**

La longueur du crochet adoptée est fixée forfaitairement à **0,4  $L_s$**

$$L_1 = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm.}$$

### III.4.6.5 Armatures Transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 10 \right\} = 1 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

la section d'armature adoptée est : **2HA8**  $\Rightarrow A_{\text{adop}} = 1,00 \text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91/ Art A.5.1.2.2) [02]**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm.}$$

### III.4.6.6 Espacement des barres

D'après le (RPA 2003 Art 7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones :

➤ **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min (8,75 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm.}$$

L'espacement adopté est :  **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

➤ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

L'espacement adopté est :  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

## III.4.7 Calcul à L'ELS

### III.4.7.1 Combinaisons de charges

$$q_s = G + \frac{2 \times T_s}{L} = 2,625 + \frac{2 \times 28,88}{3,90} = 17,43 \text{ KN}$$

## III.4.7.2 Calcul des efforts internes

➤ Effort tranchant

$$T_s = T_{s \max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{17,43 \times 3,90}{2} = 33,98 \text{ KN.}$$

➤ Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{17,43 \times (3,90)^2}{8} = 33,13 \text{ KN.m}$$

➤ Moment corrigé

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

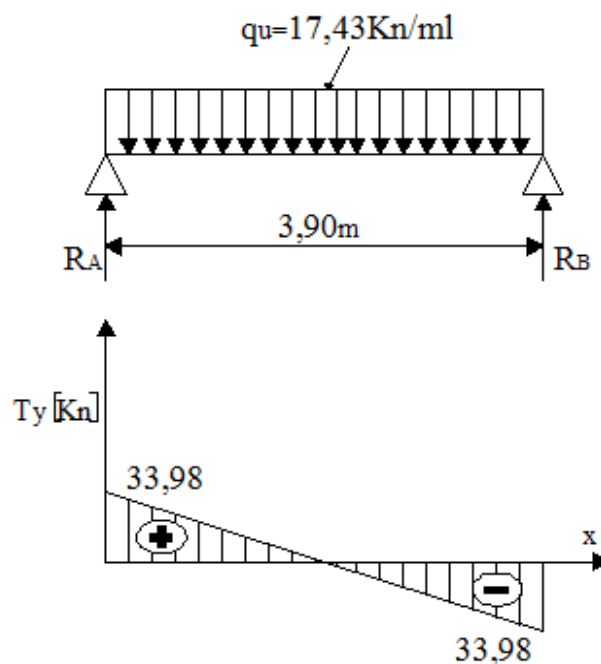
- **En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 33,13 = 28,16 \text{ kN.m}$

$$M_t = 28,16 \text{ kN.m}$$

- **Eaux appuis :**  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 33,13 = -9,94 \text{ KN.m}$

$$M_a = -9,94 \text{ KN.m}$$

## III.4.7.3 Diagrammes des efforts internes à l'ELS



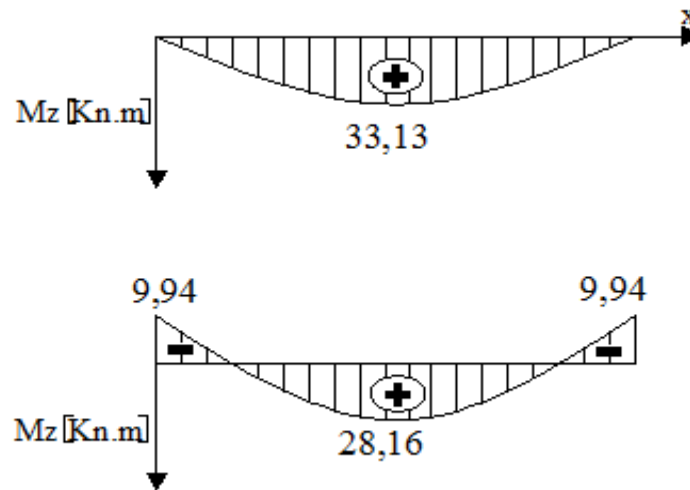


Figure 39 : diagramme des efforts internes à l'ELS

III.4.8 Vérification à l'ELS

III.4.8.1 Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Nous devons vérifier que :

- $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  : Contraintes dans l'acier.
- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  : Contraintes dans le béton.

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ **Appuis :**

• **Acier :**

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32} = 0,351$$

$$\rho = 0,351 \quad \beta = 0,908 \quad k_1 = 39,35$$

$$\sigma_s = \frac{9,94 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 3,39 \times 10^2} = 100,91\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 100,91 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{100,91}{39,35} = 2,56\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Travée :**

• **Acier :**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 32} = 0,481$$

$$\rho = 0,628 \quad \beta = 0,895 \quad k_1 = 32,62$$

$$\sigma_s = \frac{28,16 \times 10^6}{0,895 \times 320 \times 4,62 \times 10^2} = 212,82 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 212,82 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{212,82}{32,62} = 6,52 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

III.4.8.2 **Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire

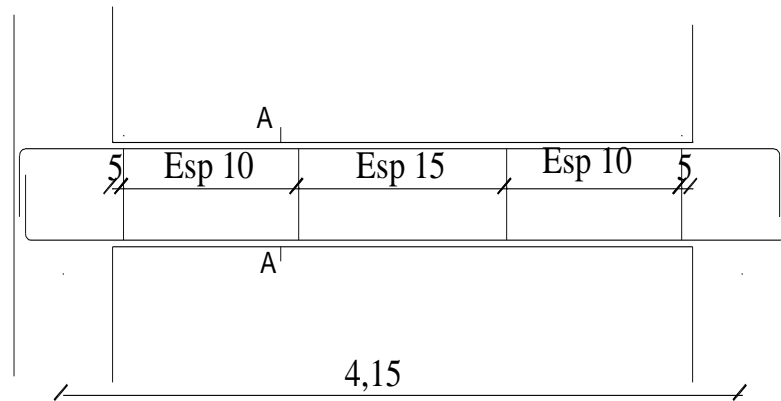
III.4.8.3 **Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91modifié 99)**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{300} = 0,89 \geq \frac{28,16}{10 \times 33,13} = 0,0850 \dots\dots \text{Condition vérifié.}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$

**D'où :** Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Appuis : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>.**

**Travées :3HA14 = 4,62cm<sup>2</sup>.**



Coupe A-A

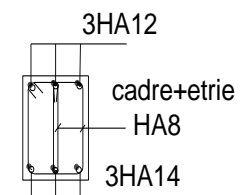


Figure 40 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.5 Calcul des balcons

#### III.5.1 Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >> , au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

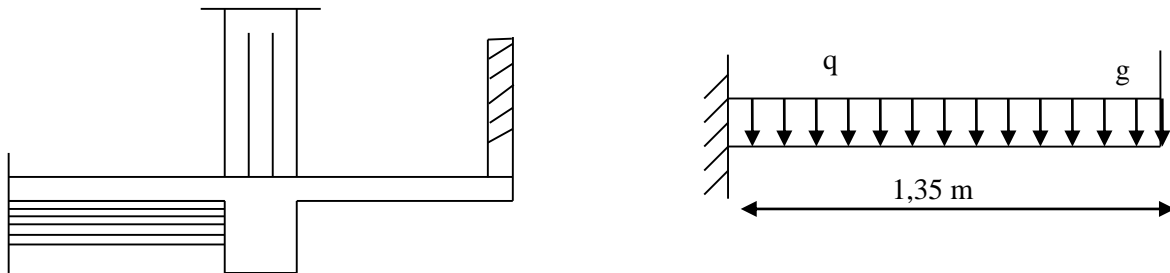


Figure 41 : Schéma statique d'une légende

#### III.5.2 Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

**L** : La largeur de balcon

$$L = 1,35\text{m}$$

$$\frac{L}{10} \geq \frac{135}{10} = 13,5[\text{cm}]$$

Ce qui donne **e = 15 [cm]**.

#### III.5.3 Charges et surcharges du balcon

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon.

##### III.5.3.1 Charges permanente

Tableau 7 : détermination du poids propre des balcons des étages courants

Matériaux	Epaisseur	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G <sub>c</sub> (KN / m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			<b>G<sub>t</sub> = 5,31</b>

Charge G due à la dalle en béton arme ..... **G = 5,31 kN/ml.**

**III.5.3.2 Surcharge d'exploitation**

Surcharge d'exploitation..... **Q = 3,5 kN/ml.**

**III.5.3.3 Charge concentrée**

- **Garde-corps**

**Tableau 8 : charges concentrée sur le balcon due au poids propre du garde- corps**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
1. Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
2. Enduit en mortier de ciment	20	2x0.022	0.88
			<b>g = 1,78</b>

Poids propre du garde-corps ..... **g = 1,78 [KN/ml].**

Charge due à la main courante ..... **q = 1[KN/ml].**

**III.5.4 Calcul à l'état limite ultime (ELU)**

**III.5.4.1 Combinaison de charges**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

**Pour la dalle :**  $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 = 12,42 \text{ KN/ml.}$

**Garde-corps :**  $q_{u2} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,78 = 2,40 \text{ KN/ml.}$

**Main courante :**  $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.}$

**III.5.4.2 Calcul du moment**

$$M_u = q_{u1} \frac{l^2}{2} + q_{u2}l$$

$$M_u = 12,42 \frac{1,35^2}{2} + 2,4 \times 1,35$$

$$M_u = 14,55 \text{ kN.m}$$

**Remarque**

Le moment de la main courante est nul ( $M=0$ ).

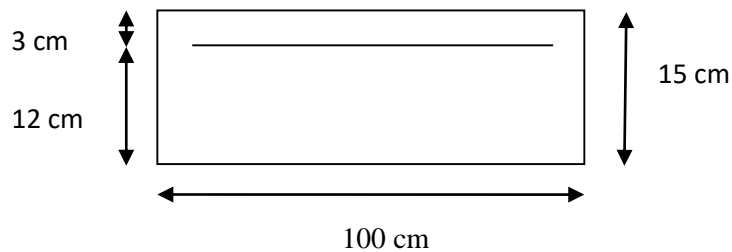
**III.5.4.3 Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2}$$

$$V_u = 12,42 \times 1,35 + 2,40 = 19,17 \text{ kN}$$

**III.5.5 Ferrailage**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



**Figure 42 : Disposition des armatures principales du balcon**

**III.5.5.1 Armatures principales**

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

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,55 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{14,55 \times 10^3}{0,963 \times 12 \times 348} = 3,61 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25[cm]**

**III.5.5.2 Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 [\text{cm}^2]$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2,01[cm<sup>2</sup>]** avec **S<sub>t</sub> = 25[cm]**

### III.5.6 Vérification à l'ELU

#### III.5.6.1 Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1)

$$A_{\min} = \left( 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) d b = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2$$

$$A_S = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{cm}^2 \Rightarrow A_S = 4,52 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

#### III.5.6.2 Vérification au cisaillement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.211)

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad V_u = 19,17 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{19,17 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,159 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.5.6.3 Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 3)

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \quad (\Psi_S = 1,5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,17 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,18 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

### III.5.6.4 Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement est donnée par la loi : **(BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 253)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \\ L_S = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**$L_S = 48 \text{ cm}$**

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0,4 \times l_s$  pour les barres HA (fe400 ou 500) **(art A.6.1.253 BAEL 99)**.

Soit la longueur hors du crochet égal a :

$$L_{cr} = 0,4 L_S = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm.}$$

### III.5.6.5 Vérification de l'espacement des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1, 42)

-Armatures principales :  $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St=25\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

-Armatures répartitions :  $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St=25\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

## III.5.7 Calcul à l'état limite de service(ELS)

## III.5.7.1 Combinaison de charges

**G+Q**

**Pour la Dalle** :  $q_{s1} = 5,31+3,5 = 8,81$  [KN/ml].

**Garde-corps** :  $q_{s2} = 1,78$  [KN/ml].

**Main courante** :  $q_{s3} = 1$  [KN/ml].

## III.5.7.2 Calcul du moment

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 8,81 \times \frac{1,35^2}{2} + 1,78 \times 1,35$$

$$M_s = 10,43 \text{ [kN.m].}$$

## III.5.8 Vérification à l'ELS

## III.5.8.1 Vérification des contraintes de l'acier

Il faut vérifier que :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,3766$$

tableau  $\beta_1 = 0,905 \longrightarrow k_1 = 37,63$

$$\sigma_s = \frac{10,43 \times 10^5}{0,905 \times 12 \times 452} = 212,48 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  la condition est vérifiée .

### III.5.8.2 Vérification des contraintes de béton : (BAEL91-modifié99/Art. A.4.5.2)

Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_b = 0,026 \times 212,48 = 5,52\text{MPa}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  **la condition est vérifiée.**

### III.5.8.3 Vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.5.8.4 Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/Art B.6.5.2)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{135} = 0,11 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u} \rightarrow \frac{15}{135} = 0,11 \geq \frac{10,43}{10(14,55)} = 0,071 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche

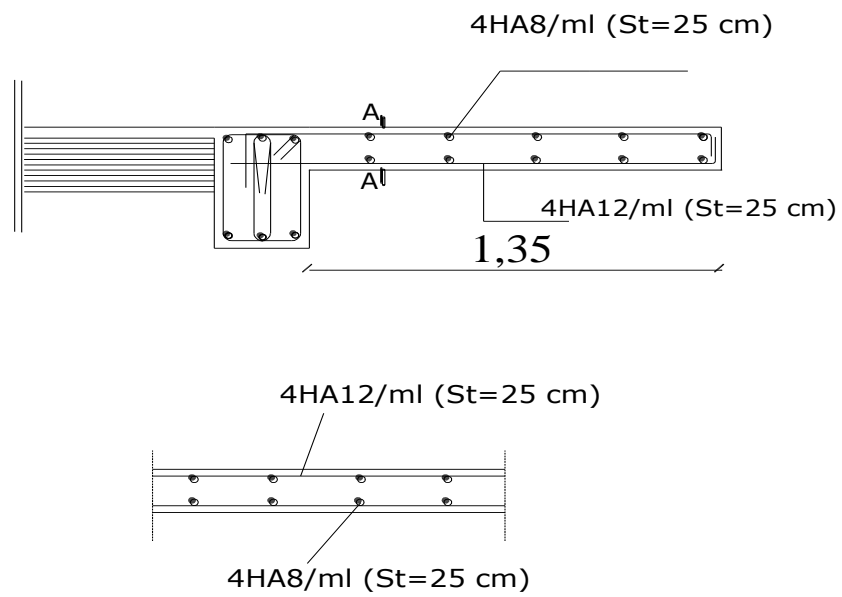


Figure 43 : Ferrailage du balcon

## III.6 Calcul de la salle machine

### III.6.1 Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions :  $(4,6 \times 4,6)$  m<sup>2</sup>, appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à **09** tonnes, répartie sur une surface de  $(1,6 \times 1,7)$  m<sup>2</sup> transmise par le système de levage de l'ascenseur. L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

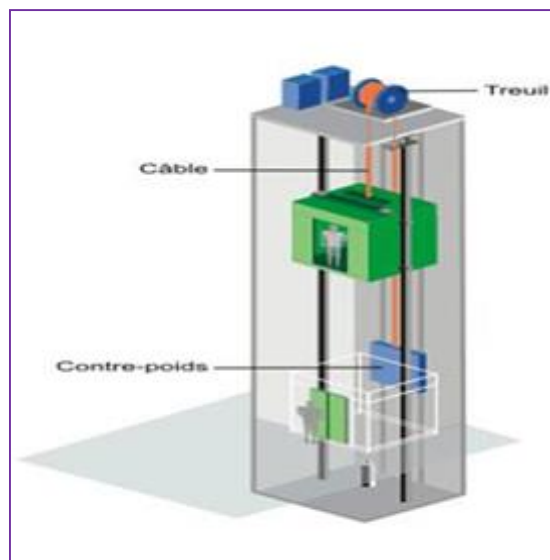


Figure 44 : Cage de l'ascenseur

III.6.2 Dimensionnement

- Epaisseur de la dalle pleine

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{135}{30} = 4,5 \text{ cm.}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12 cm (RPA99 version 2003)

→ Soit  $h_t = 20$  cm.

III.6.3 Calcul de sollicitation

III.6.3.1 Rectangle d'impact (Pratique du BAEL 91)

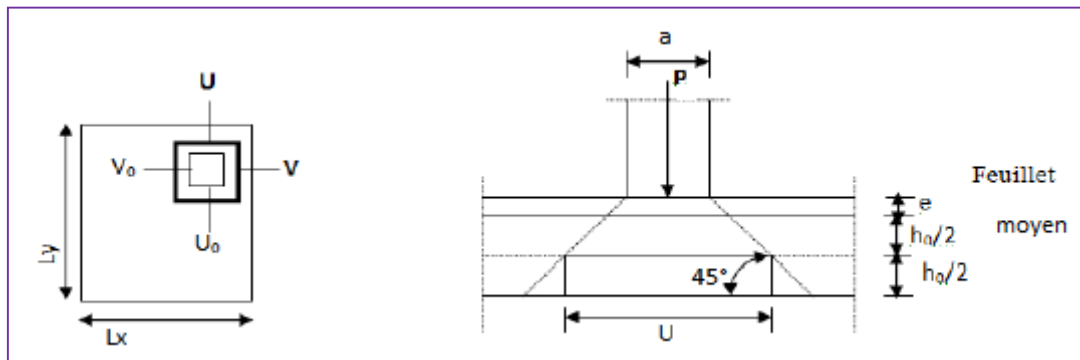


Figure 45 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen

On a:

$$L_x = 4,60 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,60 \text{ m.}$$

$$U_0 = 1,60 \text{ m.}$$

$$V_0 = 1,70 \text{ m.}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$e = 05 \text{ cm.}$$

$$U = u_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi \times e \right)$$

$$V = v_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi \times e \right).$$

**Avec :**

- $h_0$  : épaisseur de la dalle.
- $e$  : épaisseur de revêtement.
- $\xi$  : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton,  $\xi = 1.0$ .
- $U \times V$  : surface d'impact au niveau du feuillet moyen.
- $u_0 \times v_0$  : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée.

**Donc :**

$$U = 160 + 20 + 2 \times 5 = 190 \text{ cm.}$$

$$V = 170 + 20 + 2 \times 5 = 200 \text{ cm.}$$

### III.6.3.2 Calcul des moments fléchissant $M_x$ et $M_y$

**On a:**

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$$

**Avec :**

$$P_s = p_u : 90 \text{ KN.}$$

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficient déterminés à partir des abaques de **PIGIAUD** en fonction de :

$$\frac{U}{l_x}, \frac{U}{l_y} \text{ et } \rho$$

$$\frac{u}{l_y} = \frac{190}{460} = 0,41$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{200}{460} = 0,43$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{4,60} = 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation on aura :

$M_1 = 0,107$  et  $M_2 = 0,107$ .

**Donc :**

➤ **À l'ELU ( $v = 0$ )**

$$M_{x1}^u = 1,35 \times P_U (M_1) = 1,35 \times 90 \times 0,107 = 13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^u = 1,35 \times P_U (M_2) = 1,35 \times 90 \times 0,107 = 13 \text{ KN.m}$$

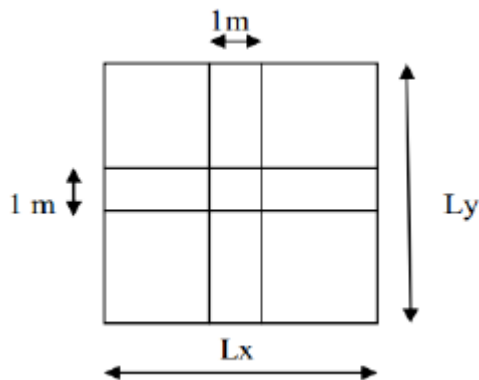
➤ **À l'ELS ( $v = 0,2$ )**

$$M_{x1}^s = P_S \times (M_1 + 0,2M_2) = 90 \times (0,107 + 0,2 \times 0,107) = 11,56 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^s = P_S \times (M_2 + 0,2M_1) = 90 \times (0,107 + 0,2 \times 0,107) = 11,56 \text{ KN.m}$$

### III.6.3.3 Moment dus au poids propre de la dalle pleine

Les moments au centre du panneau et pour une bande de 1 m sont donnée par :



**Sens  $l_y = l_x \rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x = M_x = \mu_x \cdot M_y$**

En utilisant les **tables BAEL (Annexe 3)**, on tire les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction du

$$\text{rapport } \rho_x = \frac{l_x}{l_y},$$

Donc :

➤ **À l'ELU ( $v = 0$ )**

Pour  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1$  ;  $\mu_x = 0.0368$  ;  $\mu_y = 1$

Poids propre de la dalle pleine :  $G = (25 \times 0,20 + 22 \times 0,05) \times 1 = 6,1 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6,1 + 1.5 \times 1 = 9,73 \text{ KN/m.}$$

❖ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0368 \times 9,73 \times (4,60)^2 = 7,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^u = \mu_y \cdot M_{x2}^u = 1 \times 7,57 = 7,57 \text{ KN.m}$$

➤ **À l'ELS ( $v = 0.2$ )**

Pour  $\rho_y = 1$  ;  $\mu_x = 1$  ;  $\mu_y = 0,0442$

$$q_s = G + Q = 6,1 + 1 = 7,1 \text{ KN/m}$$

❖ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS**

$$M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0442 \times 7,1 \times (4,60)^2 = 6,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = \mu_y \times M_{x2}^s = 1 \times 6,64 = 6,64 \text{ KN.m}$$

❖ **Superposition des moments**

➤ **À l'ELU**

$$M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 13 + 7,57 = 20,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1}^u + M_{x2}^u = 13 + 7,57 = 20,57 \text{ KN.m}$$

➤ **À l'ELS**

$$M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 11,56 + 6,64 = 18,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 11,56 + 6,64 = 18,20 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle aux niveaux des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (- 0.3) aux appuis.

➤ **À l'ELU**

✚ **En travée**

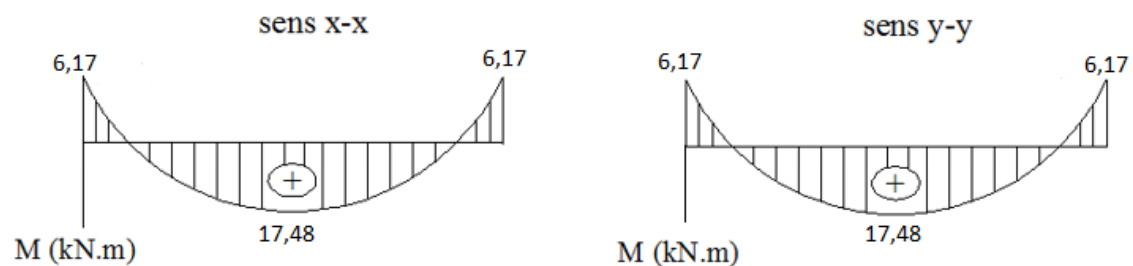
$$M_x^t = 0,85 \times 20,57 = 17,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 20,57 = 17,48 \text{ KN.m}$$

✚ **Aux appuis**

$$M_x^a = -0,3 \times 20,57 = -6,17 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 20,57 = -6,17 \text{ KN.m}$$



**Figure 46 : Les moments dans les deux sens à l'ELU**

➤ **À l'ELS**

✚ **En travée**

$$M_x^t = 0,85 \times 18,20 = 15,47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 18,20 = 15,47 \text{ KN.m}$$

✚ **Aux appuis**

$$M_x^a = -0,3 \times 18,20 = -5,46 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 18,20 = -5,46 \text{ KN.m}$$

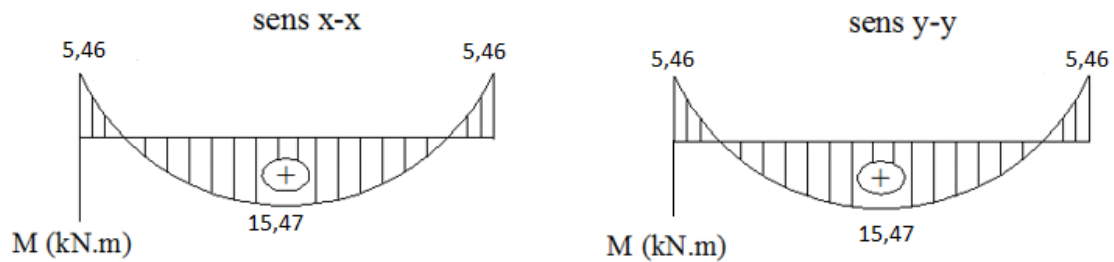


Figure 47 : Les moments dans les deux sens à l'ELS

### III.6.4 Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

- $\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2}$
- A partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .
- $A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 17 \times 348}$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Zone	Sens	$M_u$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )		$S_t$ (cm)
En travée	x-x	17,48	0,042	0,979	3,01	4HA12	4,52	25
	y-y	17,48	0,042	0,979	3,01	4HA12	4,52	25
Aux appuis	x-x	-6,17	0,016	0,992	1,05	4HA10	3,14	25
	y-y	-6,17	0,016	0,992	1,05	4HA10	3,14	25

#### Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion sont situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

## III.6.5 Vérification à l'ELU

## III.6.5.1 Condition de non fragilité (BAEL 91/B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

. Armature inférieures (sens x-x)

$$W_x \geq W_0 \times \frac{3 - \rho}{2}$$

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h}$$

Avec :

$A_{\min}$  : Section minimal des armatures.

$W_0$  : Taux d'acier minimal (acier HA FeE400) = 0.0008.

S : Section totale du béton.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{4,60} = 1$$

$$W_0 \times \frac{3 - \rho}{2} = 0,0008 \times \frac{3 - 1}{2} = 0,0008$$

$$A_x \geq W_x (b \cdot h) = 0,0008 \times (20 \times 100) = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_x^t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

. Armature supérieures (sens y-y)

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 = 0,0008$$

$$A_y \geq W_0 (b \cdot h) = 0,0008 \times (20 \times 100) = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_y^t = 6,15 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**III.6.5.2 Diamètre maximal des barre (BAEL 91/ A.7.2.1)**

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{min} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \phi_{max} = 20 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.6.5.3 Espacements des barres (BAEL 91/A.8.2.4)**

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Armature inférieures (sens x-x)**

- $S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$
- $S_t = 25 \text{ cm} \leq (60 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

➤ **Armature supérieures (sens y-y)**

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$
- $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(90 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

• **Vérification au poinçonnement (BAEL 91/ A.5.2.4) :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec:**

- $\mu_c$ : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,90 + 2,00) = 780 \text{ cm} = 7,80 \text{ m.}$$

-  $Q_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$Q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 < 0,045 \times 7,80 \times 0,20 \times \frac{25}{1,5} \times 103 = 1170 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Donc :**

La dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

- **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/ A.5.2.2)**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a  $U < V$ , alors :

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$ .

• **Au milieu de u sens (X-X)**

$$V_u = \frac{Q_u}{(2V+U)} \quad \text{avec} \quad Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5$$

**Donc :**

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 2,00 + 1,90} = 20,59 \text{ kN.m}$$

• **Au milieu de v sens (Y-Y)**

$$V_u = \frac{Q_u}{3V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{3 \times 2,00} = 20,25 \text{ kN.m}$$

**Donc :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{20,59 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,121 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau_u = 0,121 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### III.6.6 Vérification à l'ELS

#### III.6.6.1 Ferrailage des armatures à l'ELS

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur avec :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2}$$

A partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 17 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 10 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures**

Zone	Sens	M <sub>s</sub> (kN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
En travée	x-x	15,47	0.0374	0.773	3,38
	y-y	15,47	0.0374	0.773	3,38
Aux appuis	x-x	-5,46	0.0135	0.495	1,86
	y-y	-5,46	0.0135	0.495	1,86

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

#### III.6.6.2 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (**BAEL 91/ A.4.5.3**).

### Conclusion

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

- **En travées**
  - 4HA12 (sens x-x), S<sub>t</sub>=25 cm
  - 4HA12 (sens y-y), S<sub>t</sub>=25 cm
- **Aux appuis**
  - 4HA10 (sens x-x), S<sub>t</sub>=25 cm
  - 4HA10 (sens y-y), S<sub>t</sub>=25 cm

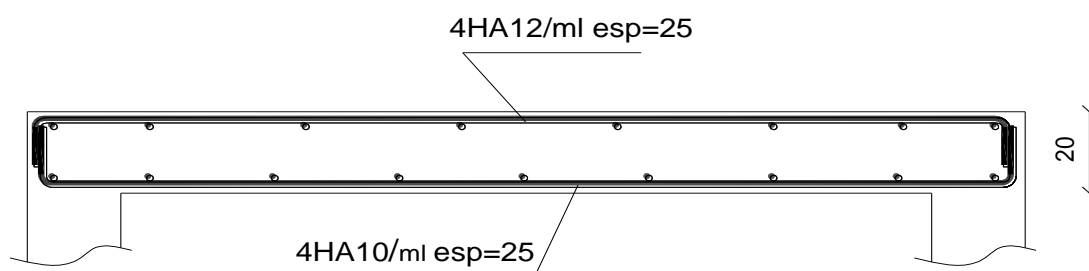


Figure 48 : ferrailage de la dalle salle machine dans les deux sens

***CHAPITRE IV :***

***Modélisation et présentation du logiciel***

***ETABS***

## IV. Présentation du logiciel ETABS

### IV.1 Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS**.

Pour notre étude nous avons utilisé *ETABS Version 9.7.1*.

### IV.2 Description du logiciel ETABS

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### IV.3 Etapes de Modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail nous allons utiliser la version 9.7.0, est les étapes de modélisation peuvent être résumée comme suite :

1. Définir la géométrie de base de la structure.
2. Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
3. Introduire les charges statiques et dynamiques.
4. Spécifier les conditions aux limites.
5. Lancer l'analyse.
6. Visualiser les résultats.

#### IV.4 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.6.0).

#### IV.5 Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.6 La modélisation

##### IV.6.1 Introduction de la géométrie de la structure à modéliser

###### IV.6.1.1 Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne kN.m .

#### IV.6.1.2 Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File  $\Rightarrow$  New model

- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes, nous apercevons une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
  - Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
  - Les hauteurs des différents étages.
  - Le nombre d'étages.
  - Les longueurs des travées.
  - Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.
- Data.**

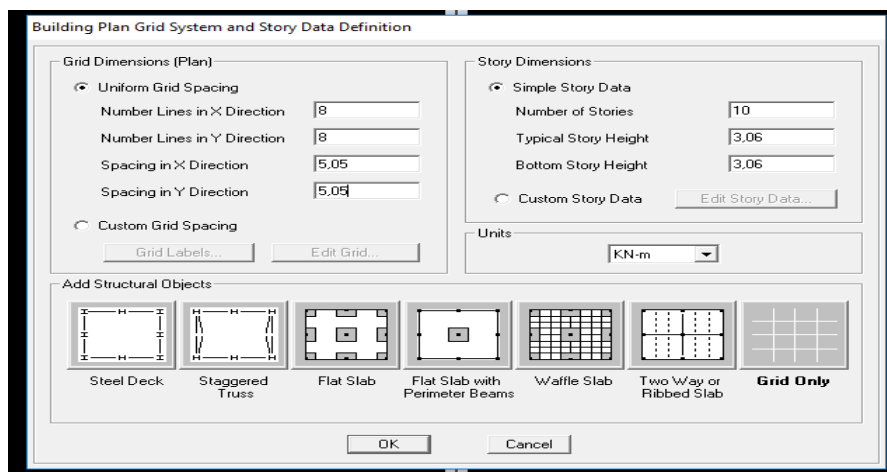


Figure 1: Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles

Après introduction des données, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

IV.6.2 Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

IV.6.3 Propriétés mécaniques

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur  **Define Material proprietes** ou bien 

On sélectionne le matériau CONC.

**Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

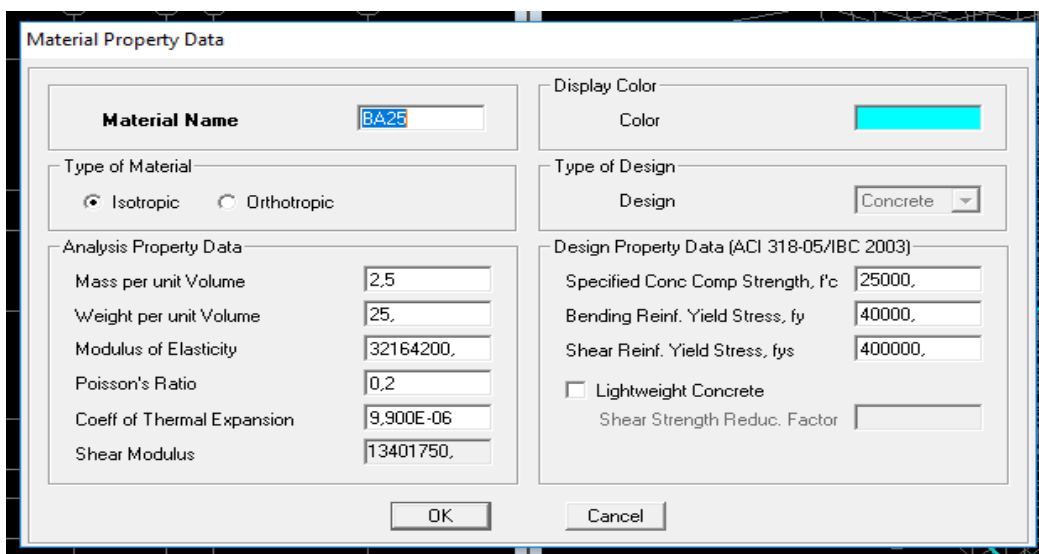


Figure 2: Définition des propriétés mécanique des matériaux

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

IV.6.3.1 Spécification des propriétés géométriques des éléments

IV.6.3.1.1 Les éléments barres (poteaux, poutres)

Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**

Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections. »

#### IV.6.3.1.1.1 Les poteaux

Pour définir les sections des poteaux (45x45),(40x40),(35x35),(30x30) de notre structure on clique sur :

**Reinforcement** → une fenêtre **rienforcement** s'ouvre → coucher **column**.

#### IV.6.3.1.1.2 Les poutres

Pour définir les sections des poutres principales et secondaires ( 30x40) et pour les poutres de chinage et les poutres palier (30x35) de notre structure on clique sur :

**Reinforcement** → une fenêtre **renforcement** s'ouvre → coucher **Beam**.

#### IV.6.3.1.2 Les éléments plaques (voiles et dalles pleines)

On distingue trois types des éléments plaques qui sont :

**Eléments Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles.

Les sections sont définies par l'épaisseur.

**Eléments membrane** : il est utilisé pour les éléments minces.

**Eléments plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

#### IV.6.3.1.2.1 Voiles :

On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**

Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »

On clique sur **Add new wallet** on spécifie le nom et l'épaisseur.

#### IV.6.3.1.2.2 Dalles pleines

**Define** → **wall/ slab/ deck sections**, ou bien on clique sur 

Puit nous cliquons sur **Add new slab** et nous spécifier le nom

### IV.6.3.2 Affectation des sections aux différents éléments des portiques


#### IV.6.3.2.1 Les poutres

**Draw** → **Draw line objects** → **create lines in region**; ou bien on clique sur 

Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

#### IV.6.3.2.2 Pour les poteaux

**Draw** → **Draw line objects** → **create columns in region or at clicks;**

Ou bien on clique sur (  )

Cliquer sur les points des poutres pour les dessiner

#### IV.6.3.2.3 Pour les voiles

Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :

**Draw** → **draw Area objects** → **Draw walls**

il s'affiche une fenêtre :

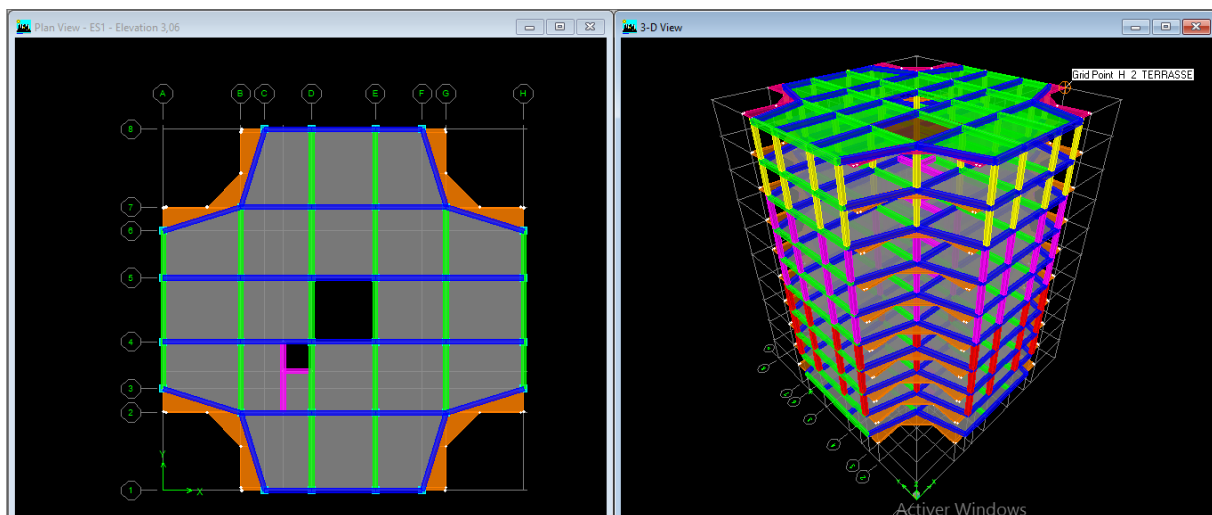
→ **Proprieties Of Object** → **none** choisir le nom de la section : voile

→ **Drawing Control** → **Fixed Length** « l » on donne sa longueur

#### IV.6.3.2.4 Les plancher en corps creux

La méthode est même que celle utilisé pour les dalles pleines rectangulaire. Le sens de distribution des charges (sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « **Local Axis**».


Tous les étapes précédent nous ferons aboutir a la structure suivante :



## IV.6.4 Introduire les charges statiques et dynamiques

### IV.6.4.1 Introduction des charges statiques


Pour introduction des charges statiques il faut d'abord les définir en cliquant sur :

**Define** ⇒ **static load cases** ou bien on clique sur 


Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, nous distingue les charges permanentes (**G** ou **DEAD**), d'exploitations (**Q** ou **LIVE**), sismiques (**QUAKE**), vent (**WIND**), de neige (**SNOW**).

#### IV.6.4.1.1 Pour charger les éléments plaques

On sélection les dalles a chargé puis on clique sur **Assing** ⇒ **shell/area Loads** ⇒ **Uniform**.

Ou bien on clique sur l'icône .

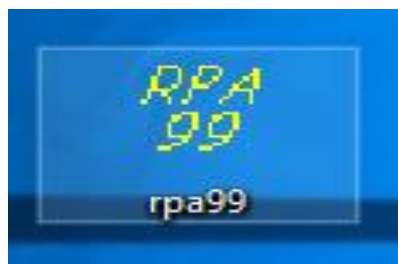
#### IV.6.4.1.2 Pour charger les éléments barres (les poutre secondaire)

On sélection les poutre secondaires a chargé puis on clique sur **Assing** ⇒ **frame/line Loads** ⇒ **distributed**. Ou bien on clique sur l'icône .

## IV.6.4.2 Introduire les dynamiques

### IV.6.4.2.1 Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :



Pour le calcul dynamique de la structure nous introduirons un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

- **Données à introduire dans le logiciel**

- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)

- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement : 5
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**).
- Facteur de qualité (Q) :  $Q = 1+q \rightarrow Q = 1,20$

Nous cliquons sur **Text** puis sur Enregistrer et nous lui choisissons un emplacement de sauvegarde.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, Nous cliquons sur :

**Define Response → Spectrum Function → Spectrum from file.**


#### IV.6.4.2.2 Définition de la charge sismique Ex et Ey

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y.

On clique sur : **Define ⇒ Response Spectrum Cases  ⇒ Add New Spectrum.**

#### IV.6.5 Combinaison de charge

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define → load combinations ;** ou bien cliquer sur l'icône 

On introduire les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après **RPA**

**G+Q±E.**

**0.8G±E.**

**G+Q±1.2<sup>E</sup>.**

D'après le **BAEL** les combinaisons de charges sont :

**ELU : 1.35G+1.5G.**

**ELS : G+Q.**

#### IV.6.6 Spécifier les conditions aux limite

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

##### IV.6.6.1 Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

- Sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :


**Assing** → **joint/ point** → **restraints**. ou bien cliquer sur l'icône 

#### IV.6.6.2 Définition de la masse sismique

La masse sismique est une masse vibrante qui est excitée par le séisme tel que cette masse est égal à :

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

- $\beta$  : Coefficient de pondération ;  $\beta = 0.2$ .

L'instruction : Define → masse source , nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

#### IV.6.6.3 Les diaphragmes

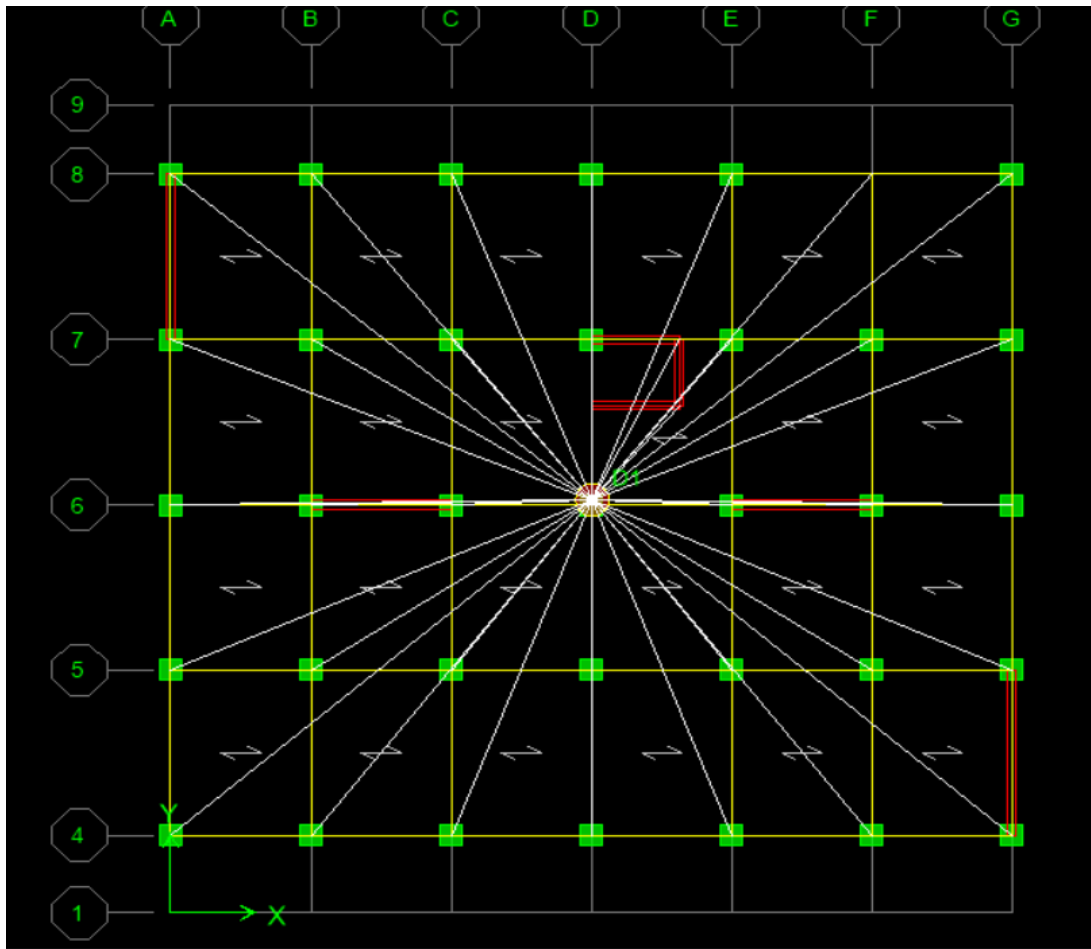
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, nous devons relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. nous sélectionnons les nœuds du premier plancher puis nous cliquons sur :

**Assing** → **joint/ point** → **Diaphragme**; ou bien cliquer sur l'icône .

Une de dialogue intitulée **Assing Diaphragme** apparaitre tel que les paramètres doivent être définir comme suite :

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case nous validons par **OK**.

Nous suivons la même opération pour tous les autres planchers.



***CHAPITRE V :***  
***Vérification aux exigences de RPA***

## V. Vérification des exigences du RPA99 / version 2003

### Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape de ferrailage des éléments structuraux, le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003 [01]** exigent la satisfaction des conditions suivantes :

### V.1 Vérification de la période empirique T

#### V.1.1 Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

$$T_1 = 0,05 \times (32,9)^{3/4} = 0,686 \text{ s}$$

#### V.1.2 Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,686 + 30\% \times 0,686 = 0,892\text{s}$$

Avec :

- T : La période calculée.
- $T_{maj}$  : La période majorée.

#### V.1.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, nous avons obtenu la période suivante :

$$T_{etabs} = 0,809\text{s}$$

$T_{eatbs}$  : période d'ETABS.

$$T = 0,69 \text{ S} < T_{etabs} = \mathbf{0,809\text{S}} < T_{majorée} = 0,892\text{S}$$

→La période est vérifiée.

## V.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

**Tableau 1 : Tableau des modes et de la masse participante**

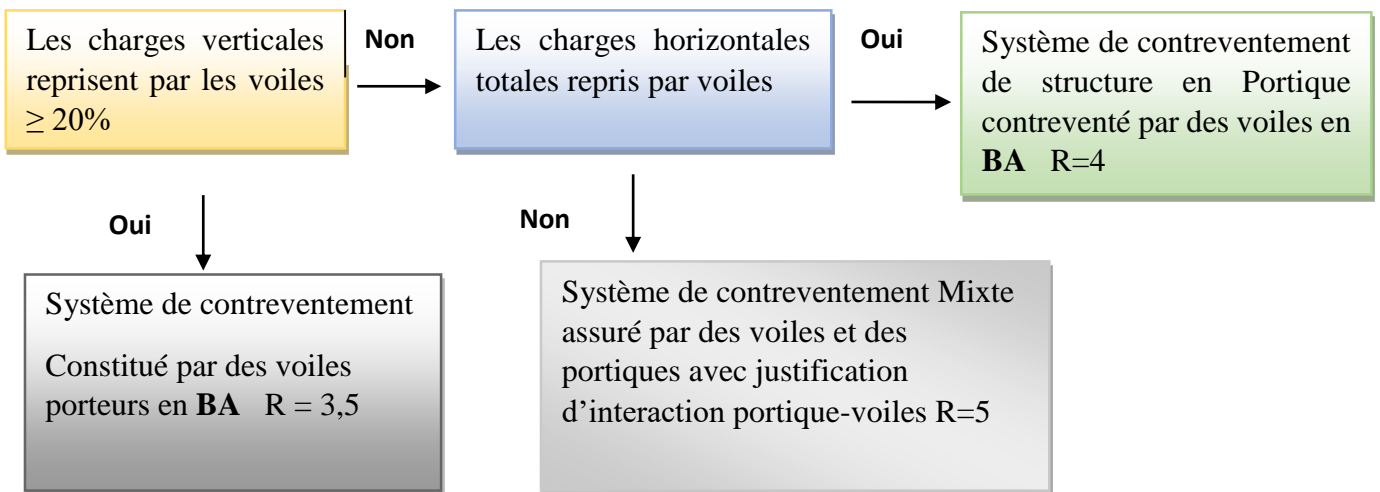
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,809847	66,8776	0,007	66,8776	0,007	0,0155
2	0,790486	0,0066	67,5128	66,8842	67,5198	0,0102
3	0,603157	0,0155	0,011	66,8998	67,5308	65,1869
4	0,210667	16,7314	0,8395	83,6311	68,3703	0
5	0,208624	0,871	16,176	84,5022	84,5463	0,0026
6	0,138346	0,0016	0,006	84,5038	84,5523	18,8266
7	0,101327	1,7128	0,3236	86,2166	84,8758	0,0018
8	0,099474	0,8011	0,6646	87,0177	85,5404	0,2678
9	0,09843	0,0058	2,0097	87,0234	87,5501	0,0048
10	0,090006	4,8955	0,0886	91,9189	87,6387	0,0257
11	0,088198	0,07	4,2909	<b>91,9889</b>	<b>91,9297</b>	0,0405
12	0,057507	0,0008	0,0019	91,9897	91,9316	7,6128

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,809 \text{ s}$
- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>eme</sup> sont des modes de translation.
- Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation.
- Nous devons retenir les 11 modes que la masse éteigne les 90% selon RPA99vs 2003.

### V.3 Justification du système de contreventement

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :



- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

#### V.3.1 Le pourcentage de la charge horizontale repris par des voiles

##### V.3.1.1 Selon XX

Niveaux	Charges totales (KN)	Charges Voiles (KN)	Pourcentages %
8	476,4157	242,5502	50,91
7	794,2583	416,7163	52,46
6	1034,683	442,5238	42,76
5	1243,8153	655,9611	52,73
4	1427,8394	697,7838	48,86
3	1565,8956	897,808	57,33
2	1701,8769	943,5081	55,43
1	1809,8788	1162,6363	64,24
RDC	1890,2485	1299,5978	68,75
Entre-sol	1924,8153	1422,946	73,92

$$1^{\text{er}} \text{étage} : \frac{V_{\text{voil}}}{VT} \times 100 = \frac{1422,946}{1924,8153} \times 100 = 73,92\%$$

$$R(\%) = \frac{73,92 + 68,75 + 64,24 + 55,43 + 57,33 + 48,86 + 52,73 + 42,76 + 52,46 + 50,91}{10}$$

$$R(\%) = 56,74\%$$

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **56,74%** et le pourcentage des portiques est de **43,26 > 25%** —> Donc la structure est contreventée par **portiques-voiles (mixte)**

### V.3.1.2 Selon YY

Niveaux	Charges totales (KN)	Charges Voiles (KN)	Pourcentages %
8	476,5667	274,9433	57,69
7	800,7056	467,4396	58,37
6	1047,5842	563,5702	53,79
5	1263,7399	791,2223	62,62
4	1453,6987	846,0982	58,20
3	1608,0186	1047,8363	65,16
2	1734,3691	1095,2721	63,15
1	1842,3086	1305,7969	70,87
RDC	1921,9057	1419,8969	73,87
Entre-sol	1955,518	1554,6131	79,49

$$1^{\text{er}} \text{étage} : \frac{V_{\text{voil}}}{VT} \times 100 = \frac{1554,6131}{1955,518} \times 100 = 79,49\%$$

$$R(\%) = \frac{79,49 + 73,87 + 70,87 + 63,15 + 65,16 + 58,20 + 62,62 + 53,79 + 58,37 + 57,69}{10}$$

$$R(\%) = 57,23\%$$

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **57,23%** et le pourcentage des portiques est de **42,77 > 25%** —> Donc la structure est contreventée par **portiques – voiles (mixte)**

V.3.2 Pourcentage de la charge verticale repris par les voiles

V.3.2.1 Selon Z

Tableau 2: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Opération	Résultat (KN)
8	$Q_0 = 7,4$	7,4
7	$Q_0 + 1Q = 7,4 + 11,1$	18,5
6	$Q_0 + 1,9Q = 7,4 + 1,9 (11,1)$	28 ,49
5	$Q_0 + 2,7Q = 7,4 + 2,7 (11,1)$	37,37
4	$Q_0 + 3,4Q = 7,4 + 3,4 (11,1)$	45,14
3	$Q_0 + 4Q = 7,4 + 4 (11,1)$	51,8
2	$Q_0 + 4,5Q = 7,4 + 4,5 (11,1)$	57,35
1	$Q_0 + 5Q = 7,4 + 5 (11,1)$	62,9
RDC	$Q_0 + 5,5Q = 7,4 + 5,5 (11,1)$	68,45
Entre-sol	$Q_0 + 6Q = 7,4 + 6 (11,1)$	74

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Effort Normal (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )
	Poids Plancher	Poids Poutre	Poids Voiles L	G <sub>tot</sub>	G <sub>c</sub>	Q <sub>c</sub>	N <sub>s</sub> =4x (G <sub>c</sub> +0,2 Q <sub>c</sub> )
8	45,214	9,15	46,665	101 ,029	101 ,029	7,4	410,036
7	43,586	9,15	46,665	99,401	200,43	18,5	816,52
6	43,586	9,15	46,665	99,401	299,831	28 ,49	1222,116
5	43,586	9,15	46,665	99,401	399,232	37,37	1626,824
4	43,586	9,15	46,665	99,401	498,633	45,14	2030,644
3	43,586	9,15	46,665	99,401	598,034	51,8	2433,576
2	43,586	9,15	46,665	99,401	697,435	57,35	2835,62
1	43,586	9,15	46,665	99,401	796,836	62,9	3237,664
RDC	43,586	9,15	46,665	99,401	896,237	68,45	3639,708
Entre-sol	43,586	9,15	46,665	99,401	995,638	74	4041,752

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Effort Normal (KN)	$N_s=4x$ ( $G_c+0,2 Q_c$ )
	Poids Plancher	Poids Poutre	Poids Voiles T	$G_{tot}$	$G_c$	$Q_c$	
8	45,214	9,15	46,665	55,815	55,815	7,4	229,18
7	43,586	9,15	46,665	55,815	111,63	18,5	461,32
6	43,586	9,15	46,665	55,815	167,445	28,49	692,572
5	43,586	9,15	46,665	55,815	223,26	37,37	922,936
4	43,586	9,15	46,665	55,815	279,075	45,14	1152,412
3	43,586	9,15	46,665	55,815	334,89	51,8	1381
2	43,586	9,15	46,665	55,815	390,705	57,35	1608,7
1	43,586	9,15	46,665	55,815	446,52	62,9	1836,4
RDC	43,586	9,15	46,665	55,815	502,335	68,45	2064,1
Entre-sol	43,586	9,15	46,665	55,815	558,15	74	2291,8

Tableau 3 : Vérification de l'interaction voiles-portique sous charges verticales

Niveau	Charge [KN]			Pourcentage [%]	
	Totale	Portiques	Voiles	Portique [%]	Voiles [%]
Entre-sol	40456,98	34123,428	6333,552	84,35	15,65

Selon le calcul de pourcentage des voiles est de **15,65%** < **20%** et le pourcentage des portiques est de **84,35%** **Donc la structure est contreventée par portiques - voiles**

**Conclusion :**

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**Donc** : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à **R = 5**.

#### V.4 Vérification de l'excentricité

D'après le **RPA99 vs 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

nous devons vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

##### V.4.1 Excentricité calculé

###### V.4.1.1 Sens longitudinale (x-x)

$$e_x = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 23,45 = 1,1725 \text{ m}$$

###### V.4.1.2 Sens transversal (y-y)

$$e_y = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 23,45 = 1,1725 \text{ m}$$

##### V.4.2 Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS

Pour cela on suit cheminement ci-après : Display  $\longrightarrow$  show tables

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results  $\longrightarrow$  building output  $\longrightarrow$  Table : center mass rigidity

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : Select cases/combo

Après avoir tiré les valeurs de centre de masse et rigidité on copiera les résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → copy → collé dans l'Excel

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) ; puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

**Tableau 4 : Vérification de l'excentricité.**

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
E-sol	D1	11,723	11,72	11,722	11,643	0,001	0,077
RDC	D2	11,722	11,72	11,72	11,595	0,002	0,125
ET1	D3	11,722	11,72	11,719	11,559	0,003	0,161
ET2	D4	11,722	11,72	11,718	11,535	0,004	0,185
ET3	D5	11,722	11,72	11,716	11,52	0,006	0,2
ET4	D6	11,722	11,72	11,715	11,51	0,007	0,21
ET5	D7	11,722	11,72	11,714	11,505	0,008	0,215
ET6	D8	11,722	11,72	11,713	11,504	0,009	0,216
ET7	D10	11,722	11,72	11,712	11,506	0,01	0,214
DSM	D11	7,35	7,35	7,706	7,608	-0,356	-0,258
TERRASSE	D11	11,704	11,701	11,71	11,513	-0,006	0,188

### V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1RPA99VS2003)$$

V.5.1 Calcul des paramètres A, D, Q, et R

A: coefficient d'accélérae pour ce tableaution de zone donné dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99) :

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
  - Zone sismique IIa
- } → A = 0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- T<sub>2</sub> : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99/version2003.**

$$T_2(S3) = 0,5 s.$$

Dans notre cas : T<sub>2</sub> = 0,5s < T<sub>etabs</sub> = 0,809 s < 3s

Donc :

$$D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec :

- $\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Il est donné par le **tableau (4.2/RPA 99)** présenté ci-après :

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10

Dans notre cas, la structure est composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage dans  $\rightarrow 7 \leq \xi \leq 10$

Nous prenons alors  $\xi = 8,5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,44 > 0,7 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D'où:

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,44 \left(\frac{0,5}{0,809}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,798$$

- **Q=1.20** : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{Art4. 4RPA99vs2003}$$

Tableau 5 : Facteur de qualité Q.

Critères	Observé(Oui/Non)	Valeur des $P_q$
1-Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0,05
2-Redondance en plan	Non	0,05
3-Régularité en plan	Oui	0,05
4-Régularité en élévation	Non	0,05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0
	$\sum P_q$	<b>0,20</b>

D'où :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$W_t = 40456,96 \text{ KN}$$

$W_t$  : Poids total de la structure, donné par ETABS

Tableau 6 : récapitulatif des résultats.

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	0,79
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	40456,96

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V_{RPA} = \frac{0,15 \times 0,79 \times 1,15}{5} \times 40456,98 = 1102,65 \text{ kN.}$$

### V.5.2 Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, nous allons suivre les étapes suivantes :

Display → show tables → modal Information → building modal information  
Response spectrum base reactions

Puis on clique : OK → OK

Les résultats s'afficheront dans un tableau ;Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x \text{ dyn}} = \text{Max } F_1 = 1924,82\text{KN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = \text{Max } F_2 = 1955,56 \text{ KN}$$

### V.5.3 Vérification

#### V.5.3.1 Sens longitudinal

$$V_{x \text{ dyn}} = 1924,82\text{KN} > 0,8VRPA = 0,8 \times 1102,65 \text{ KN} = 884,504 \text{ KN}$$

→ **Condition vérifiée**

#### V.5.3.2 Sens transversal

$$V_{y \text{ dyn}} = 1955,56 \text{ KN} > 0,8VRPA = 0,8 \times 1102,65\text{KN} = 884,504 \text{ KN}$$

→ **Condition vérifiée**

**On a :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$

**Donc : L'effort tranchant a la base est vérifié.**

## V.6 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

Le **RPA99/ version 2003 (Article 7.4.3.1) [01]**, nous exige la vérification pour chaque niveau (l'ou il n'y a pas réduction de section) la relation suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3$$

Où :

$N_d$  : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : L'aire de la section (section brute).

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de béton.

Alors :

On doit sélectionner les poteaux à la base.

Puis :

Display → Show Table → Frame Output → Frame Force

→ Table: Colum → force Select cases/combos →

Sélectionner les combinaisons d'actions sismiques «G + Q ±E» et «0.8G ± E».

D'où :

$$N_d = 2010,34 \text{ (à la base).}$$

Donc :

$$\vartheta = \frac{2010,34}{(0,45 \times 0,45) \times 25000} = 0,39 > 0,3 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

D'après les résultats y a un risque de rupture fragile, c'est pour cela il faut augmenter les paramètres du dominateur soit  $B_c$  où  $f_{cj}$ . Les résultats après augmentation des sections des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Vérification sous sollicitation normal (Effort normal réduit).

Niveau	Nouvelle section [cm <sup>2</sup> ]	Effort normal N <sub>d</sub> [KN]	ρ	Observations
Poteaux 7/TER	35	395,89	0,12	Condition vérifiée
Poteaux 5/6	40	736,04	0,18	Condition vérifiée
Poteaux 3/4	45	1142,32	0,22	Condition vérifiée
Poteaux1 /2	50	1167,88	0,26	
Poteaux RDC /E-sol	55	2183,21	0,28	Condition vérifiée

**Donc** : les sections des poteaux à retenir définitivement sont celle donné au tableau ci-dessus.

### V.7 Vérification des déplacements relatifs

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{(formule 4 - 19 de RPA)}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques.

**R** : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \quad \text{(Formule 4 - 20 de RPA 99)}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

#### V.7.1 Dans le sens longitudinal

Display → show tables → analysis results → Displacement Data

table : Diaphragm CM displacement — Select cases/combos

on sélection Ex spectra

Puis on clique : OK → OK

Tableau 8 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

Story	diaphragme	UX	R	$\delta_{kx}[m]$	$\Delta K_x$	1%He	conclusion
DSM	D11	0,0168	5	0,084	0,0045	0,0306	CV
TERRASSE	D11	0,0159	5	0,0795	0,0095	0,0306	CV
ET7	D10	0,014	5	0,07	0,01	0,0306	CV
ET6	D8	0,012	5	0,06	0,01	0,0306	CV
ET5	D7	0,01	5	0,05	0,01	0,0306	CV
ET4	D6	0,008	5	0,04	0,0095	0,0306	CV
ET3	D5	0,0061	5	0,0305	0,009	0,0306	CV
ET2	D4	0,0043	5	0,0215	0,008	0,0306	CV
ET1	D3	0,0027	5	0,0135	0,0065	0,0306	CV
RDC	D2	0,0014	5	0,007	0,005	0,0306	CV
E-sol	D1	0,0004	5	0,002	0,002	0,0306	CV

V.7.2 Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

Tableau 9 : Déplacements relatifs sous l'action Ey

Story	diaphragme	$\delta_{ky}[m]$	R	$\delta_{ky}[m]$	$\Delta K_y$	1%He	conclusion
DSM	D11	0,0165	5	0,0825	0,0065	0,0306	CV
TERRASSE	D11	0,0152	5	0,076	0,0085	0,0306	CV
ET7	D10	0,0135	5	0,0675	0,009	0,0306	CV
ET6	D8	0,0117	5	0,0585	0,0095	0,0306	CV
ET5	D7	0,0098	5	0,049	0,0095	0,0306	CV
ET4	D6	0,0079	5	0,0395	0,0095	0,0306	CV
ET3	D5	0,006	5	0,03	0,0085	0,0306	CV
ET2	D4	0,0043	5	0,0215	0,008	0,0306	CV
ET1	D3	0,0027	5	0,0135	0,0065	0,0306	CV
RDC	D2	0,0014	5	0,007	0,005	0,0306	CV
E-sol	D1	0,0004	5	0,002	0,002	0,0306	CV

### V.8 Vérification du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq \bar{f} = \frac{h_t}{500}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{32,9}{500} = 0,0658\text{m} \quad (\text{ART B.6.5,3 /BAEL91}).$$

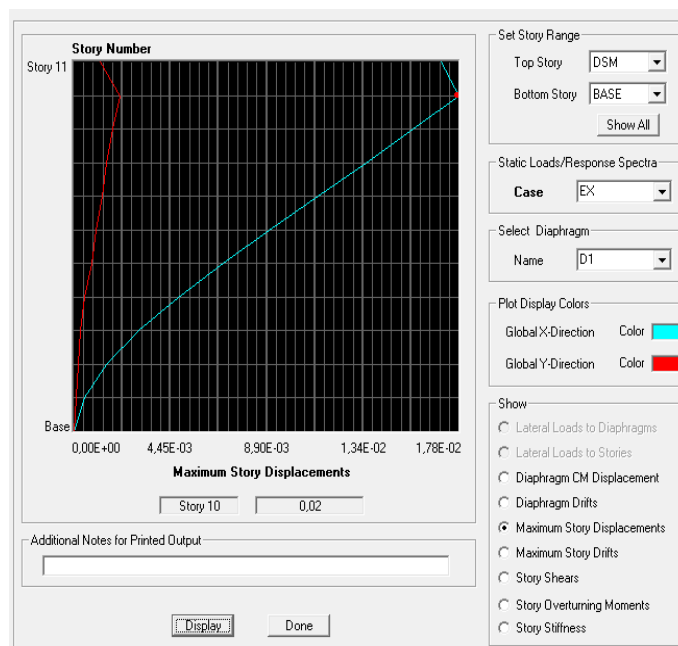
#### V.8.1 Détermination du déplacement maximal avec ETABS

##### V.8.1.1 Dans le sens longitudinal

nous suivons le cheminement suivant : Display → Show Story Response Plots. Puis, on clique sur display

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

**Tableau 10 : Déplacement maximal dans le sens « xx »**

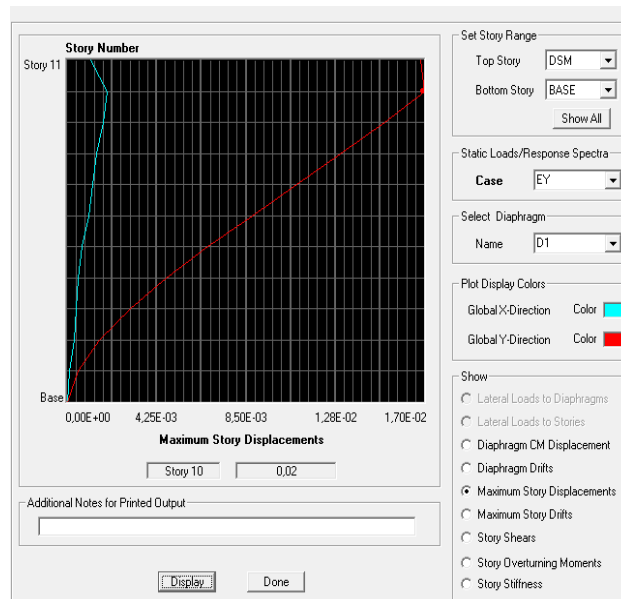


$$\delta_{\max} = 0,02\text{m} < \bar{f} = 0,0658\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

##### V.8.1.2 Dans le sens transversal

De même, nous remplaçons la direction Ex par Ey, et nous relevons la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

Tableau 11 : Déplacement maximal dans le sens « yy »



$\delta_{\max} = 0,02\text{m} < \bar{f} = 0,0658\text{m} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**V.9 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

**V<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage « k ».

Tous les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niv	P <sub>k</sub>	Sens x-x (sous E <sub>x</sub> )				Sens y-y (sous E <sub>y</sub> )			
		Δ <sub>k</sub>	V <sub>kx</sub>	V <sub>kx</sub> × h <sub>k</sub>	Θ	Δ <sub>ky</sub>	V <sub>ky</sub>	V <sub>ky</sub> × h <sub>k</sub>	Θ
DSM	209,94	0,0045	41,13	125,8578	0,00750	0,0065	43,1	131,886	0,00212
TERRASSE	4339,15	0,0095	476,41	1457,8146	0,02827	0,0085	476,8	1459,008	0,00277
ET7	8121,04	0,01	794,74	2431,9044	0,03339	0,009	800,7	2450,142	0,00294
ET6	11994,74	0,01	1034,69	3166,1514	0,03788	0,0095	1048,24	3207,6144	0,00310
ET5	15868,43	0,01	1244,05	3806,793	0,04168	0,0095	1264,36	3868,9416	0,00310
ET4	19846,16	0,0095	1427,84	4369,1904	0,04315	0,0095	1453,72	4448,3832	0,00310
ET3	23823,89	0,009	1577,92	4828,4352	0,04440	0,0085	1608,02	4920,5412	0,00277
ET2	27917,91	0,008	1702,01	5208,1506	0,04288	0,008	1734,38	5307,2028	0,00261
ET1	32011,92	0,0065	1810,06	5538,7836	0,03756	0,0065	1842,67	5638,5702	0,00212
RDC	36234,45	0,005	1890,27	5784,2262	0,03132	0,005	1922,11	5881,6566	0,00163
E-sol	40456,98	0,002	1924,82	5889,9492	0,01373	0,002	1955,55	5983,983	0,00065

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### V.10 Stabilité au renversement (Article 4.41)

D'après l'article : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. » (RPA 99 modifie 2003, p. 50).

Avec :

$$M_{\text{stabilisateur}} = W \times b$$

$$b = L/2$$

$M_r$  : moment de renversement est égal à :

Il faut vérifier que :  $M_s = \geq 1,5 \times M_r$

f

sens	W	b	M <sub>s</sub>	1,5 x M <sub>r</sub>	Observation
x-x	40456,98	11,725	474358,09	61922,265	CV
y-y	40456,98	11,725	474358,09	60750,984	CV

### Conclusion

On a ( $M_s > 1,5 M_r$ ), donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions et la condition de l'article **4.41 du RPA 99/version 2003** est vérifiée.

### Conclusion générale

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version 2003** ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferrailages de ces éléments structuraux.

***CHAPITRE VI :***  
***Ferraillage des poteaux***

## VI. Ferraillage des poteaux

### VI.1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifiés à l'ELS pour les cas suivants :

**Tableau 1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle**

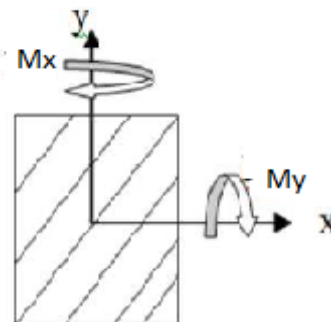
Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,167	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18.48	1	400	400

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant  $N_{max}-M_{cor}$  ;
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant  $N_{min}-M_{cor}$  ;
- Moment maximal et effort normal correspondant  $M_{max}-N_{cor}$ .

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal.

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal.



**Figure 1 : les moments dans les poteaux**

Leur ferraillage est déterminé selon les combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale **DTR BC.2.3.3.1 [04]** :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array} \right.$$

Combinaison accidentelle **RPA99 / version 2003 (Article 10.1.4.1) [01]** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

### VI.1.1 Recommandations et exigences du RPA

#### VI.1.1.1 Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø** (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25cm** (zone IIa).
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochet.

#### VI.1.1.2 Le pourcentage minimal d'armatures

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,8% b × h** en zone **IIa** :

- Poteau (55 × 55) :  $A_{\min} = 0,008 \times 55 \times 55 = 24,20 \text{ cm}^2$
- Poteau (50 × 50) :  $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20,00 \text{ cm}^2$
- Poteau (45 × 45) :  $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 × 40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) :  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$

#### VI.1.1.3 Le pourcentage maximal d'armatures

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement

##### Zone courante :

- Poteau (55 × 55) :  $A_{\max} = 0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$
- Poteau (50 × 50) :  $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteau (45 × 45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

##### Zone de recouvrement :

- Poteau (55 × 55) :  $A_{\max} = 0,06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$

- Poteau (50 × 50) :  $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteau (45 × 45) :  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage :**

$A_{sx}$  : armatures dans le sens xx.

$A_{sy}$  : Armatures suivant le sens yy.

**Tableau 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA**

Étage	Section des Poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min}=0,008 \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Pourcentage maximal	
			Zone courante $A_{\max}= 0,04 \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Zone de Recouvrement $A_{\max}= 0,06 \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )
E-sol / RDC	55x55	24,2	121	181,5
ET <sub>1</sub> / ET <sub>2</sub>	50x50	20	100	150
ET <sub>3</sub> / ET <sub>4</sub>	45x45	16,2	81	121,5
ET <sub>5</sub> / ET <sub>6</sub>	40x40	12,8	64	96
ES <sub>7</sub> / Terrasse	35x35	12,8	49	73,5

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h$  :

$$l' = 2h.$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}.$$

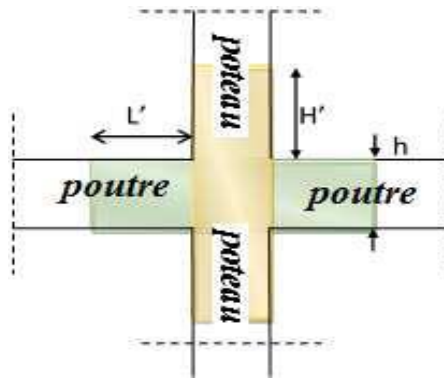


Figure 2 : Zone nodale

Avec :

- $b_1, h_1$  : Les dimensions de la section transversale du poteau.
- $h$  : La hauteur du poteau.

Les résultats sont rapportés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Délimitation des zones nodales

Étage	Poteaux	he(cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\right) \text{ (cm)}$		l'(cm)
E-sol / RDC	55x55	306	$h' = \max(51 ; 55; 55; 60)$	$h' = 60$	110
ET <sub>1</sub> / ET <sub>2</sub>	50x50	306	$h' = \max(51 ; 50; 50; 60)$	$h' = 60$	100
ET <sub>3</sub> / ET <sub>4</sub>	45x45	306	$h' = \max(51 ; 45; 45; 60)$	$h' = 60$	90
ET <sub>5</sub> / ET <sub>6</sub>	40x40	306	$h' = \max(51 ; 40; 40; 60)$	$h' = 60$	80
ES <sub>7</sub> / Terrasse	35x35	306	$h' = \max(51 ; 35; 35 ; 60)$	$h' = 60$	70

### VI.1.2 Armatures transversales (article 7.4.2.2 RPA99/VERSION 2003)

**NB :** Pour les Recommandations du RPA 2003 voir le détail de calcul des armatures transversales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tel que :

- $h$  : Hauteur totale de la section brute

- $V_u$  : Effort tranchant du calcul.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- $\rho_a$ : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

## VI.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calculs selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS** ; les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4 : sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$		$N_{\max} - M_{\text{cor}}$		$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
<b>E-sol / RDC</b>	890,81	9,829	-2891,04	1,566	131,608	-1132,52
<b>ET1 / ET2</b>	406,52	4,059	-2287,61	2,298	143,145	-977
<b>ET3/ ET4</b>	136,85	2,214	-1702,01	2,188	116,623	-785,2
<b>ET5/ ET6</b>	26,67	1,598	-1145,4	2,045	83,546	-475,82
<b>ET7/ Terrasse</b>	35,47	12,48	-606,25	2,04	55,692	-342,62

## VI.3 Calcul des armatures

### VI.3.1 Calcul des armatures longitudinales

#### VI.3.1.1 Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas (SEC ; SPC) :

### VI.3.1.2 Étapes de calcul en flexion composée

#### VI.3.1.2.1 Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter

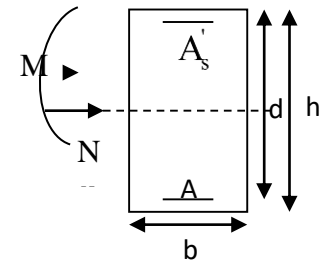
✚ Lorsque  $N$  est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$

Alors la section est partiellement comprimée

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :



$$N_u(d - c) - M_f \leq [0,337 - 0,81 \frac{c}{h}] bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$$

Avec :

- $M_u$  : moment ultime ;
- $N_u$  : effort de compression ;
- $M_f$  : moment fictif.

#### VI.3.1.2.1.1 Section partiellement comprimée (SPC)

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression.

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq [0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Détermination des armatures :

1<sup>er</sup> cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$

la section est simplement armée. ( $A'=0$ )

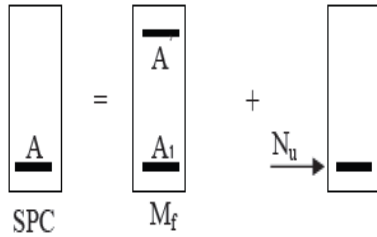


Figure 4 : Section d'un poteau SPC

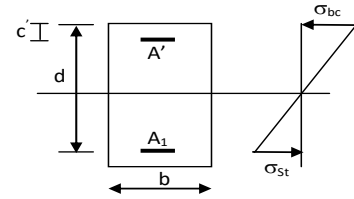


Figure 3 : Section d'un poteau

Avec :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

✓ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

✓ Armatures réelles

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

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

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$

la section est doublement armée.

$$M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \sigma_{st}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

### VI.3.1.2.1.2 Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$eu = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$Nu(d - c') - M_f \leq [0.337 - 0,81 \times c] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

**1er cas :**

Si :  $Nu(d - c') - M_f > [0,5 - \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$   $\longrightarrow$  la section est doublement armée.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_s' > 0$$

**La section d'armature :**

$$A_s' = \frac{M_f \times (d - 0.5h)bh \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $Nu(d - c') - M_f < [0,5 - \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$   $\longrightarrow$  la section est Simplement armée.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_s' = 0.$$

**La section d'armature :**

$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Si :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$

(Excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

- **B** : Aire de la section du béton seul.
- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

#### Remarque :

Nous pouvons déterminer les sections d'armatures des poutres et des poteaux à l'aide de logiciel de calcul de ferrailage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du **BAEL**.

L'utilisateur doit respecter quelques paramètres afin de ne pas fausser les résultats.

#### ◆ Différence de la convention de signes entre les deux logiciels

La convention entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC** » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « **ETABS** » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « **SOCOTEC** », où les efforts positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

#### ◆ Prendre en compte les coefficients $\gamma_b, \gamma_s, \theta$ :

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée.

- En situation courante et pour  $t > 24h$  (ELU et ELS) :  $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15, \theta = 1$ .
- En situation accidentelle et pour  $t \leq 1h$  (Combinaison sismique) :  $\gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1, \theta = 0.85$ .

VI.3.1.2.2 Calcul du ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que :

- **Zone I** : Du 1<sup>er</sup> entre -sol au 2<sup>eme</sup> entre-sol.
- **Zone II** : Du RDC au 2<sup>eme</sup> étage.
- **Zone III** : Du 3<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage.
- **Zone IV** : Du 6<sup>eme</sup> au étage Terrasse.

VI.3.1.2.2.1 Exemple de calcul manuel

**Poteaux (50x50) :**

**On a :**

$$M_{max} = 4,059KN.m$$

$$N_{cor} = 406,52KN$$

$N_u$  : effort de compression

- **L'excentricité :**

$$eu = \frac{Mu}{Nu}$$

$$eu = \frac{131,608 \times 10^2}{1132,52} = 0,99cm$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{55}{2} - 2,5 = 25cm$$

$eu < \frac{h}{2} - c$  la section est entièrement comprimée(SEC).

$$Nu (d - c') - Mf$$

**Avec :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$d = h - c = 0,55 - 0,025 = 0,475 m$$

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 4,059 + 406,52 \left( \frac{0,55}{2} - 0,025 \right)$$

$$M_f = 105,689KN.m$$

$$Nu (d - c') - Mf = 406,52 (0,525 - 0,025) - 105,689 = 97,571 KN.m$$

$$(0,5 - \frac{c'}{h}) bh2f_{bc} = (0,5 - \frac{0,025}{0,55}) \times 0,55 \times 0,552 \times 18,48 \times 103 = 1397,55 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$Nu (d - c') - Mf = 97,571 \text{ KN.m} < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh2f_{bc} = 1397,55 \text{ KN.m}$$

La section est simplement armée

➤ Calcul des armatures

$$A' = 0$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c) - M_f}{bh^2f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

Donc :

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{406,52 (0,525 - 0,025) - 97,571}{0,55 \times 0,55^2 \times 18,48 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,025}{0,55}} = 0,486$$

$$A_s = \frac{406,52 \times 10^3 - 0,486 \times 550 \times 550 \times 18,48}{100 \times 400}$$

$$A_s = -57,75 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

La section d'armature est négligeable donc le béton seul suffit

**VI.3.1.2.3 Exemple de calcul du ferrailage à l'aide du logiciel Poteau (50×50) cm<sup>2</sup>**

**Combinaison G + Q ± E**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

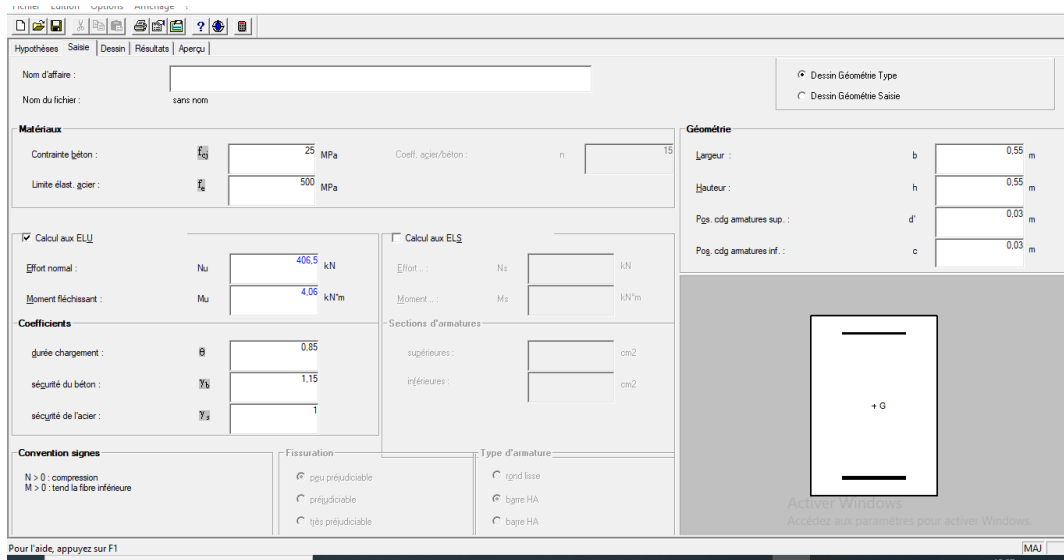


Figure 5 : Caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos  
Puis la fenêtre suivante s'affiche :

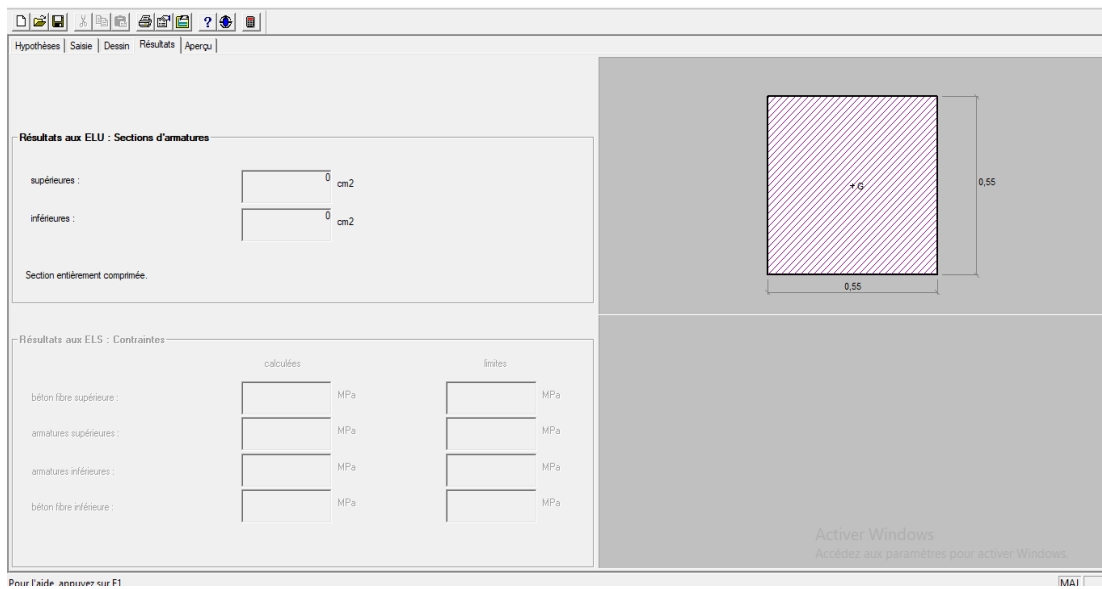
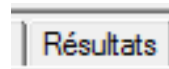


Figure 6 : Affichage des résultats.

**Remarque :**

Le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Nous allons ferrailler par zones à l'aide de logiciel **SOCOTEC** et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5 : Ferraillage des poteaux à l'ELU**

Zone	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	NATURE	E <sub>U</sub>	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
ZoneI	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	890,81	9,829	SPC	0,011	8,51	9,31	24,20	27,23	8HA16 + 4HA20
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-2891,04	1,566	SPC	0,00054	0	0			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-1132,52	131,608	SPC	0,1162	0	0			
ZoneII	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	406,52	4,059	SPC	0,0099	3,88	4,25	22	2412	12HA16
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-2287,61	2,298	SPC	0,001	0	0			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-977	143,145	SPC	0,1465	0	0			
ZoneIII	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	136,85	2,298	SPC	0,0161	1,25	1,48	19,80	22,23	8HA16 + 4HA14
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1702,01	2,188	SPC	0,00128	0	0			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-785,2	116,625	SPC	0,1485	0	0			
ZoneIV	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	26,67	1,598	SPC	0,0599	0,17	0,36	17,60	16,08	8HA16
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1145,4	2,045	SPC	0,0017	0	0			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-475,82	83,546	SPC	0,1755	0	0,11			
ZoneV	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	35,47	12,48	SPC	0,3518	0	1,17	15,4	12,31	8HA14
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-606,25	2,04	SPC	0,0033	0	0			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-342,62	55,692	SPC	0,1625	0	0,27			

#### VI.4 Calcul des armatures transversales

##### VI.4.1 La section d'armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec

- $t$  : Espacement des armatures transversales
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0.3\% S_t \times b$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0.8\% S_t \times b$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur droite de  $10\Phi$  minimum.

#### VI.4.2 Calcul de $\lambda_g$ : BAEL 91 Art B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

✓ **Poteaux 55x55**

$$L_f = 0,7h_e$$

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement

$h_e$  : hauteur d'étage : 3.06m

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc le coefficient  $\rho_a$  sera pris égal à 3,75

$V_u$  : L'effort tranchant max  $V_u = 108,45 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 108,45 \times 10^3}{550 \times 400} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Tableau 6 : Valeurs de «  $\lambda_g$  » et de «  $\rho_a$  » pour les différentes sections des poteaux

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>f</sub> (cm) = 0,7h	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	$\rho_a$
ZoneI	0.55 × 0.55	214,2	3,89	3,75
ZoneII	0.50 × 0.50	214,2	4,28	3,75
ZoneIII	0.45 × 0.45	214,2	4,76	3,75
ZoneV	0.40 × 0.40	214,2	5,35	2,5
ZoneIV	0.35 × 0.35	214,2	6,12	2,5

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau

**Poteaux (55x55) :**  $3 < \lambda_g < 5$

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,005 \times 10 \times 55 = 2,75 \text{ cm}^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,005 \times 15 \times 55 = 4,125 \text{ cm}^2$

**Poteaux (50x50) :**  $3 < \lambda_g < 5$

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,0062 \times 10 \times 50 = 3,10 \text{ cm}^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,0062 \times 15 \times 50 = 4,65cm^2$

**Poteaux (45x45) :  $3 < \lambda_g < 5$**

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,0074 \times 10 \times 45 = 3,37cm^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,0074 \times 15 \times 45 = 4,99cm^2$

**Poteaux (40x40) :  $\lambda_g > 5$**

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,008 \times 10 \times 40 = 3,20cm^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,008 \times 15 \times 40 = 4,80cm^2$

**Poteaux (35x35) :  $\lambda_g > 5$**

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,008 \times 10 \times 35 = 2,80cm^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,008 \times 15 \times 35 = 4,20cm^2$

**Tableau 7 : Détermination des armatures transversales des poteaux.**

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_a$	$V_u$ [KN]	Espacement [cm]		$h_1$ [cm]	$f_e$ [KN/cm <sup>2</sup> ]	$A_{tcalculée}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{tmin}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{tadoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]
Zone I	55 × 55	3,75	108,45	Zone nodale	10	55	40	1,23	2,75	4HA10 = 3.14
				Zone courante	15			1,85	4,125	
Zone II	50 × 50	3,75	133,83	Zone nodale	10	50		1,67	3,10	4HA10 = 3.14
				Zone courante	15			2,5	4,65	
Zone III	45 × 45	3,75	122,36	Zone nodale	10	45		1,70	3,37	4HA8 = 2.01
				Zone courante	15			2,55	4,99	

Zone V	40 × 40	2,5	97,26	Zone nodale	10	40		1,56	3,20	4HA8 = 2.01
				Zone courante	15			2,28	4,80	
Zone IV	35 × 35	2,5	70,48	Zone nodale	10	35		1,26	2,80	4HA8 = 2.01
				Zone courante	15			1,89	4,20	

## VI.5 Vérifications à l'ELU

### VI.5.1 Vérification au cisaillement

#### VI.5.1.1 BAEL91 modifiée 99(Art A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{V_{\max, \text{ELU}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Où :

- $V_{\max, \text{ELU}}$  : est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

**Exemple** : Poteaux (55x55)

$$\tau_u = \frac{32,91 \times 10^3}{550 \times 525} = 0,113 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

#### VI.5.1.2 Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003

$$\tau_{bu} = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**Exemple** : Poteaux (55x55)

$$\tau_{bu} = \frac{108,45 \times 10^3}{550 \times 525} = 0,375 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes

Section [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>max-ELU</sub> [kN]	V <sub>max-E</sub> [kN]	d [cm]	τ <sub>u</sub> [MPa]	τ <sub>bu</sub> [MPa]	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ̄ <sub>u</sub> [MPa]	τ̄ <sub>bu</sub> [MPa]	Observation
55 × 55	32,91	108,45	52,5	0,113	0,375	3,89	0,04	3,33	1	Vérifiée
50 × 50	32,92	133,83	47,5	0,138	0,563	4,28	0,04	3,33	1	Vérifiée
45 × 45	32,92	122,36	42,5	0,172	0,639	4,76	0,04	3,33	1	Vérifiée
40 × 40	31,02	97,26	37,5	0,206	0,648	5,35	0,075	3,33	1,875	Vérifiée
35 × 35	32,55	70,48	32,5	0,286	0,619	6,12	0,075	3,33	1,875	Vérifiée

D'après tableau, on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** concernant les sollicitations tangentes est vérifiée pour tous les étages

### VI.5.2 Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

L<sub>s</sub> : longueur de scellement droit.

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\phi_{20} : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,84} = 70,54 \text{ cm} \rightarrow$  Soit **L<sub>s</sub> = 75 cm**

Pour les  $\phi_{16} : L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,43 \text{ cm} \rightarrow$  Soit **L<sub>s</sub> = 60 cm**

Pour les  $\phi_{14} : L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,38 \text{ cm} \rightarrow$  Soit **L<sub>s</sub> = 50 cm**

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0,4 L<sub>s</sub>**, pour les aciers HA.

**Pour les  $\phi_{20} : L_a = 30 \text{ cm}$**

**Pour les  $\phi_{16} : L_a = 24 \text{ cm}$**

**Pour les  $\phi_{14} : L_a = 20 \text{ cm}$**

VI.5.3 Longueurs de recouvrement (Art 7.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

La longueur minimale de recouvrement est en zone **IIa** :

$$L_r > 40 \times \varnothing$$

- Pour les  $\varnothing_{20}$ :  $L_r > 80\text{cm}$  → on adopte **Lr = 85 cm**
- Pour les  $\varnothing_{16}$ :  $L_r > 64\text{ cm}$  → on adopte **Lr = 65 cm**
- Pour les  $\varnothing_{14}$ :  $L_r > 56\text{cm}$  → on adopte **Lr = 60 cm**

VI.6 Vérifications à l'ELS

VI.6.1 Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right] \times b \times d$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 9 : Vérification des ferrillages à l'ELS.**

Zone	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	Ms (KN.m)	e <sub>s</sub>	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I</b> (55x55)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-530,79	-0,114	0,00024	8,587	27.23	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-2100,3	1,125	0,00053			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-555,17	36,39	0,06554			
<b>Zone I</b> (50x50)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-371,11	28,274	0,07618	7,100	24.12	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1660,69	1,663	0,00099			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-388,34	35,344	0,09101			
<b>Zone II</b> (45x45)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-231,58	28,268	0,12206	5,73	22.23	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1239,49	1,569	0,00123			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-245,42	35,361	0,14408			
<b>Zone</b>	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-117,02	26,86	0,22953			

III (40x40)	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-834,44	1,458	0,00174	4,52	16,08	Vérifiée
	$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-127,89	33,11	0,25889			
Zone IV (35x35)	$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-22,73	0,112	0,00492	3,49	12,31	Vérifiée
	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-442,23	1,457	0,0033			
	$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-37,81	36,64	0,969			

### VI.6.2 État limite d'ouvertures des fissures

La fissuration est peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.5.3.2 du BAEL99**) [02].

### VI.6.3 Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferrailage **SOCOTEC** et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

#### Remarque :

Les sections d'armatures adoptées à introduire dans les calculs pour la détermination des contraintes  $\sigma_{bc}$ , son celle d'une seule face du poteau.

Exemple : poteau de  $55 \times 55 \text{ cm}^2$ .

$A_{s2}$  : Armature dans le sens Y-Y

$A_{s3}$  : Armature dans le sens X-X

Les sections d'armatures calculées sont les suivantes :

**Sens X-X :**  $A_{s3} = 2.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s3 \text{ adoptée}} = 2\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 10.3 \text{ cm}^2$ .

**Sens Y-Y :**  $A_{s2} = 1.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s2 \text{ adoptée}} = 2\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 10.3 \text{ cm}^2$ .

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

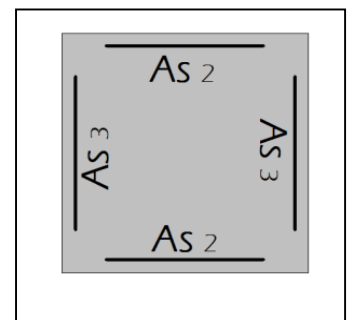


Tableau 10 : Vérification des contraintes

Zone	Sollicitations	Ns(KN)	Ms(KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bsup</sub>	σ <sub>badm</sub>	σ <sub>inf</sub>	Observation
<b>Zone I</b> (55x55)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-530,79	-0,114	10,3	1,59	15	1,6	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-2100,3	1,125		6,33	15	6,27	
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-555,17	36,39		2,72	15	0,61	
<b>Zone II</b> (50x50)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-371,11	28,274	8,04	1,99	15	0,28	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1660,69	1,663		5,13	15	5,03	
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-388,34	35,344		2,26	15	0,12	
<b>Zone III</b> (45x45)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-231,58	28,268	7,1	1,6	15	0	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1239,49	1,569		3,88	15	3,78	
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-245,42	35,361		1,91	15	0	
<b>Zone V</b> (40x40)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-117,02	26,86	6,03	1,5	15	0	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-834,44	1,458		2,65	15	2,56	
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-127,89	33,11		1,89	15	0	
<b>Zone IV</b> (35x35)	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-22,73	0,112	4,62	0,08	15	0,07	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-442,23	1,457		1,45	15	1,35	
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-37,81	36,64		2,49	15	0	

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le ferrailage retenu pour les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux

Section [cm <sup>2</sup> ]	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des barres transversales [cm]	
			Zone nodal	Zone courante
55 × 55	8HA16 + 4HA20	4HA10 = 3,14	Zone nodal	10
			Zone courante	15
50 × 50	12HA16	4HA10 = 3,14	Zone nodal	10
			Zone courante	15
45 × 45	8HA16 + 4HA14	4HA8 = 2,01	Zone nodal	10
			Zone courante	15
40 × 40	8HA16	4HA8 = 2,01	Zone nodal	10
			Zone courante	15
35 × 35	8HA14	4HA8 = 2,01	Zone nodal	10
			Zone courante	15

***CHAPITRE VII :***  
***Ferraillage des poutres***

## VII. Ferraillage des poutres

### VII.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99** suivantes :

- **Combinaisons fondamentales**

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \text{ ELU} \\ G+Q \text{ ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91.}$$

- **Combinaisons accidentelles**

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G\bar{+}E \\ G+Q\bar{+}E \end{array} \right\} \text{RPA99 version 2003.}$$

### VII.2 Recommandation du RPA99 version 2003

#### VII.2.1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante ;
  - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau 1: Section des armatures longitudinales**

	0.5% bh	4% bh	6% bh
Poutre principale (30 × 40)	6	4, 8	7, 2
Poutre secondaire (30 × 40)	6	4, 8	7, 2

- La longueur de recouvrement est de  $\Phi 40$  (zone II a).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### VII.2.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VII.2.3 Dispositions constructives

Conformément au **CBA 93 annexe E3**, concernant la détermination de la longueur des Chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations Suivantes qui stipulent que :

**La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :**

- À  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### VII.3 Calcul des armatures longitudinales

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables ; Après avoir extrait toutes les sollicitations directement de notre modèle selon les déferrant combinaisons on remarque que :

**On travées :** les moments max sont obtenus a **L'ELU**.

**Aux appuis** : les moments max sont obtenus par les combinaisons **accidentelles**.

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

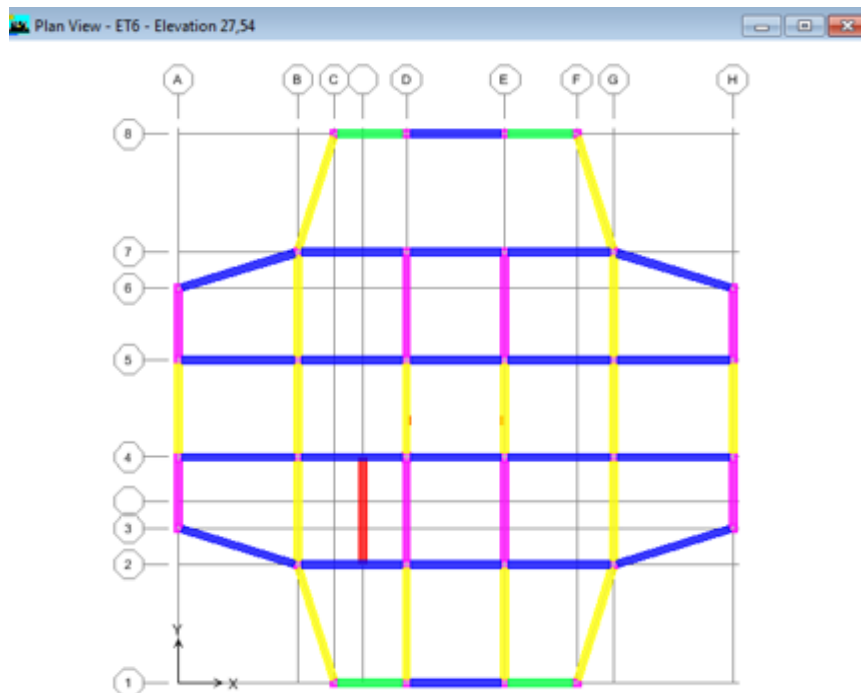
**PP<sub>1</sub>** : Poutre principale proche des voiles de contreventement (Couleur verre).

**PP<sub>2</sub>** : Poutre principale loin des voiles de contreventement (Couleur bleu).

**PS<sub>1</sub>** : Poutre secondaire proche des voiles de contreventement (Couleur rose).

**PS<sub>2</sub>** : Poutre secondaire loin des voiles de contreventement (Couleur Jane).

**PC** : Poutres de chainages (Couleur rouge).



**Figure 1 : Classification des poutres suivant leurs groupes.**

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide de logiciel de calcul de ferrailage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du BAEL.

Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres afin de ne pas fausser les résultats.

### VII.3.1 Différence de la convention de signes entre les deux logiciels

La convention entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC** » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « **ETABS** » représentent des tractions et les négatifs des compressions.

Contrairement au «SOCOTEC», où les efforts positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

**VII.3.2 Prendre en compte les coefficients  $\gamma_b, \gamma_s, \theta$**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d’application (t) de l’action considérée tel que :

En situation courante et pour  $t > 24h$  (ELU et ELS) :  $\gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15, \theta = 1$

En situation accidentelle et pour  $t \leq 1h$  (Combinaison sismique) :  $\gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1, \theta = 0,85$

Les tableaux qui suivent résument les calculs de ferraillage des poutres principales et secondaires de notre structure :

**VII.3.2.1 Les poutres principales**

**Tableau 2 : ferraillage des poutres principales**

Groupe	Localisation	M max [KN.m]	A calculée [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]	Amin < Aadoptée < Amax
PP <sub>1</sub>	Travée	11,807	0,73	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis inf.	9,106	0,49	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-13,661	0,73	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
PP <sub>2</sub>	Travée	56,891	3,68	3HA14+2HA12 (Chapeau) = 6,88	Condition vérifiée
	Appuis inf.	77,31	4,32	3HA14 + 3HA12 (chapeau) = 8,01	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-114,662	6,57	3HA14 + 3HA12 (chapeau) = 8,01	Condition vérifiée

VII.3.2.2 Les poutres secondaires

Tableau 3 : ferraillage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M <sub>max</sub> [KN.m]	A calculée [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> < A <sub>adoptée</sub> < A <sub>max</sub>
PS <sub>1</sub>	Travée	19,301	1,20	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis inf.	59,428	3,28	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-94,809	5,36	3HA12+2HA12 (Chapeau) = 5,65	Condition vérifiée
PS <sub>2</sub>	Travée	38,506	2,45	3HA14 = 4,62	Condition vérifiée
	Appuis inf.	82,692	4,63	3HA14+2HA12 (Chapeau) = 6,88	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-93,035	5,25	3HA14+2HA12 (Chapeau) = 6,88	Condition vérifiée

VII.3.2.3 Les poutres de chainages

Tableau 4 : ferraillage des poutres de chainages

Groupe	Localisation	M <sub>max</sub> [KN.m]	A calculée [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> < A <sub>adoptée</sub> < A <sub>max</sub>
PC	Travée	27,249	1,47	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis inf.	27,249	1,47	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis sup.	27,249	1,47	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée

VII.4 Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F

$$A_{st} \geq A_{st}^{min}$$

VII.4.1 Calcul de la section minimale

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

VII.4.1.1 Poutres principales (PP1 et PP2)

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

➤ En travées

$A_{Adopte} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

VII.4.1.2 Poutres Secondaire (PS1 et PS2)

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$A_{Adopte} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

➤ En travées

$A_{Adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

VII.4.1.3 Poutres de chaînages

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$A_{Adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

➤ En travées

$A_{Adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

VII.4.2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

Avec :  $T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  Fissuration peu nuisible

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5 : Vérification aux cisaillements**

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	$T_{max}$	123,8	30	37	0,112	3,33	Condition vérifiée
Secondaire	$T_{max}$	80,18	30	37	0,072	3,33	Condition vérifiée
Chainages	$T_{max}$	49,2	30	32	0,059	3,33	Condition vérifiée

VII.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis

VII.4.3.1 Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

On doit vérifier que :

$$T_u \leq \bar{T}_U = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton**

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$F_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\bar{T}$ (KN)	Observation
Principale	$T_{max}$	123,8	30	37	25	1,5	666	Condition vérifiée
Secondaire	$T_{max}$	80,18	30	37	25	1,5	666	Condition vérifiée
Chainages	$T_{max}$	49,2	30	32	25	1,5	666	Condition vérifiée

VII.4.3.2 Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$  ..... La vérification n'est pas nécessaire

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 7 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Poutres	$T_u^{max}$ (KN)	$M_u^{max}$ (KN.m)	d(m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principales	123,8	-112,34	0,37	0,333	-213,557	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaires	80,18	-84,901	0,37	0,333	-174,777	
Chainages	49,20	-27,249	0,27	0,243	-32,928	

VII.4.4 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ .

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

- $\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA ;
- $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

VII.4.4.1 Poutres Principales

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times (2 \times 1,2 + 3 \times 1,4) = 20,724 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{123,8 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 207,24} = 1,793 \text{ MPa.}$$

✓  $\tau_{se} = 1,793 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

VII.4.4.2 Poutres Secondaires

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3,14 \times (2 \times 1,2 + 3 \times 1,4) = 20,724cm$$

$$\tau_{se} = \frac{80,18 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 207,24} = 1,161MPa.$$

$\tau_{se} = 1,161 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 MPa$  ..... Condition vérifiée

VII.4.4.3 Poutres de chaînages

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3,14 \times (2 \times 1,2 + 3 \times 1,4) = 11,304cm$$

$$\tau_{se} = \frac{49,20 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 113,04} = 0,130MPa.$$

$\tau_{se} = 0,130 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 MPa$  ..... Condition vérifiée

VII.4.5 Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

- Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 MPa$$

Donc :

Pour les  $\emptyset_{14} : L_s = 49,38cm$

Pour les  $\emptyset_{12} : L_s = 42,32cm$

- Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0,4 l_s$ , pour les aciers HA.

Pour les  $\emptyset_{14} : L_a = 19,75 cm$

Pour les  $\emptyset_{12} : L_a = 16,92 cm$

VII.4.6 Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0,003 \times S_t \times$  Calcul de l'espacement  $S_t$  les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10;16,8]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
<b>Poutre secondaire</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min[10;16,8]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	

### VII.5 Vérification à L'ELS

#### VII.5.1 Vérification des contraintes

##### VII.5.1.1 Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

##### VII.5.1.2 Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Vérifications des contraintes à L'ELS

Poutres		Moment A l'ELS (KN.m)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	d (cm)	σ <sub>st</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
PP	Travée	41,517	6,88	0,619	0,884	28,10	37	18,45	348	C.V	0,66	15	C.V
	Appuis	- 81,637	8,01	0,721	0,877	25,65	37	31,31	348	C.V	1,22	15	C.V
PS	Travée	28 ,153	4,62	0,418	0,901	35,50	37	18,28	348	C.V	0,80	15	C.V
	Appuis	-61,262	6,88	0,619	0,884	28,10	37	27,22	348	C.V	0,97	15	C.V
PC	Travée	19,929	3,39	0,307	0.913	42,47	37	17,40	348	C.V	0,41	15	C.V
	Appuis	-17,223	3,39	0,307	0.913	42,47	37	15,04	348	C.V	0,35	15	C.V

VII.5.2 Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations (BAEL 99/  
A.4.5.3.2) [02]

Comme les poutres ne sont pas exposées aux intempéries à des milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

VII.5.3 Etat limite de déformation

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite  $f_{\bar{}}$  pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. C'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée :

$$f_{\bar{}} = \frac{L_{max}}{500} \geq f$$

Avec :

$f$  : Flèche obtenu du logiciel ETABS (où par un calcul).

$f_{\bar{}}$  : La flèche admissible.

VII.5.3.1 Poutre principale

$$f = 0,077 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

VII.5.3.2 Poutre secondaire

$$f = 0,077 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{495}{500} = 0,96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

VII.5.3.3 Poutre de chainage

$$f = 0,034 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

***CHAPITRE VIII :***  
***Ferraillage des voiles***



## VIII.2 Conception

- ✓ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- ✓ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- ✓ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).
- ✓ Le **RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **IIa**.

## VIII.3 Exposé de la méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (**R.D.M.**) qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- **B** : section du béton ;
- **I** : moment d'inertie du trumeau ;
- **V** et **V'** : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

**Remarque :**

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « **d** » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

- **h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré
- **L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$

$L_t$ : longueur de la zone tendue :  $L_t = L - L_c$

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section partiellement comprimé (SPC)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Effort normale $N_i$	Effort normale $N_{i+1}$	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimée (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	
Section partiellement comprimée (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	

### VIII.4 Détermination des armatures

#### VIII.4.1 Armatures verticales

##### VIII.4.1.1 Ferraillage section entièrement comprimé

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**Avec :**

**B :** section du tronçon considéré ;

**Situation accidentelle :**  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

**Situation courante :**  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

**Armatures verticales minimales :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/ml \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

### VIII.4.1.2 Ferraillage d'une section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Armatures verticales minimales :**

$$A_{min} \geq \frac{Bf_{c28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{min} \geq \frac{Bf_{c28}}{f_e} : (\text{Condition non fragilité (BAEL art A4.2.1)})$$

$$A_{min} \geq 0.002B : (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

**B :** section du tronçon considéré.

### VIII.4.1.3 Ferraillage section partiellement comprimé

La section d'armature est égale à :

•

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Avec :**

$\sigma_s$  : Contrainte dans l'acier correspondant a un allongement de 10 ‰ .

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

**Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

### VIII.4.2 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le **BEAL91** :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

D'après le **RPA 2003** :

$$A_H \geq 0,15\% \cdot B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### VIII.4.3 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (l'Art **7.7.4.3 du RPA 2003**.... [2])

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

### VIII.4.4 Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} ; \quad T = 1,4 V_u$$

**Avec :**

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### VIII.4.5 Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

**VIII.5 Exigences de R PA 99 révisé 2003****VIII.5.1 Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux**

Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

**VIII.5.2 Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

**VIII.5.3 Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**VIII.5.4 Espacement**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s_t \leq 1.5 e \quad ; \quad s_t \leq 30 \text{ cm}$$

**Avec :**

- **E** : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

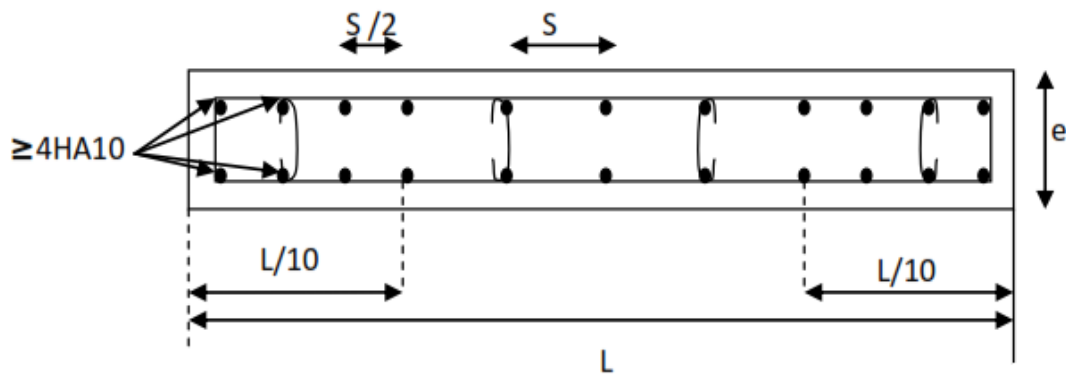


Figure 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

## VIII.6 Vérification à L'ELS

### VIII.6.1 Vérifications de la contrainte dans le béton

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

- $N_s$  : Effort normal appliqué  $\sigma_s = G + Q$
- $B$  : Section du béton
- $A$  : Section d'armatures adoptée (verticales).

### VIII.6.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

- $V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- $b$  : Epaisseur du voile.
- $d$  : Hauteur utile ( $d= 0,9 h$ ).
- $h$  : Hauteur totale de la section brute.

### VIII.7 Exemple de calcul de voile

Soit à calculer le ferraillage du voile transversal VL1.

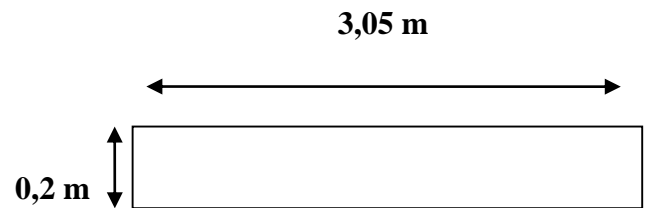
#### VIII.7.1 Caractéristiques géométriques

**Zone I:**

$$L = 3,05\text{m}$$

$$I = 0,472 \text{ m}^4$$

$$B = 0,61 \text{ m}^2$$



#### VIII.7.2 Sollicitation de calcul

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = 3205,03 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Min}} = -7024,38 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

#### VIII.7.3 Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}} \times L = 0,95 \text{ m}$$

$$L_t = 3,05 - 0,95 = 2,09 \text{ m}$$

#### VIII.7.4 calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1,33 ; 0,64)$$

$$d = 0,64 \text{ m}$$

#### VIII.7.5 Détermination de N

**Zone tendue:**

**On a :**

$$\frac{\sigma_{\text{min}}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\text{min}}(L_t - d)}{L_t}$$

**Donc :**

$$\sigma_1 = 4887,69 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 758,89 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 712,29 \text{ KN}$$

### VIII.7.6 Calcul des armatures verticales

#### 1<sup>er</sup> bande

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{St}} = \frac{758,89 \times 10}{400} = 18,97 \text{ cm}^2$$

#### 2<sup>eme</sup> bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{St}} = \frac{712,29 \times 10}{400} = 17,81 \text{ cm}^2$$

### VIII.7.7 Les armatures de couture

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{453,13 \times 1,4 \times 10}{400} = 17,45 \text{ cm}^2$$

### VIII.7.8 Calcul des sections totales

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 18,97 + \frac{17,45}{4} = 23,33 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 17,81 + \frac{17,45}{4} = 22,17 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

### VIII.7.9 Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0,64 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 64 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (6,72; 2,56) = 6,72 \text{ cm}^2$$

### VIII.7.10 Ferrailage adopté

Tableau 1 : Ferraillage adopté

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
<b>1<sup>er</sup> bande</b>	$A_1=23,33\text{cm}^2$	$2x\ 6\text{HA}16=24,11\text{cm}^2$	$S_t=10\text{cm}$
<b>2<sup>ème</sup> bande</b>	$A_1=22,17\text{cm}^2$	$2x\ 6\text{HA}16=20,09\text{cm}^2$	$S_t=15\text{cm}$

VIII.7.11 Armatures horizontales

$$A_H \geq \max\left(\frac{A_{V1}}{4}; \frac{A_{V2}}{4}; 0.15\%B_1\right) = \max\left(\frac{23,33}{4}; \frac{22,17}{4}; 0,0015 \times 305 \times 20\right)$$

$$= \{5,83 ; 5,54 ; 9,15\}$$

**On opte pour :** 11HA14=16.92 cm<sup>2</sup>.

**Avec :**  $S_t= 25\text{ cm}$

- L'espacement des barres verticales et horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30\text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30\text{ cm})$$

VIII.7.12 Armature transversal (Art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

**On adopte :** 4 épingle de HA8 par/m<sup>2</sup>.

VIII.7.13 Les potelets

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

VIII.7.14 Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e ; 30\text{cm}\} = 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

VIII.7.15 Vérifications à L'ELS

VIII.7.15.1 Vérifications de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1214,11 \times 10^3}{0,64 \times 10^6 + 15 \times 65,78 \times 10^2} = 1,879 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,879 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7.15.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{453,13 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 3060} = 0,825 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0,825 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 453,13 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3050} = 1,156 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_b = 1,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

➤ VL1 :

Tableau 2 : ferrailage du voile longitudinal

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	3,05	3,05	3,05	3,05	3,05
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
	He	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	453,130	386,510	301,620	222,580	138,260
	N <sub>ser</sub> (kN)	1214,11	1021,75	785,88	501,15	163,30
	V <sub>u</sub> (kN)	634,382	541,114	422,268	311,612	193,564
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3205,030	2070,170	1346,380	1325,700	4822,560
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-7024,380	-5250,580	-3772,060	-3020,220	-5776,960
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,96	0,86	0,80	0,93	1,39
	L <sub>t</sub>	2,09	2,19	2,25	2,12	1,66
	d	0,64	0,57	0,53	0,62	0,83
	d <sub>adopté</sub>	0,64	0,57	0,53	0,62	0,83
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	1,46	1,61	1,71	1,50	0,83
	$\sigma_1$	4887,693	3870,467	2874,473	2136,420	2888,480
	N <sub>1</sub>	758,89	524,45	355,50	319,84	720,23
	N <sub>2</sub>	712,29	624,12	492,36	320,33	240,08
armatures verticale	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	18,97	13,11	8,89	8,00	18,01
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	17,81	15,60	12,31	8,01	6,00

	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		17,45	14,88	11,61	8,57	5,32
	A'v1/bande/nappe		23,33	16,83	11,79	10,14	19,34
	A'v2/bande/nappe		22,17	19,32	15,21	10,15	7,33
armatures minimales	$A_{min}$ /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,72	5,98	5,56	6,51	8,71
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,11	24,11	18,46	13,56	13,56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		20,09	20,09	15,38	13,56	11,30
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 x 5HA16	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2x 5HA12	2 x 5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 x 5HA16	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2x 5HA12	2 x 5HA12
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,15	9,15	9,15	9,15	9,15
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		16,92	16,92	16,92	16,92	16,92
	Choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Véification des contruction	$\tau_b = 5$ MPA	$\tau_b$	1,156	0,986	0,769	0,568	0,353
	2,26 Mpa	$\tau_u$	0,825	0,704	0,549	0,405	0,252
	$\sigma_{bc} = 15$ MPA	$\sigma_{bc}$	1,879	1,581	1,232	0,795	0,259

➤ VT1 :

Tableau 3 : ferraillage du voile transversal 1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V
	H poutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	Hauteur étage (m)	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	3,05	3,05	3,05	3,05	3,05
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
	He	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	439,120	388,800	301,620	214,060	106,030
	N <sub>ser</sub> (kN)	1116,74	941,06	724,45	462,11	150,57
	V <sub>u</sub> (kN)	614,768	544,320	422,268	299,684	148,442
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3214,040	2003,930	1223,140	1698,050	4983,020
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-6737,730	-4937,010	-3539,500	-3668,100	-5952,180
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,99	0,88	0,78	0,97	1,39
	L <sub>t</sub>	2,06	2,17	2,27	2,08	1,66
	d	0,66	0,59	0,52	0,64	0,93
	d <sub>adopté</sub>	0,66	0,59	0,52	0,64	0,83
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	1,41	1,58	1,74	1,44	0,83
	$\sigma_1$	4595,037	3601,057	2724,073	2536,067	2976,090
	N <sub>1</sub>	744,21	501,22	327,08	399,19	741,12
	N <sub>2</sub>	647,11	569,83	475,21	365,56	247,04
	armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	18,61	12,53	8,18	9,98
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16,18	14,25	11,88	9,14	6,18
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,91	14,97	11,61	8,24	4,08
A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		22,83	16,27	11,08	12,04	19,55

	A'v2/bande/nappe		20,40	17,99	14,78	11,20	7,20
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,90	6,16	5,48	6,76	9,73
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,11	24,11	18,46	13,56	13,56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,11	20,09	15,38	13,56	11,30
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 x 5HA16	2 x 5HA16	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2 x 5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 x 5HA16	2 x 5HA16	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2 x 5HA12
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		9,15	9,15	9,15	9,15	9,15
	AH adopté (cm2)		16,92	16,92	16,92	16,92	16,92
	Choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Véification des construction	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	1,120	0,991	0,769	0,546	0,270
	2,26 Mpa	$\tau_u$	0,800	0,708	0,549	0,390	0,193
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	1,728	1,456	1,136	0,733	0,233

➤ VT2 :

Tableau 4 : ferraillage du voile transversal 2

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V
	H poutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	Hauteur étage (m)	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
	He	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	53,090	38,640	45,920	61,300	61,300
	N <sub>ser</sub> (kN)	761,86	665,15	531,83	120,21	120,00
	V <sub>u</sub> (kN)	74,326	54,096	64,288	85,820	85,820
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	315,530	326,040	133,590	695,930	2937,000
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	-7952,870	-7421,140	-6558,850	-4714,030	-4714,030
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00	120,21
	L <sub>c</sub>	0,03	0,03	0,02	0,10	0,16
	L <sub>t</sub>	0,77	0,77	0,78	0,70	0,64
	d	0,47	0,02	0,01	0,07	0,34
	d <sub>adopté</sub>	0,47	0,38	0,40	0,43	0,34
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0,43	0,38	0,40	0,43	0,43
	σ <sub>1</sub>	4444,265	3679,911	3346,220	2907,854	3167,239
	N <sub>1</sub>	582,67	421,84	396,20	327,74	267,96
N <sub>2</sub>	191,10	139,84	133,85	125,04	136,19	
armatures verticale	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	14,57	10,55	9,91	8,19	10,29
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4,78	3,50	3,35	3,13	8,33

	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		2,04	1,49	1,77	2,36	2,36
	A'v1/bande/nappe		15,08	10,92	10,35	8,78	9,35
	A'v2/bande/nappe		7,29	6,87	5,79	4,72	4,29
armatures minimales	$A_{min}$ /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4,93	3,99	4,20	4,51	4,93
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		12,30	12,30	9,04	9,04	9,04
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,23	9,23	6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA12
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	10
Bande 2		10	10	10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,08	3,08	2,40	2,40	3,08
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		16,92	16,92	16,92	16,92	16,92
	choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Véification des conctruction	$\tau_b = 5$ MPA	$\tau_b$	0,516	0,376	0,446	0,596	0,596
	2,26 Mpa	$\tau_u$	0,369	0,268	0,319	0,426	0,426
	$\sigma_{bc} = 15$ MPA	$\sigma_{bc}$	4,269	3,727	3,064	0,693	0,672

***CHAPITRE IX :***  
***Étude de l'infrastructure***

## IX. Etude de l'infrastructure

### IX.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

#### IX.1.1 Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

#### IX.1.2 Fondations profondes

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

## IX.2 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Vu manque de données géotechniques, nous avons pris un sol meuble avec une contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

## IX.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement, ....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques ; La capacité portante du sol
- La stabilité de l'ouvrage
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- La facilité de l'exécution
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

### **Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :**

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

#### IX.3.1 Les fondations superficielles

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique, ...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation, ...)

- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,... )
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement, ...)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

### IX.3.2 Les fondations profondes

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
- Erreurs lors de l'exécution.
- Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

#### Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

## IX.4 Dimensionnement

### IX.4.1 Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

**D'où :** 
$$B^2 \geq \frac{N_s^{max}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

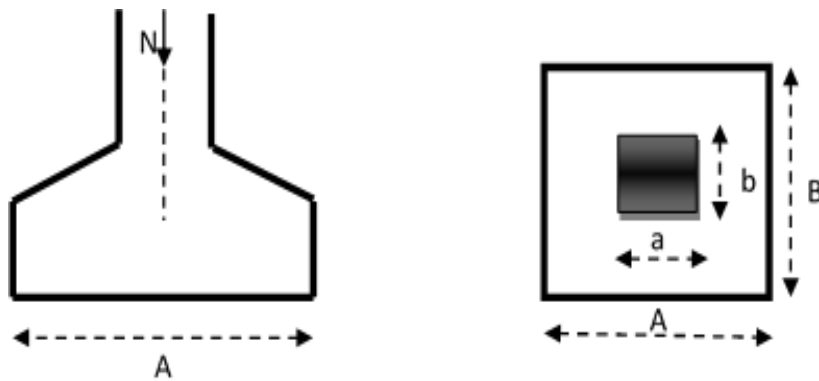


Figure 1 : Schéma d'une semelle isolée.

**Exemple de calcul :**

$$N_{\text{Ser}} = 2104,53 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2104,53}{200}} = 3,24 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{A = B = 3,25 \text{ m}}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est :

$$\mathbf{S = n \times B^2}$$

$$\mathbf{S = 32 \times 3,25^2 = 338 \text{ m}^2}$$

Avec :

n : nombre des poteaux

La section totale à la base est :  $\mathbf{St = 479,34 \text{ m}^2}$

Donc :

$$\mathbf{St = 338 \text{ m}^2 > 50\%S_{\text{bat}} = 239,67 \text{ m}^2}$$

**Remarque :**

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment (chevauchement des fondations), ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX.4.2 Semelles filantes

IX.4.2.1 Semelles filantes sous voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec : 
$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle

**L** : Longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanent à la base du voile considéré

**Q** : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

**Sens longitudinal :**

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

Voiles	$N_s$ (Kn)	L(m)	B(m)	Nombre	S=B x L (m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	1320,23	3,05	2,16	4	26,35
					<b>S= 26,35</b>

**Sens transversal :**

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Voiles	$N_s$ (KN)	L(m)	B(m)	Nombre	S=B x L(m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub>	1204,69	3,05	1,97	4	24,03
VT <sub>2</sub>	815,03	0,8	5,1	4	16,32
					<b>S= 40,35</b>

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_V = \sum S_i = 26,35 + 40,35 = 66,70 \text{ m}^2$$

**IX.4.2.2 Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N <sub>i</sub> (KN)	M <sub>inf</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> x e <sub>i</sub>
C18	2066,89	0,95	2,075	4288,796
C24	2051,97	-5,029	-6,675	-13696,899
C30	2104,53	1,139	-2,075	-4366,899
C36	2001,43	-4,775	6,675	13359,545
	<b>Σ = 8224,82</b>	<b>Σ = -7,715</b>		<b>Σ = -415,457</b>

**Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$N_s = \sum N_i = 8224,82 \text{ kN}$$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-415,457 + (-7,715)}{8224,82} = -0,051 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.  $q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$

Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.  $\left\{ \begin{array}{l} q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{array} \right.$

On a :  $e = -0,051 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23,45}{6} = 3,90 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{8224,82}{23,45} \times \left( 1 - \frac{6 \times (-0,051)}{23,45} \right) = 355,32 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{8224,82}{23,45} \times \left( 1 + \frac{6 \times (-0,051)}{23,45} \right) = 346,16 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{8224,82}{23,45} \times \left( 1 + \frac{3 \times (-0,051)}{23,45} \right) = 348,45 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{348,45}{200} = 1,74 \text{ m}$$

**Donc on opte pour** :  $B = 2 \text{ m}$

On aura :  $S = 2 \times 23,45 = 46,9 \text{ m}^2$

**Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :**

$$S_p = (20,5 + 26,7 + 46,9) \times 2 = 188,2 \text{ m}^2$$

- **La surface totale occupée par les semelles filantes est :**

$$S_t = S_p + S_v = 188,2 + 66,70 = 254,9 \text{ m}^2$$

- **La surface totale de la structure :**

$$S_{\text{bat}} = 479,34 \text{ m}^2$$

**Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :**

$$\frac{S_{\text{t semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{254,9}{479,34} \times 100 = 53,18 \%$$

**Donc :**  $S_{\text{t semelle}} = 254,9 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 239,67 \text{ m}^2$

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

**IX.5 Etude du radier général**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

**IX.5.1 Pré dimensionnement du radier****IX.5.1.1 Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**IX.5.1.2 Selon la condition forfaitaire****IX.5.1.2.1 Sous voiles**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

**h** : épaisseur du radier.

**L<sub>max</sub>** : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 4,15 \text{ m}$$

$$\frac{415}{8} \leq h \leq \frac{415}{5}$$

$$51,87 \text{ cm} \leq h \leq 83$$

On prend :

$$h = 80 \text{ cm}$$

## IX.5.1.2.2 Sous poteaux

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d > \frac{415}{20} = 20,75cm$$

Soit : **h<sub>d</sub> = 30cm**

- **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n > \frac{415}{10} = 41,5cm$$

Soit : **h<sub>n</sub> = 80 cm.**

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56$$

Soit : **b<sub>n</sub> = 55cm**

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{415}{50} \leq e_t \leq \frac{415}{40} \rightarrow 8,3 \leq h_t \leq 10,37 cm$$

soit : **ht = 10cm**

**Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow$  Ce qui conduit à :

$$\sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

**Avec :**

**Le :** Largeur du radier présentant une bande de 1m;

**K :** Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40\text{MPa}$  pour un sol moyen.

**I :** L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

**E :** Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818,86 \text{ MPa}$ .

**Lmax :** Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

**D'où :**  $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.15\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,81 \text{ m}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ;

On opte pour **h = 100 cm**.

**Conclusion :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : **h<sub>d</sub> = 30 cm.**

- La nervure : **h<sub>n</sub> = 100 cm.**

**b<sub>n</sub> = 55cm.**

- La dalle flottante : **e<sub>f</sub> = 10 cm.**

## IX.5.2 Calcul de la surface nécessaire du radier

Tableau 4 : Surface du radier

<b>Chargement</b>	<b>Charge permanente</b>	$G = 45929,39 \text{ KN}$
	<b>Charge d'exploitation</b>	$Q = 8033,43 \text{ KN}$
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELU</b>	$N_u = 1,35 \times G + 1,50 \times Q$ $N_u = 1,35 \times 45929,39 + 1,50 \times 8033,43$ $= 74054,82 \text{ KN}$
	<b>ELS</b>	$N_s = G + Q$ $N_s = 45929,39 + 8033,43 = 53962,82 \text{ KN}$
	<b>ELU</b>	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{74054,82}{1,33 \times 200} = 278,40 \text{ m}^2$
	<b>ELS</b>	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{53962,82}{200} = 268,81 \text{ m}^2$
<b>Surface adoptée</b>		$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 278,40 \text{ m}^2$
<b>La surface du bâtiment</b>		$S_{bat} = 479,34 \text{ m}^2$
<b>Conclusion</b>		$S_{bat} = 479,34 \text{ m}^2 > S_{rad} = 278,40 \text{ m}^2$ <p>Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :</p> $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = \max\left\{\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right\}$ $= 50 \text{ cm}$ $L_{déb} = 50 \text{ cm}$
<b>Surface du débord</b>		$S_{déb} = P \times L_{déb} = 89,54 \times 0,50 = 44,77 \text{ m}^2$
<b>Surface totale du radier</b>		$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 44,77 + 479,34$ $= 524,11 \text{ m}^2$

IX.5.3 Calcul des sollicitations à la base du radier

Tableau 5 : Sollicitation à la base du radier

<b>Poids du bâtiment</b>		<b>G = 45929,39 KN</b>	
<b>Poids du radier</b>	<b>Poids de la dalle</b>	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 524,11 \times 0,30 \times 25$	<b>3930,82 KN</b>
	<b>Poids de la nervure</b>	$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0,55 \times (1 - 0,30) \times 25 \times 230,6$	<b>2017,75 KN</b>
	<b>Poids de TVO</b>	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0,55 \times 230,6 = 126,83m^2$ $P_{TVO} = (524,11 - 126,83) \times (1 - 0,3) \times 17$	<b>4864,84 KN</b>
	<b>Poids de la dalle flottante</b>	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = 524,11 \times 0,10 \times 25$	<b>1310,27 KN</b>
<b>Poids de radier</b>		12123,68 KN	
<b>Surcharge d'exploitation</b>		Surcharge de bâtiment Q	
		Surcharge du radier $Q = 3,5 \times 524,11$	
<b>Poids total de la structure</b>		$G_T = G_b + G_{rad} = 45929,39 + 12123,68$	
		$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 8033,43 + 1834,38$	
<b>Combinaisons</b>		ELU	
		$N_u = 1,35G + 1,50Q$ $N_u = 1,35 \times 58053,07 + 1,50 \times 9867,81$	
<b>Combinaisons</b>		ELS	
		$N_s = G + Q$ $N_s = 58053,7 + 9867,81$	

IX.5.4 Vérifications

IX.5.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau 6 : Vérification de la contrainte de cisaillement

<b>Contrainte de cisaillement</b>	$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{93173,36 \times 1,00}{524,11} \times \frac{4,15}{2} = 368,88 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{368,88 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 300} = 1,36 \text{ MPa}$
<b>Contrainte de cisaillement admissible</b>	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2,50 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}$
<b>Observation</b>	$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>

IX.5.4.2 Vérification de la stabilité de radier

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$$\sigma_{(1, 2)} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} v$$

Avec :

$\sigma_1, \sigma_2$  : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

**N** : Effort normal dû aux charges verticales.

**S<sub>rad</sub>** : Surface totale du radier.

**M** : Moment sismique à la base dans les deux sens **x-x** et **y-y** (Déduit d'ETABS).

**I** : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

Tableau 7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal)

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	11,72m
	Moment d'inertie	$I_{yy}$	19050,52 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 43306,40 + 2084,61 \times 1 = 45391,01 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{93173,36}{524,11} + \frac{45391,01}{19050,52} \times 11,72 = 205,70 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{93173,36}{524,11} - \frac{45391,01}{19050,52} \times 11,72 = 149,85 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 205,70 + 149,85}{4} = 191,73 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 191,73 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{67921,51}{524,11} + \frac{45391,01}{19050,52} \times 11,72 = 157,52 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{67921,51}{524,11} - \frac{45391,01}{19050,52} \times 11,72 = 101,67 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 157,52 + 101,67}{4} = 143,56 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 143,56 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>		

Tableau 8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal)

✓ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	11,72m
	Moment d'inertie	$I_{xx}$	19050,52 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_Y = 44517,07 + 2132,17 \times 1 = 46649,24 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{93173,36}{524,11} + \frac{46649,24}{19050,52} \times 11,72 = 206,47 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{93173,36}{524,11} - \frac{46649,24}{19050,52} \times 11,72 = 149,07 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 206,47 + 149,07}{4} = 192,12 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 192,12 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{67921,51}{524,11} + \frac{46649,24}{19050,52} \times 11,72 = 158,29 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{67921,51}{524,11} - \frac{46649,24}{19050,52} \times 11,72 = 100,89 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 158,29 + 100,89}{4} = 143,94 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 143,94 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$		

		<b>Condition vérifiée</b>
--	--	---------------------------

### IX.5.5 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

#### IX.5.5.1 Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

##### 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $\rho < 0,40$  → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

##### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $0,40 < \rho \leq 1$  → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  ;  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

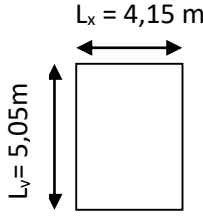
Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec ( $L_x < L_y$ )

##### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

IX.5.5.1.1 Chargement

Tableau 9 : Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS

<b>Dimension Panneau le plus sollicité</b>		
<b>Domain de portance</b>		$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,15}{5,05} = 0,82 > 0,40$ <b>Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.</b>
<b>Contrainte</b>	<b>ELU</b>	$\sigma_m^{max} = \max\{\sigma_u^1; \sigma_u^2\} = \max\{191,73; 192,12\}$ $\sigma_m^{max} = 192,12 \text{ KN/m}^2$
	<b>ELS</b>	$\sigma_m^{max} = \max\{\sigma_s^1; \sigma_s^2\} = \max\{143,56; 143,94\}$ $\sigma_m^{max} = 143,94 \text{ KN/m}^2$
<b>Chargement</b>	<b>ELU</b>	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_u = 192,12 - \frac{12123,68}{524,11} \times 1m$ $q_u = 168,99 \text{ KN/ml}$
	<b>ELS</b>	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_s = 143,94 - \frac{12123,68}{524,11} \times 1m$ $q_s = 120,81 \text{ KN/ml}$

IX.5.5.1.2 Sollicitation

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée.

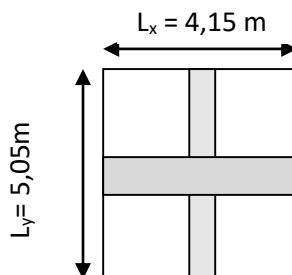


Tableau 10 : Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS

	ELU	ELS
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	0,82	0,82
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0,20$
$\mu_x$	0,0542	0,0610
$\mu_y$	0,631	0,737
$M_{0x}$	$M_{0x} = 168,99 \times 0,0542 \times 4,15^2$ $M_{0x} = 157,74 \text{ KN.m}$	$M_{0x} = 120,81 \times 0,0610 \times 4,15^2$ $M_{0x} = 126,92 \text{ KN.m}$
$M_{0y}$	$M_{0y} = 0,631 \times 157,74$ $M_{0y} = 99,53 \text{ KN.m}$	$M_{0y} = 0,737 \times 126,92$ $M_{0y} = 93,54 \text{ KN.m}$

### IX.5.5.1.3 Correction des moments

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 \times M_{0x}$$

#### ❖ ELU

##### Moments en travées

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times 157,74 = 118,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 99,53 = 74,65 \text{ KN.m}$$

##### Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0,50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0,50 \times 157,74 = -78,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0,50 \times 99,53 = -49,76 \text{ KN.m}$$

❖ ELS

Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times 126,92 = 95,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 93,54 = 70,15 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0,50 \times 126,92 = -63,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0,50 \times 93,54 = -46,77 \text{ KN.m}$$

IX.5.5.2 Ferrailage à l'ELU

IX.5.5.2.1 Dans le sens X-X

Tableau 11 : Ferrailage de la dalle du radier (X-X)

	En travée	Aux appuis
<b>Moment</b>	$M_{tx} = 118,30 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 78,87 \text{ KN.m}$
<b>Calcul des moments réduits</b>	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{118,30 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,114 < 0,392$ <p>→SSA (<math>A_c=0\text{cm}^2</math>)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{78,87 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,076 < 0,392$ <p>→SSA (<math>A_c=0\text{cm}^2</math>)</p>
<b><math>\beta</math></b>	0,939	0,960
<b><math>A_{st}</math></b>	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{118,30 \times 10^6}{0,939 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 13,14 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{78,87 \times 10^6}{0,960 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 8,74 \text{ cm}^2$
<b>Condition de non fragilité</b>	$A \geq 0,80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7.4 BAEL99})$ <p>Avec : <math>0,80\% \times b \times h</math> pour HA Fe400</p> $A \geq 0,80\% \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0,82)}{2} = 2,61 \text{ cm}^2$ <p><b>Condition vérifiée</b></p>	
<b><math>A_{adop}</math></b>	<b>8HA16 = 16,08 cm<sup>2</sup></b>	<b>8HA14 = 12,32 cm<sup>2</sup></b>
<b>Espacement</b>	<b><math>S_t = 15 \text{ cm}</math></b>	<b><math>S_t = 15 \text{ cm}</math></b>

IX.5.5.2.2 Dans le sens Y-Y

Tableau 12 : Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y)

	En travée	Aux appuis
<b>Moment</b>	$M_{ty} = 74,65 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 49,76 \text{ KN.m}$
<b>Calcul des moments réduits</b>	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{74,65 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,072 < 0,392$ <p>→ SSA (<math>A_c = 0\text{cm}^2</math>)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{49,76 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,048 < 0,392$ <p>→ SSA (<math>A_c = 0\text{cm}^2</math>)</p>
<b><math>\beta</math></b>	0,963	0,975
<b><math>A_{st}</math></b>	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{74,65 \times 10^6}{0,963 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 8,25 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{49,76 \times 10^6}{0,975 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 5,43 \text{ cm}^2$
<b>Condition de non fragilité</b>	$A \geq 0,80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \text{ (Art B. 7.4 BAEL99)}$ <p>Avec : <math>0,80\% \times b \times h</math> pour HA F<sub>c</sub>400.</p> $A \geq 0,80\% \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0,82)}{2} = 2,16\text{cm}^2$ <p><b>Condition vérifiée</b></p>	
<b><math>A_{adop}</math></b>	<b>6HA16=12,06 cm<sup>2</sup></b>	<b>6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup></b>
<b>Espacement</b>	<b><math>S_t = 20\text{cm}</math></b>	<b><math>S_t = 20\text{cm}</math></b>

IX.5.5.3 Vérification à l'ELU

IX.5.5.3.1 Vérification de l'espacement

Tableau 13 : Vérification de l'espacement

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	<p><b>Sens <math>L_x</math> :</b></p> $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	<p><b>En travée :</b> <math>S_t=15\text{ cm}</math>  <b>En appuis :</b> <math>S_t=15\text{ cm}</math></p>
	<p><b>Sens <math>L_y</math> :</b></p> $S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	<p><b>En travée :</b> <math>S_t=20\text{ cm}</math>  <b>En appuis :</b> <math>S_t=20\text{ cm}</math></p>

IX.5.5.3.2 Vérification de la contrainte tangentielle (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 9)

Tableau 14 : Vérification de la contrainte tangentielle

Contrainte tangentielle		
L'effort tranchant	$V_u$	$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$ $V_{u\max} = \frac{168,99 \times 4,15 \times 5,05}{2 \times 5,05 + 4,15}$ $V_{u\max} = 265,29\text{ KN}$
$\tau_u$		$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{265,29 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2,59\text{ MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$ $\bar{\tau} = \min\{3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$
Observation		$\tau_u = 2,59\text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$ <p>→ Ccondition vérifiée</p>

IX.5.5.4 Vérification à l'ELS

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

IX.5.5.4.1 Dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 27}$$

IX.5.5.4.2 Dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 15 : Vérification à l'ELS

	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	12,32	78,87	0,461	0,897	33,54	264,33	348	7,88	15	CV
	Travée	16,08	118,30	0,606	0,885	28,48	307,88	348	10,81	15	CV
Y-Y	Appui	9,23	49,76	0,342	0,909	39,95	219,66	348	5,50	15	CV
	Travée	12,06	74,65	0,450	0,898	34,02	255,30	348	7,50	15	CV

IX.5.6 Ferrailage des débords

➤ Sollicitation de calcul

Tableau 16 : Sollicitation de calcul

<b>Longueur</b>	$L = 0,50 \text{ m}$
<b>ELU</b>	$q_u = 168,99 \text{ KN/ml}$
<b>ELS</b>	$q_s = 120,81 \text{ KN/ml}$
<b>Sollicitation</b>	$M_{uz} = \frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{168,99 \times 0,50^2}{2} = -23,37 \text{ KN.m}$
	$M_{sz} = \frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{120,81 \times 0,50^2}{2} = -15,10 \text{ KN.m}$

IX.5.6.1 Ferrailage à l'ELU

Tableau 17 : ferrailage de débord

<b>Calcul des moments réduits <math>\mu</math></b>	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{23,37 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 270^2} = 0,022$ <p><b><math>\mu = 0,022 &lt; 0.392 \rightarrow \text{SSA}</math></b></p>
<b><math>\beta</math></b>	0.989
<b>Section d'acier</b>	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{23,37 \times 10^6}{0.989 \times 270 \times 348} = 251 \text{ mm}^2$ <p><math>A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2</math></p>
<b>Condition de non fragilité</b>	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 270 \times 2.1}{400} = 326 \text{ mm}^2$ <p><math>A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2</math></p>
<b><math>A_{adop}</math></b>	<b>4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup></b>
<b>Espacement</b>	$S_t = \min\{2h; 25\text{cm}\} = \min\{60\text{cm}; 25\text{cm}\}$ <p><math>S_t = 25 \text{ cm}</math></p>
<b>Armatures de répartition</b>	$\frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$
<b><math>A_{adop}</math></b>	4HA10=3,14cm <sup>2</sup> avec : $S_t = \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{90\text{cm}; 33\text{cm}\}$

	$S_t = 25cm$
--	--------------

IX.5.6.2 Vérification à l'ELS

IX.5.6.2.1 Vérification à l'état d'ouverture des fissures

Tableau 18 : Vérification des contraintes dans les aciers

<b>Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable</b>	<b>Aucune vérification à effectuer</b>	
<b>Contrainte d'acier calculé</b> $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{100 \times d} = 0,169$ $\beta_1 = 0,933$ $K_1 = 59,63$	$\sigma_s = 132,61 MPa$

IX.5.6.2.2 Vérification des contraintes dans le béton

Tableau 19 : Vérification des contraintes dans le béton

<b>Contrainte limite de béton</b>	$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 15MPa$
<b>Contrainte de béton calculée</b>	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$	$\sigma_b = 2,22 MPa$
<b>Observation</b>	$\sigma_b = 2,22 MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa$ → <b>Condition vérifiée</b>	

IX.5.7 Ferrailage de la nervure

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

➤ Détermination des charges

Tableau 20 : Répartitions simplifiée des chargements

<p>Cas de chargement trapézoïdal</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
<p>Cas de chargement triangulaire</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 192,12 - \frac{12123,68}{524,11} - \frac{2017,75}{126,83m^2} \right) \times 1m = 153,07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 143,94 - \frac{12123,68}{524,11} - \frac{2017,75}{126,83m^2} \right) \times 1m = 104,90 \text{ KN/ml}$$

➤ Sollicitation

• **Moment fléchissant**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

• **Effort tranchant**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Tableau 21 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	f	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	S Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	S Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	S Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	S Q <sub>st</sub>
A-B	1	5,05	4,15	0,82	Trapézoïdal	1,96	1,68	153,07	104,9	300,01	578,60	205,604	396,52	257,15	486,76	176,23	333,582
	2	5,05	4,6	0,91	Trapézoïdal	1,82	1,5	153,07	104,9	278,58		190,918		229,60		157,35	
B-D	1	4,6	4,15	0,9	Trapézoïdal	1,68	1,37	153,07	104,9	257,15	491,35	176,232	336,73	209,70	385,73	143,71	264,348
	2	4,6	4,6	1	Triangulaire	1,53	1,15	153,07	104,9	234,19		160,497		176,03		120,63	
D-E	1	4,15	4,15	1	Triangulaire	1,38	1,03	153,07	104,9	211,23	422,47	144,762	289,52	157,66	315,32	108,04	216,094
	2	4,15	4,6	0,9	Triangulaire	1,38	1,03	153,07	104,9	211,23		144,762		157,66		108,04	
E-G	1	4,6	4,15	0,9	Trapézoïdal	1,68	1,37	153,07	104,9	257,15	491,35	176,232	336,73	209,70	385,73	143,71	264,348
	2	4,6	4,6	1	Triangulaire	1,53	1,15	153,07	104,9	234,19		160,497		176,03		120,63	
G-F	1	5,05	4,15	0,82	Trapézoïdal	1,96	1,68	153,07	104,9	300,01	578,60	205,604	396,52	257,15	486,76	176,23	333,582
	2	5,05	4,6	0,91	Trapézoïdal	1,82	1,5	153,07	104,9	278,58		190,918		229,60		157,35	

Tableau 22 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	f	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	S Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	S Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	S Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	S Q <sub>st</sub>
1-2	1	5,05	4,15	0,82	Trapézoïdal	1,96	1,68	153,07	104,9	300,01	578,60	205,604	396,52	257,15	486,76	176,23	333,582
	2	5,05	4,6	0,91	Trapézoïdal	1,82	1,5	153,07	104,9	278,58		190,918		229,60		157,35	
2-4	1	4,6	4,15	0,9	Trapézoïdal	1,68	1,37	153,07	104,9	257,15	491,35	176,232	336,73	209,70	385,73	143,71	264,348
	2	4,6	4,6	1	Triangulaire	1,53	1,15	153,07	104,9	234,19		160,497		176,03		120,63	
4-5	1	4,15	4,15	1	Triangulaire	1,38	1,03	153,07	104,9	211,23	422,47	144,762	289,52	157,66	315,32	108,04	216,094
	2	4,15	4,6	0,9	Triangulaire	1,38	1,03	153,07	104,9	211,23		144,762		157,66		108,04	
5-7	1	4,6	4,15	0,9	Trapézoïdal	1,68	1,37	153,07	104,9	257,15	491,35	176,232	336,73	209,70	385,73	143,71	264,348
	2	4,6	4,6	1	Triangulaire	1,53	1,15	153,07	104,9	234,19		160,497		176,03		120,63	
7-8	1	5,05	4,15	0,82	Trapézoïdal	1,96	1,68	153,07	104,9	300,01	578,60	205,604	396,52	257,15	486,76	176,23	333,582
	2	5,05	4,6	0,91	Trapézoïdal	1,82	1,5	153,07	104,9	278,58		190,918		229,60		157,35	

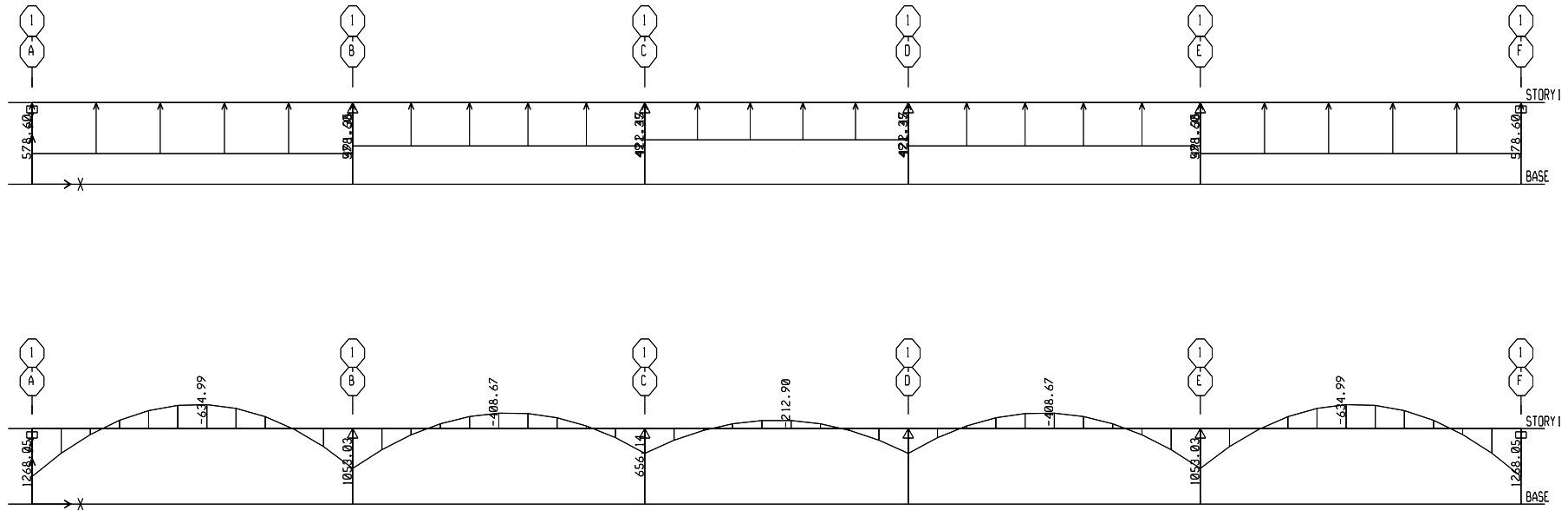


Figure 1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

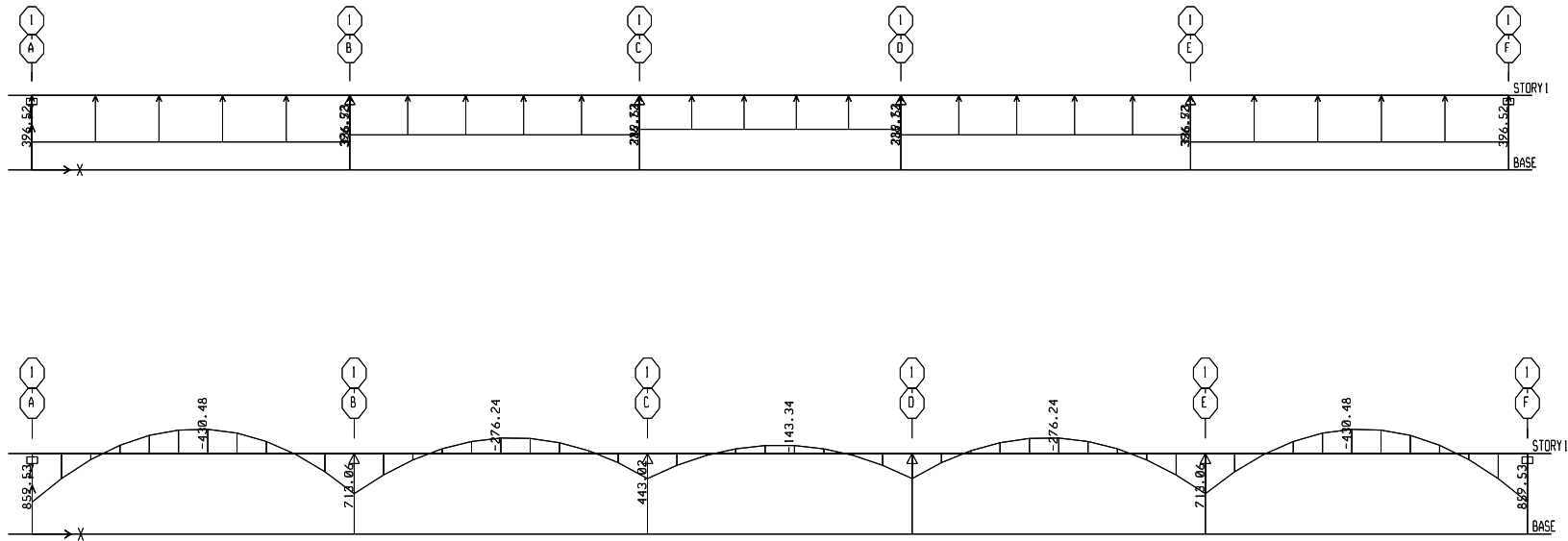


Figure 2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

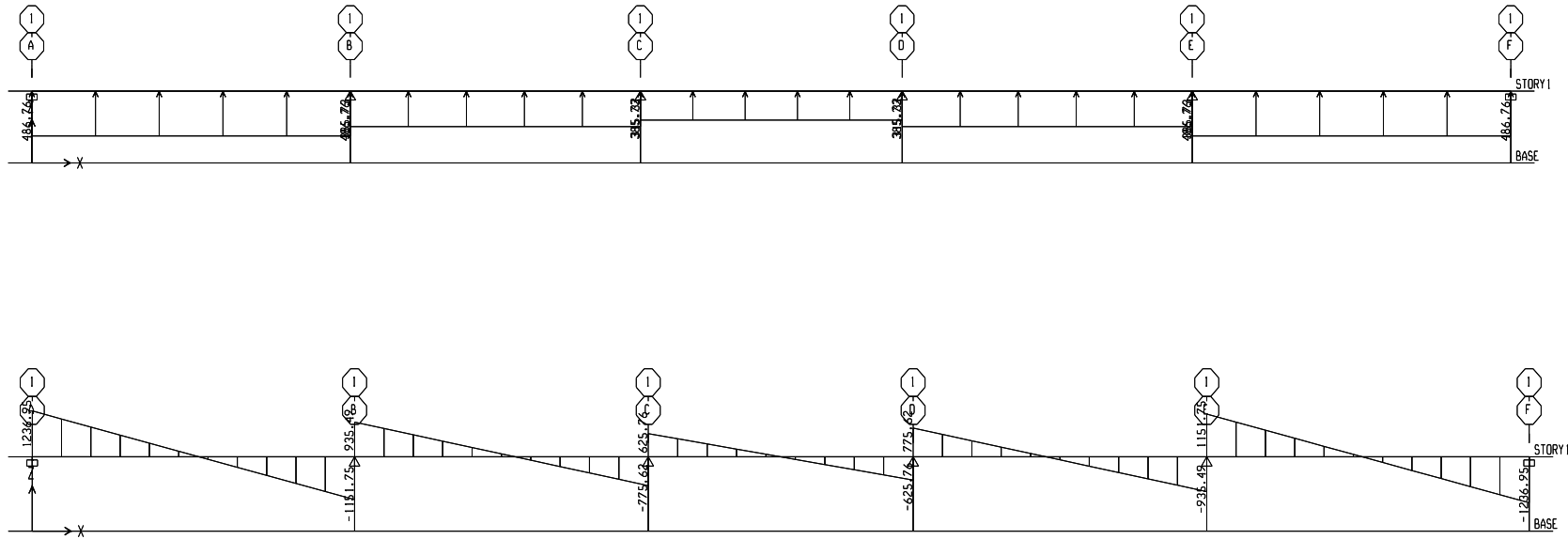


Figure 3 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).



Figure 4 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal)

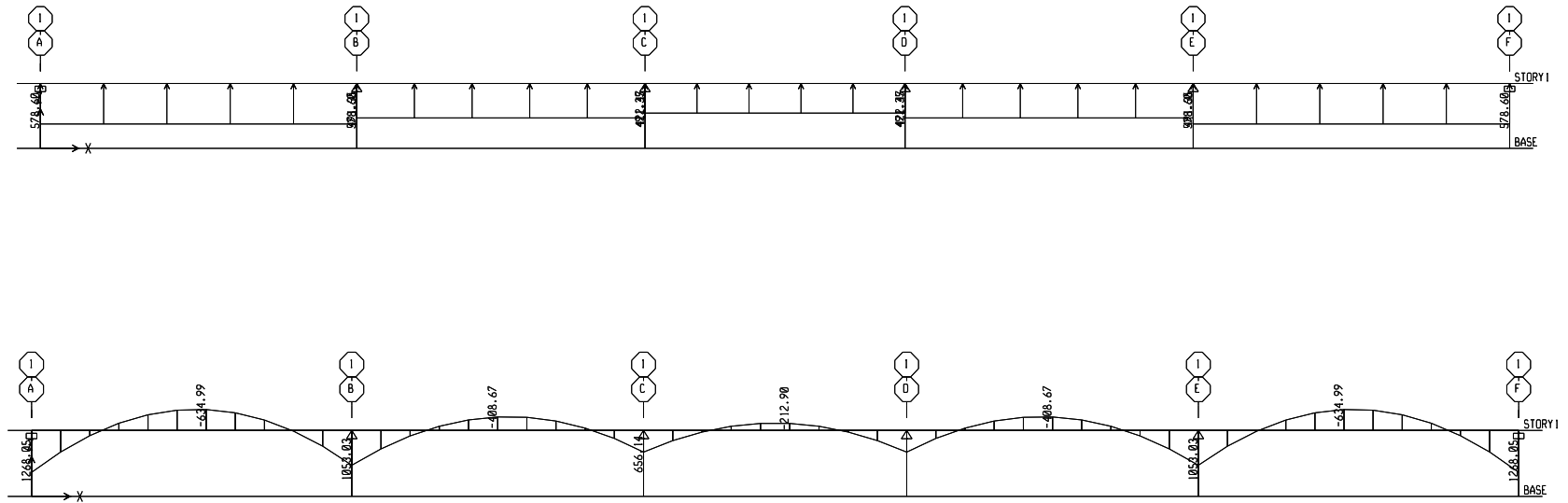


Figure 5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

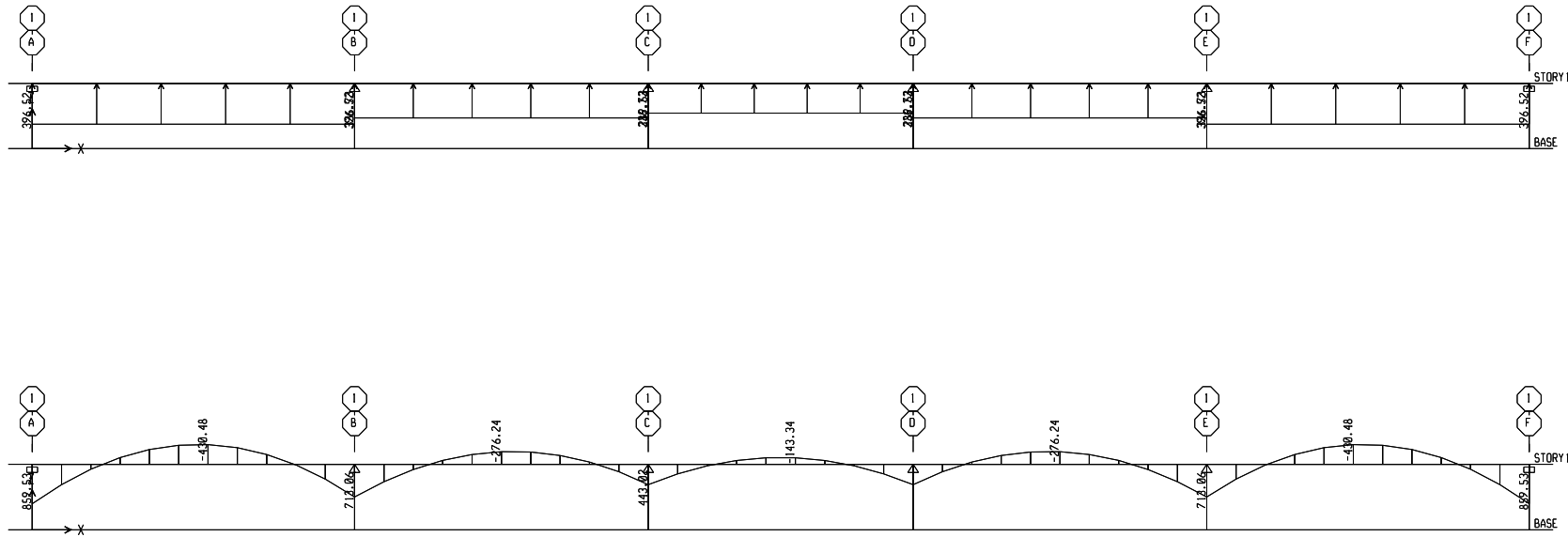


Figure 6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)

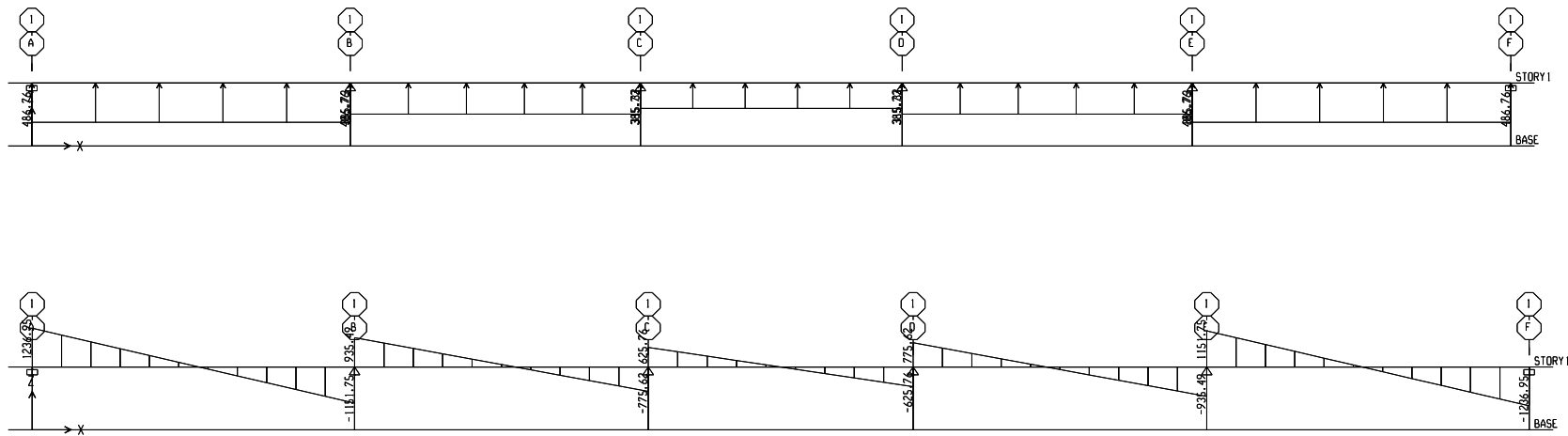


Figure 7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal)

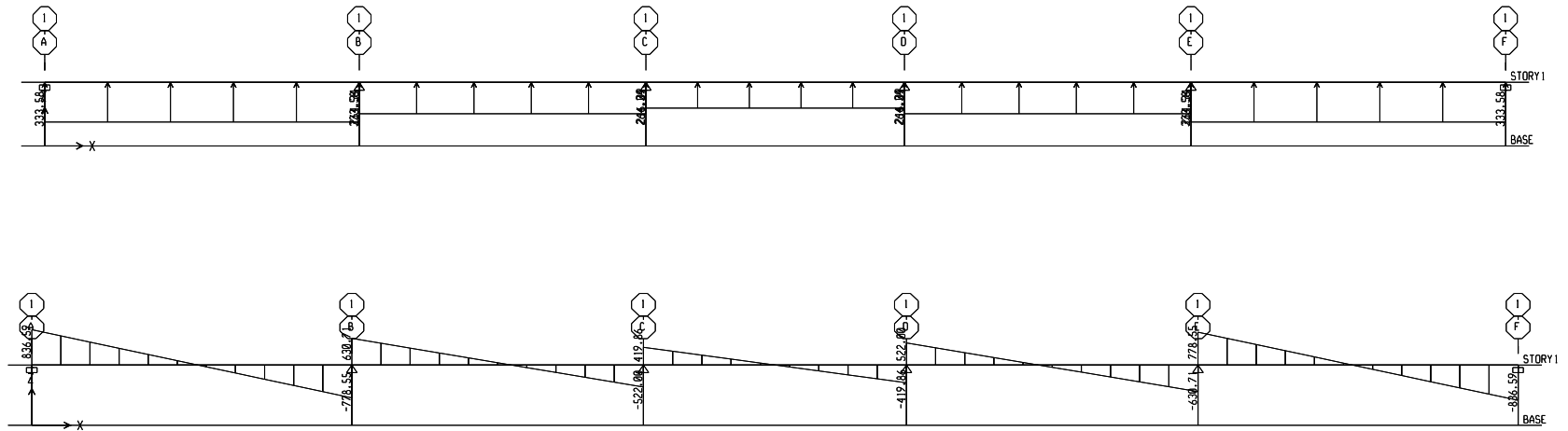


Figure 8 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens transversal)

➤ Sens longitudinal

Tableau 23 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 606,90 \text{ KN.m}$	$M_{ts} = 430,48 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 1215,52 \text{ KN.m}$	$M_{as} = 859,53 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_{max} = 1236,95 \text{ KN}$	$T_{max} = 836,59 \text{ KN}$

➤ Sens transversal

Tableau 24 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 606,90 \text{ KN.m}$	$M_{ts} = 430,48 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 1215,52 \text{ KN.m}$	$M_{as} = 859,53 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_{max} = 1236,95 \text{ KN}$	$T_{max} = 836,59 \text{ KN}$

IX.5.7.1 Ferrailage de la nervure

IX.5.7.1.1 Armatures longitudinales

$$b = 55 \text{ cm} ; d = 97 \text{ cm}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 25 : Le ferrailage adopté pour la nervure

Sens	Zone	$M_u (\text{KN.m})$	$\mu$	Obs	$\beta$	A ( $\text{cm}^2$ )	Choix d'armature	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
X-X	Travée	606,90	0,082	SSA	0,957	18,78 $\text{cm}^2$	<b>5HA20+4HA16</b>	<b>23,73</b>
	Appui	1215,52	0,166	SSA	0,909	34,61 $\text{cm}^2$	<b>5HA20+7HA20</b>	<b>37,68</b>
Y-Y	Travée	606,90	0,082	SSA	0,953	18,78 $\text{cm}^2$	<b>5HA20+4HA16</b>	<b>23,73</b>
	Appui	1215,52	0,166	SSA	0,900	34,61 $\text{cm}^2$	<b>5HA20+7HA20</b>	<b>36,04</b>

IX.5.7.1.2 Armatures transversales

Tableau 26 : Armature transversal

<b>Diamètre</b>		$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66mm$ Soit : $\phi = 8mm$
<b>Espacement</b>	<b>Zone nodale</b>	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\}$ $S_t \leq \min\{24cm; 24cm\}$ $S_t = 10cm$
	<b>Zone courante</b>	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50cm$ $S_t = 15cm$
<b>Armatures transversales minimales</b> (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)		$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b$ $A_{min} = 0,003 \times 10 \times 55$ $A_{min} = 1,65cm^2$

IX.5.7.1.3 Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{ml} \times 1 = 3 cm^2$$

On opte pour : **2HA16 = 4,02cm<sup>2</sup> (deux nappes).**

IX.5.7.2 Vérification à l'ELU

IX.5.7.2.1 Condition de non fragilité

Tableau 27 : vérification de la condition de non fragilité

<b>A<sub>min</sub></b>	$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = 0,23 \times 55 \times 97 \times \frac{2,10}{400}$ $A_{min} = 6,44cm^2$
<b>A<sub>adop</sub></b>	$A_{adop} = 23,73 cm^2 > A_{min} = 6,44 cm^2$

IX.5.7.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau 28 : Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,50\text{MPa}$	
<b>Sens longitudinale :</b> $T_u^{\max} = 1236,95 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{1236,95 \times 10^3}{550 \times 970} = 2,31 \text{ MPa}$
$\tau_u = 2,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa}$ <b>Condition vérifiée</b>	
<b>Sens transversale :</b> $T_u^{\max} = 1236,95 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{1236,95 \times 10^3}{550 \times 970} = 2,31 \text{ MPa}$
$\tau_u = 2,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa}$ <b>Condition vérifiée</b>	

IX.5.7.3 Vérification à l'ELS

IX.5.7.3.1 Dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

IX.5.7.3.2 Dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 29 : Vérification à l'ELS

	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	36,04	859,35	0,675	0,880	26,67	279,33	348	10,47	15	CV
	Travée	23,73	430,48	0,450	0,898	34,02	208,26	348	6,12	15	CV
Y-Y	Appui	36,04	859,53	0,675	0,880	26,67	279,33	348	10,47	15	CV
	Travée	23,73	430,48	0,450	0,898	34,02	208,26	348	6,12	15	CV

IX.5.7.4 Vérification de la stabilité au renversement (Art 10-1-5 RPA99 vs 2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieure de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Tableau 2 : Vérification de la stabilité au renversement

	N	M	$e = \frac{M}{N}$	B	$\frac{B}{4}$	Observation
X-X	67921,51	45391,01	0,66	23,45	5,86	CV
Y-Y	67921,51	46649,24	0,69	23,45	5,86	CV

***CHAPITRE X :***  
***Étude de Mur plaque***

## X. Mur plaque

### X.1 Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

### X.2 Pré-dimensionnement de mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par (**Art:10.1.2**) **RPA99-version 2003** est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm.

### X.3 Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle et appuyé doublement au niveau de 1<sup>er</sup> entre -sol, pour une bande de largeur de 1m.

### X.4 Détermination des sollicitations

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  :

**On a :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,5 \rightarrow K_0 = 0,50$$

**Avec :**

- $K_0$  : Coefficient de poussée des terres
- $\varphi$  : Angle de frottement interne
- $\sigma_H$  : contrainte horizontale qui s'exercent sur la face du.
- $\sigma_V$  : contrainte verticale qui s'exercent sur la face du.

#### X.4.1 Calcul des sollicitations

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$

- La contrainte admissible de sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$ .
- $\beta = 0$ : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).

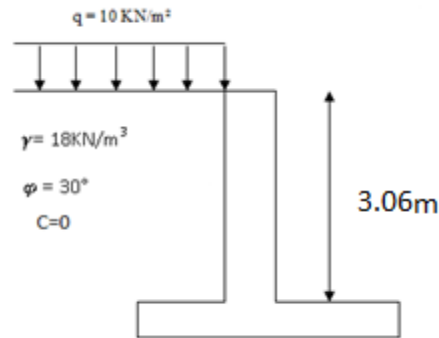


Figure 1 : Schéma statique du Mur plaque.

## ➤ ELU :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \beta} = 0,5$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0$$

$$\sigma_v = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3,06$$

$$\sigma_H = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 44,68 \text{ kN/m}^2$$

## ➤ ELS:

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0$$

$$\sigma_H = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3,06$$

$$\sigma_H = 0,5 \times (18 \times 3,06 + 10) = 32,54 \text{ kN/m}^2$$

### X.4.2 Diagramme des contraintes

Les diagrammes des contraintes sont présentés dans la figure suivante :

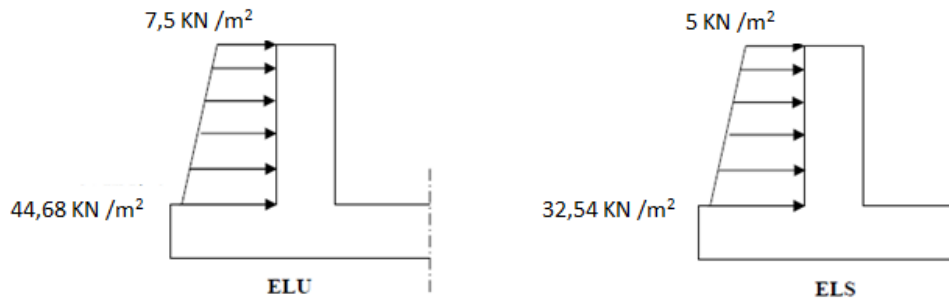


Figure 2 : Diagramme des contraintes

### X.4.3 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 3,06\text{m}$$

➤ **ELU:**

$$q_u = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 44,68 + 7,5)}{4} \times 1\text{m} = 35,39 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS:**

$$q_s = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 32,54 + 5)}{4} \times 1\text{m} = 25,66 \text{ KN/m}$$

## X.5 Ferrailages de mur plaque

### X.5.1 Méthode de calcul

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

Moment en travée 0,75 et moment aux appuis 0,5.

### X.5.2 Identification des panneaux

$$L_x = 5,05 \text{ m}$$

$$L_y = 3,06\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{5,05} = 0,605 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

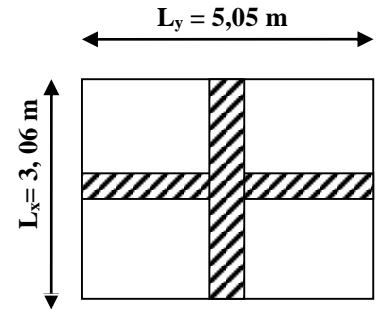
Donc le panneau travaille dans les deux sens

### X.5.2.1 A l'ELU

$$\rho = 0,6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0812 \times 35,39 \times 3,06^2 = 26,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,305 \times 26,90 = 8,20 \text{ KN.m}$$



### Correction des moments :

- Sens x-x :

$$M_a = -0,5 \times 26,90 = -13,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 26,90 = 20,17 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0,5 \times 8,20 = -4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 8,20 = 6,15 \text{ KN.m}$$

### X.5.2.2 A l'ELS

$$\rho = 0,6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0458 \times 25,66 \times 3,06^2 = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,778 \times 25,66 = 8,56 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments

- Sens x-x :

$$M_a = -0,5 \times 11 = -5,50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 11 = 8,25 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y :

$$M_a = -0,5 \times 8,56 = -4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 8,56 = 6,42 \text{ KN.m}$$

## X.6 Calcul de section d'armature

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

$$d = 17 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot B = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{\beta d^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{st}}$$

Tableau 1 : ferrailage de mur plaque.

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	μ <sub>1</sub>	section	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
Xx	Appuis	13,45	0,032	0,392	SSA	0,984	3,93	1,91	5HA12 =5,65	20
	Travée	20,17	0,048	0,392	SSA	0,975	5,94	1,91	5HA14 =7,70	20
Yy	Appuis	4,10	0,008	0,392	SSA	0,996	1,18	1,91	5HA12 =5,65	20
	Travée	6,15	0,016	0,392	SSA	0,992	1,78	1,91	5HA14 =7,70	20

### X.7 Recommandations du RPA 99

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m<sup>2</sup>

### X.8 Vérification à l'ELS

#### X.8.1 Vérification des contraintes du béton et de l'acier

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}; \text{ avec } n = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{2} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

➤ Dans le béton :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 2 : vérification des contraintes à l'ELS.**

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
X-X	Appuis	5,65	5,50	0,283	0,916	44,52	62,51	201.63	1,40	15	Cv
	Travée	7,70	8,25	0,388	0,904	37,08	69,72	201.63	1,88	15	Cv
Y-Y	Appuis	5,65	4,28	0,283	0,916	44,52	48,65	201.63	1,09	15	Cv
	Travée	7,70	6,42	0,385	0,904	37,08	53,54	201.63	1,44	15	Cv

### X.8.2 Vérification de la flèche

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{M_t}{20 M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

- $h_t = 20\text{cm}$  : Hauteur total ;
- $l_x = 8,25\text{ KN.m}$  : portée entre nus d'appuis ;
- $M_{ts}^{\max}$  : Moment max a l'ELS ;
- $M = 11\text{ KN.m}$  : Moment max de la travée isostatique ;
- $A_{st} = 7,7\text{ cm}^2$  : Section des armatures ;
- $b = 100\text{cm}$  : largeur de la section ;
- $d = 17\text{cm}$ : hauteur utile de la section droite.

AN :

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{8,25}{10 \times 11} = 0,075 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{7,7}{100 \times 17} = 0,004 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Les deux conditions sont vérifiées donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

### Conclusion

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

## X.9 Le ferrailage du Mur plaque est comme suit

### X.9.1 Sens x-x

**En travée : 5HA14/ml** avec un espacement de **20 cm**.

**Aux appuis : 5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

### X.9.2 Sens y-y

**En travée : 5HA14/ml** avec un espacement de **20 cm**.

**Aux appuis : 5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

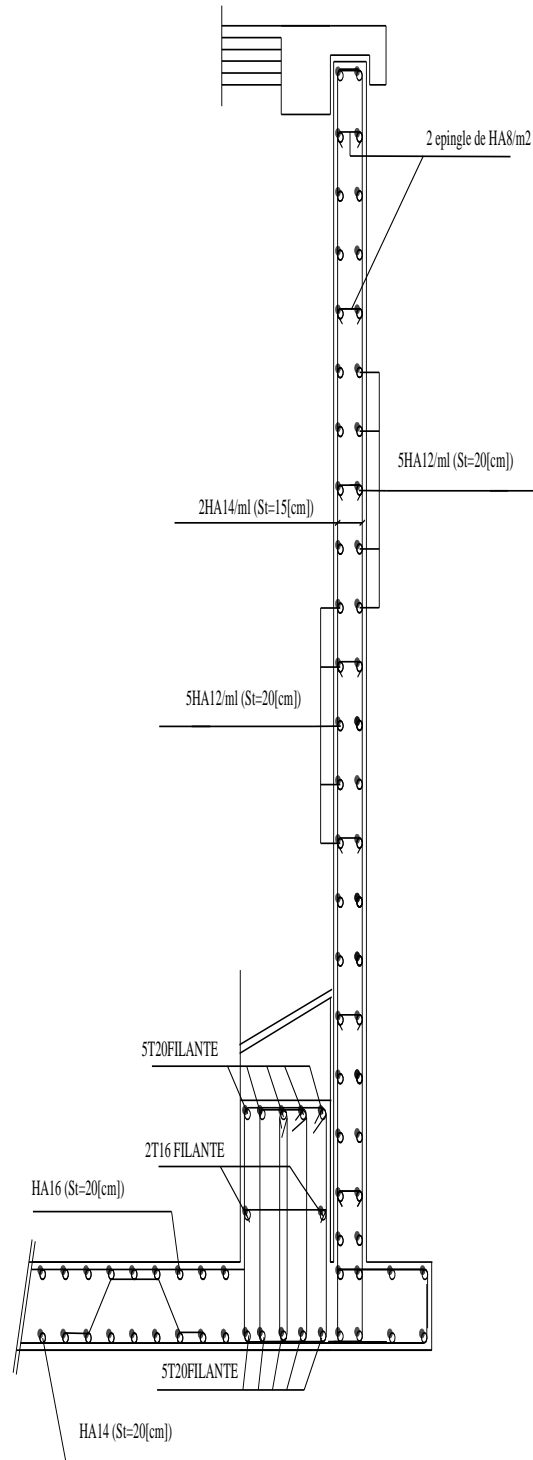


Figure 3 : ferrailage du mure plaque

# *CONCLUSION*

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle et mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Ce travail nous a aidés à connaître l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique et découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien(RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratique telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

Au finale nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projet dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.

# ***BIBLIOGRAPHIE***

## **Règlements :**

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

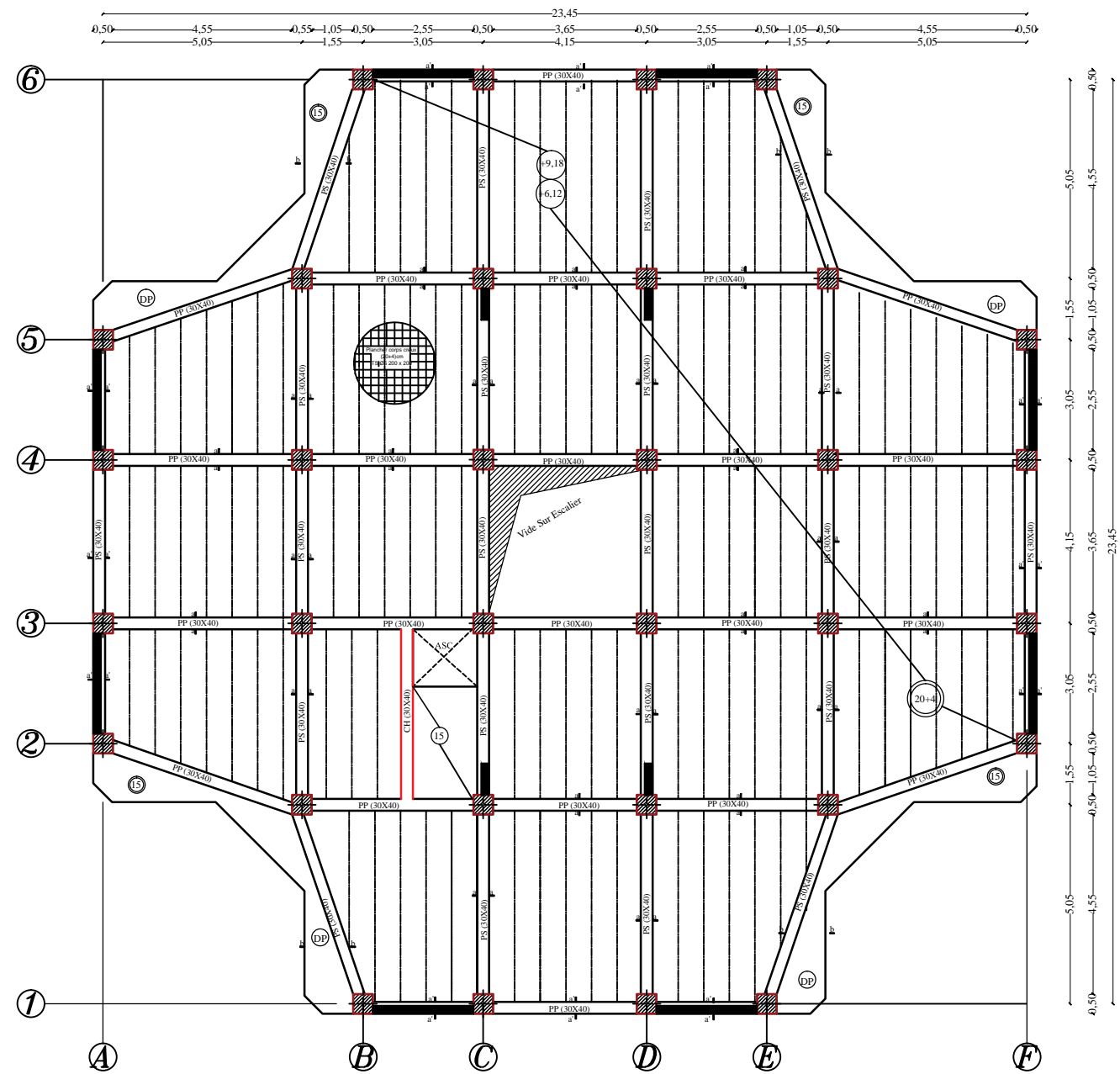
## **Logiciels :**

- Logiciel ETABS 9.7
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTOCAD 2020.

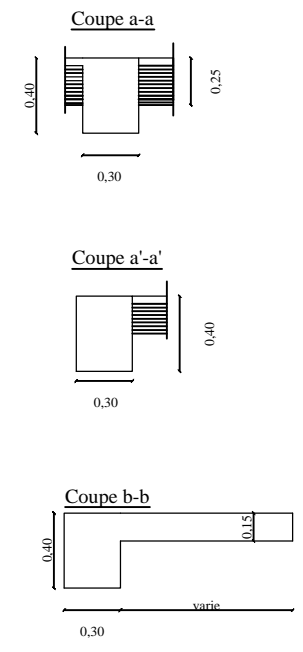
## **Ouvrage :**

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

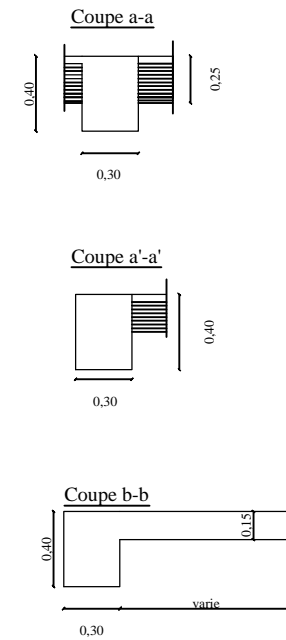
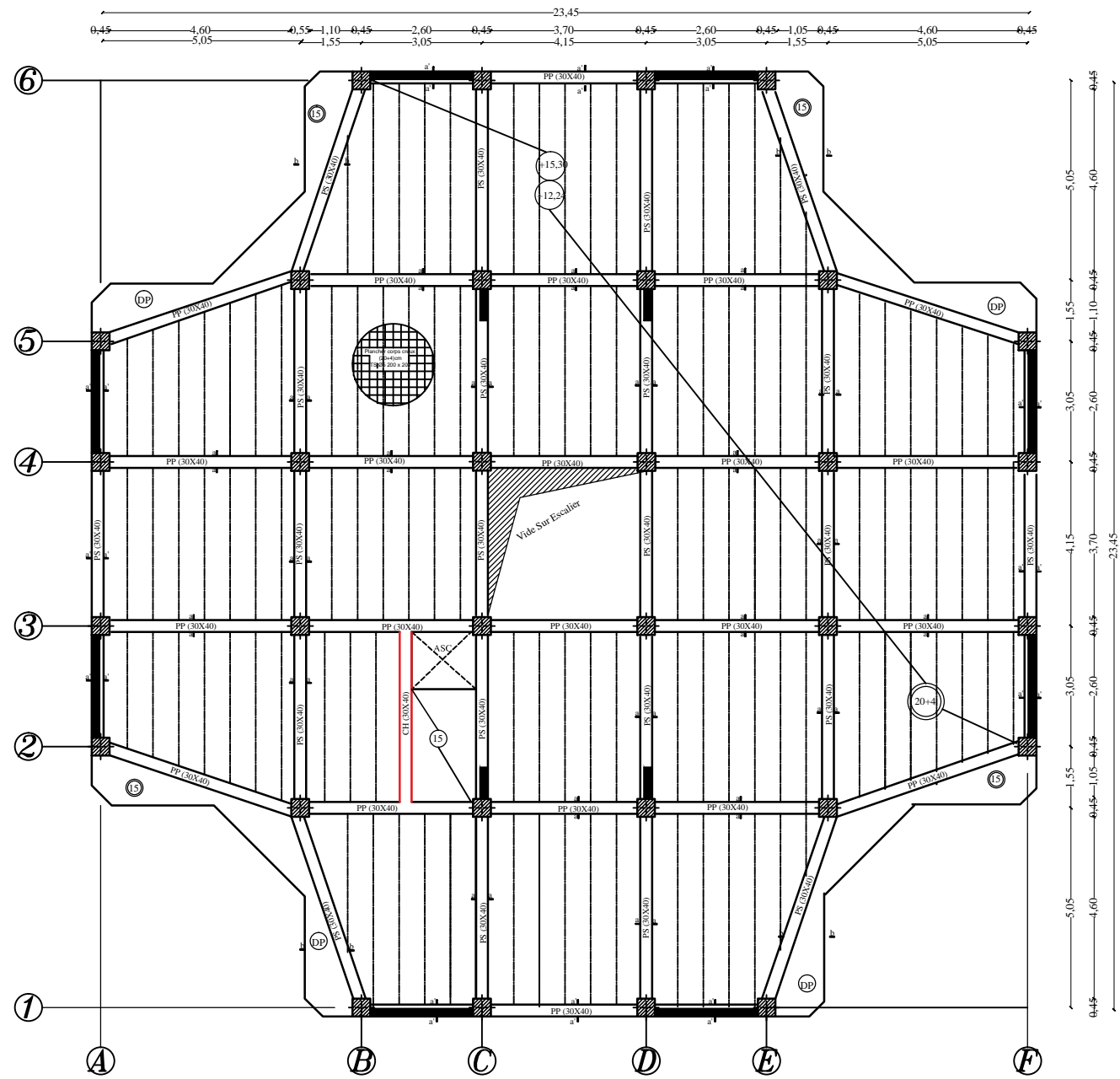




*Coffrage de Plancher Niv, +6.12m , +9.18m*

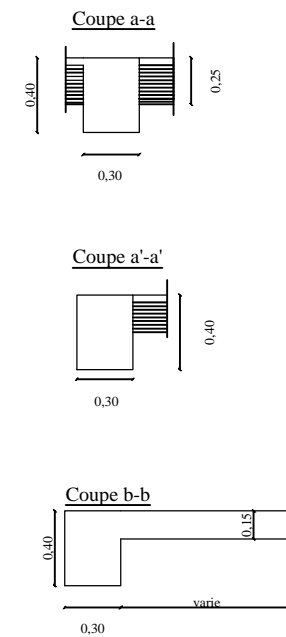
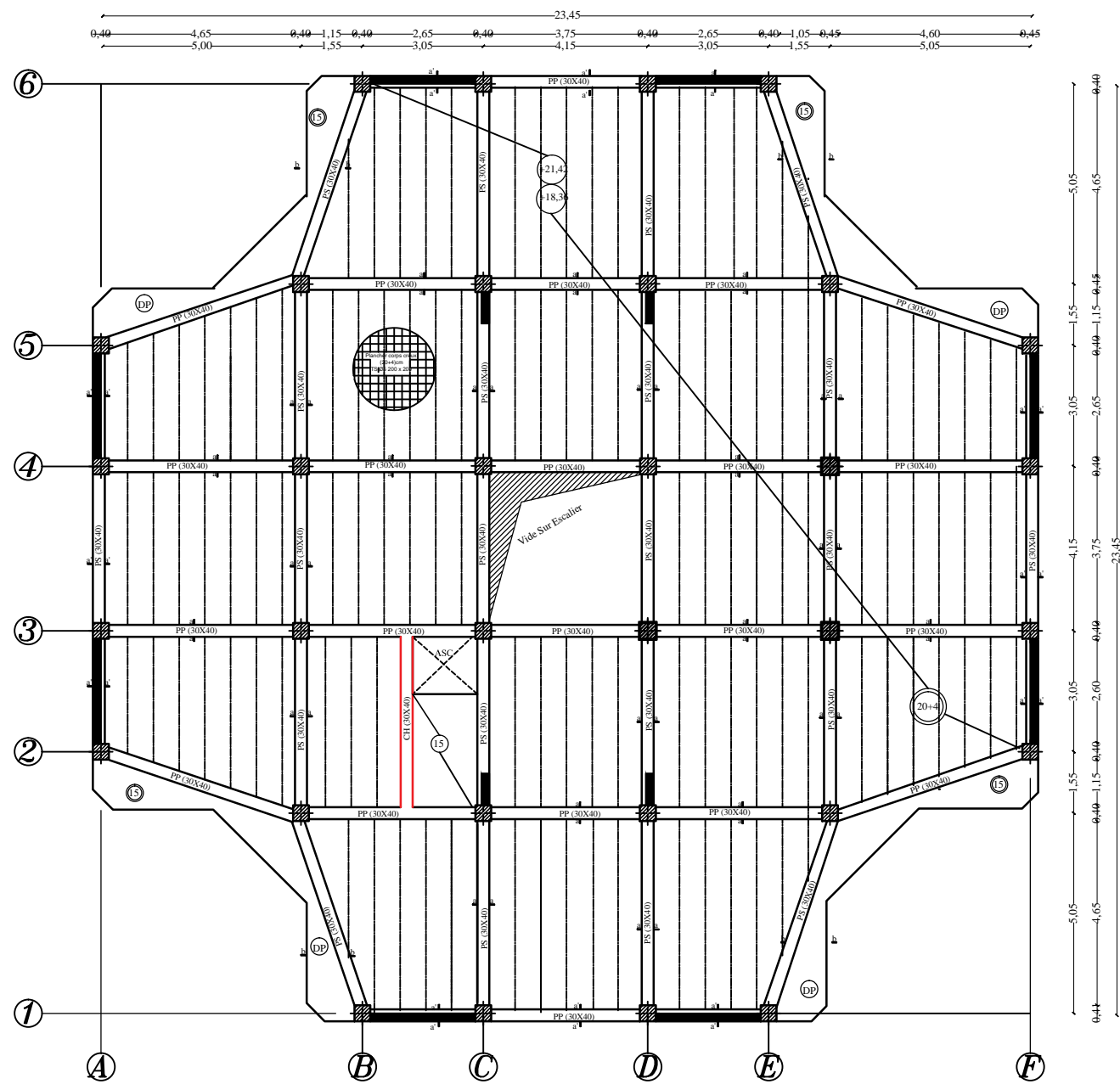


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :  DIRIGE PAR :	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +6.12 m,+9.18 m	
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	EHELLE



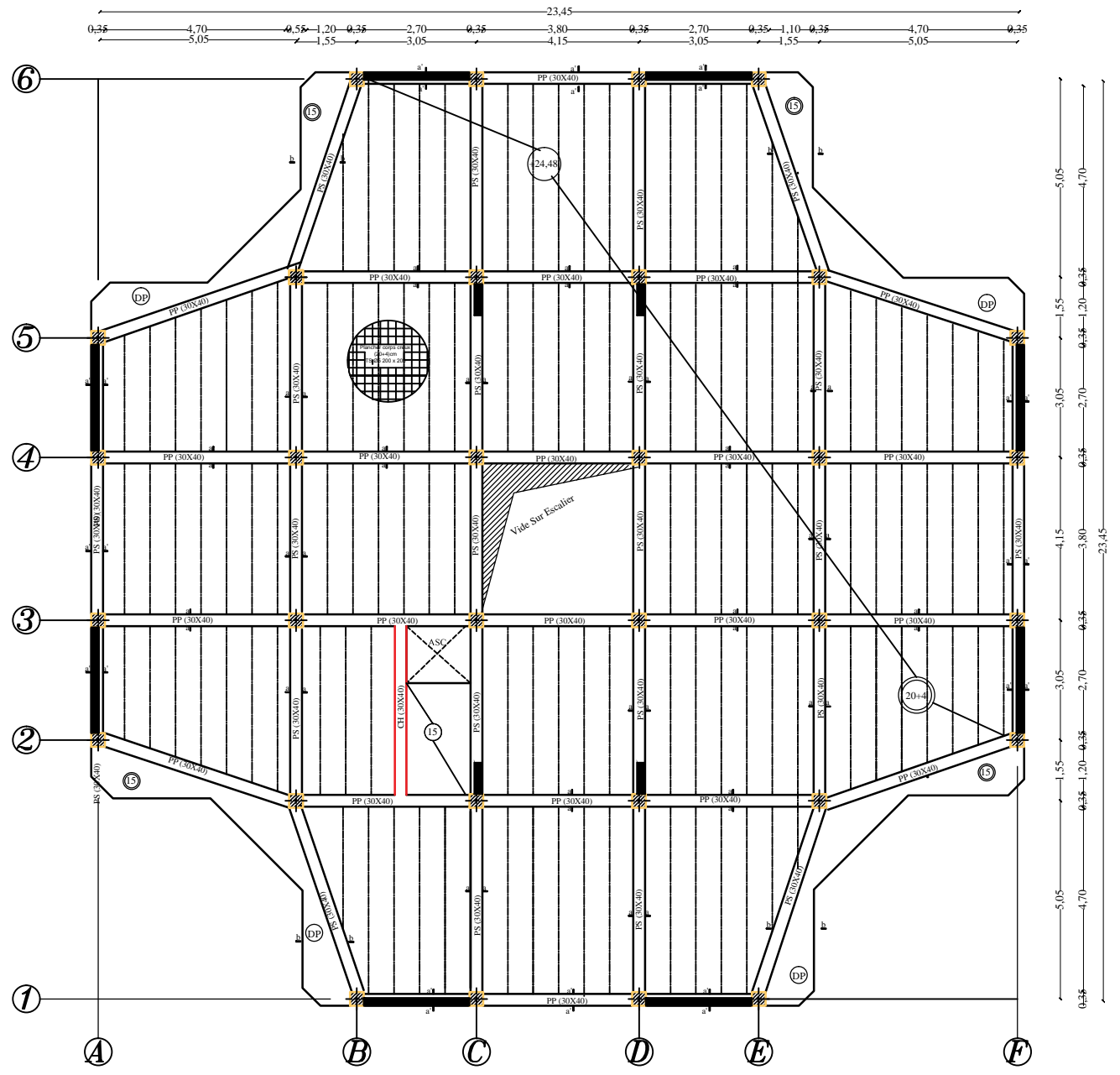
*Coffrage de Plancher Niv+12.24m,+15.30m*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :  DIRIGE PAR :	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +12.24 m,+15.30 m	
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE



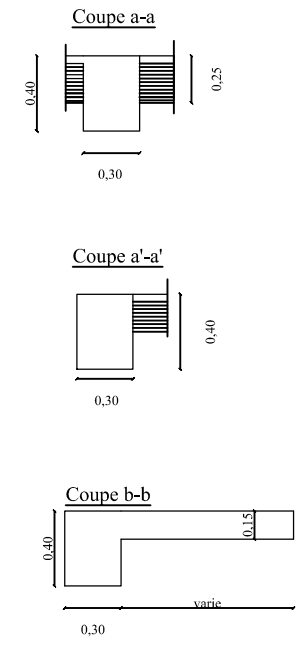
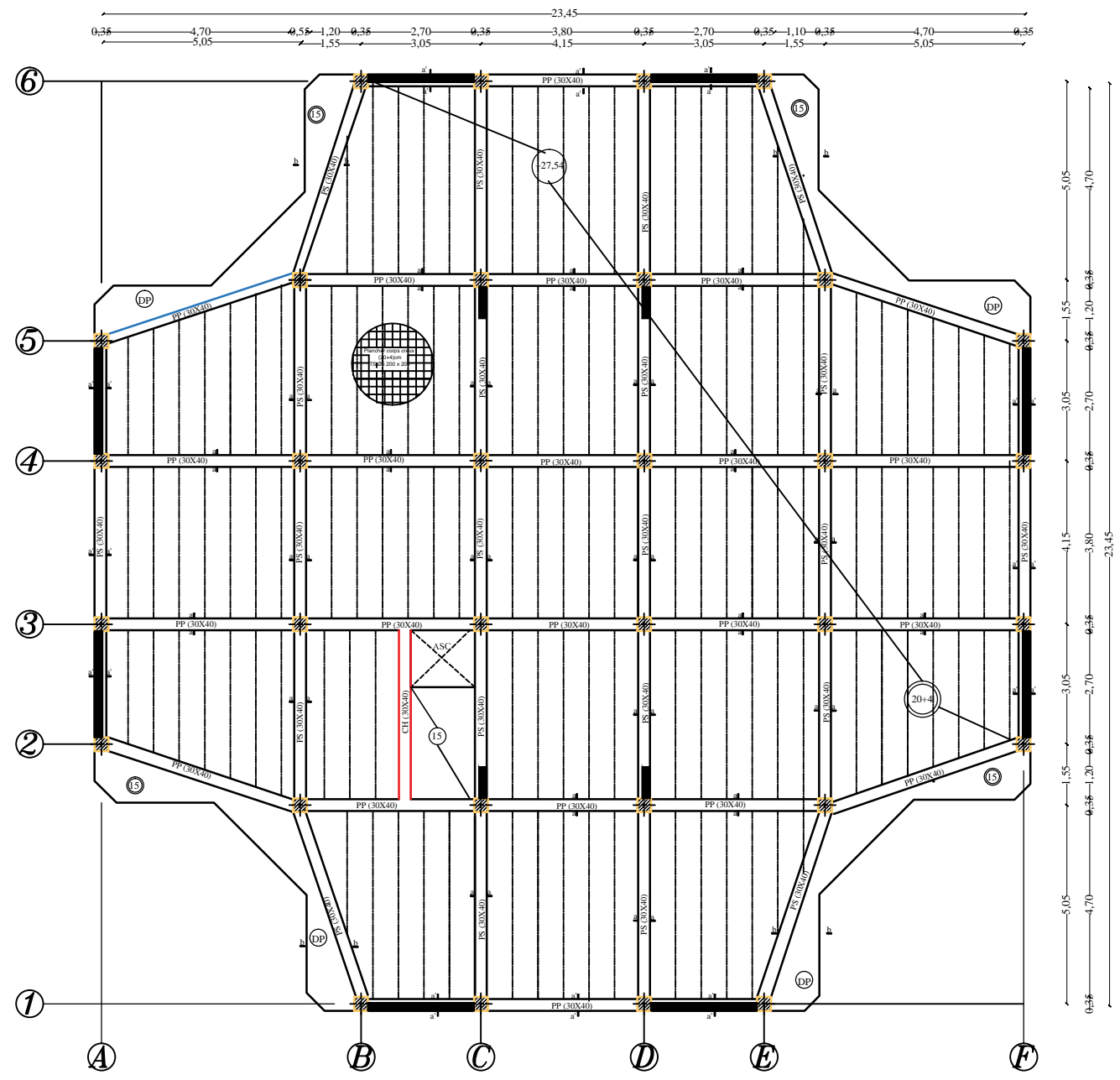
*Coffrage de Plancher Niv+18.36m , +21.42m*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :	TITRE :	
DIRIGE PAR :	COFFRAGE PLANCHER NIV +18.36 m,+21.42 m	
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE



*Coffrage de Plancher Niv+24.48m*

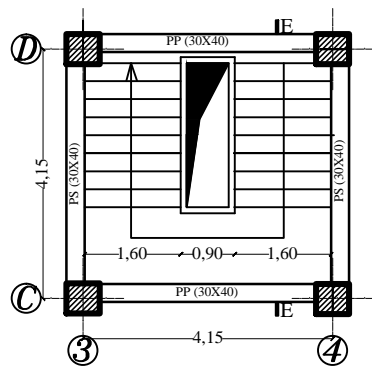
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :	TITRE :	
	COFFRAGE PLANCHER NIV +24.48 m	
DIRIGE PAR :	PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°
		ECHELLE



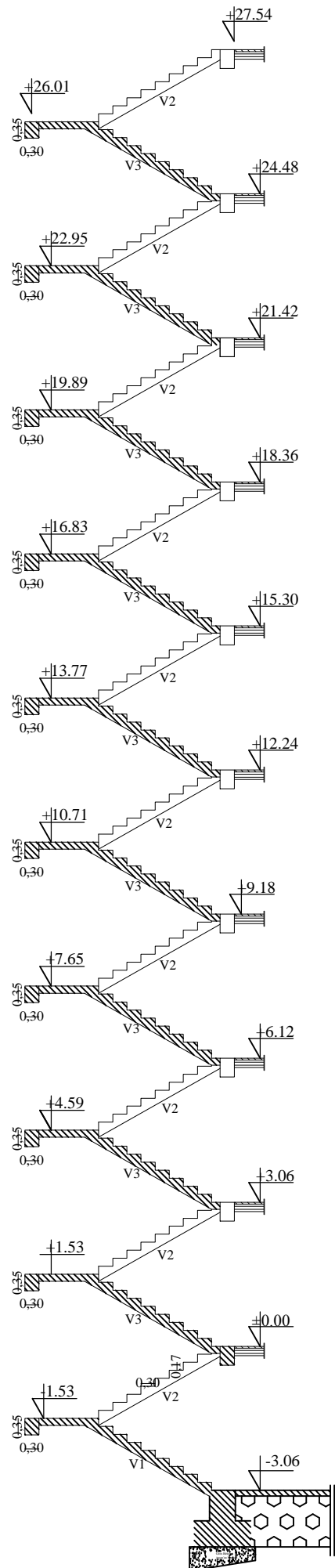
*Coffrage de Plancher Niv 27.54 m*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDE MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :		TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +27.54 m
DIRIGE PAR :		
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE

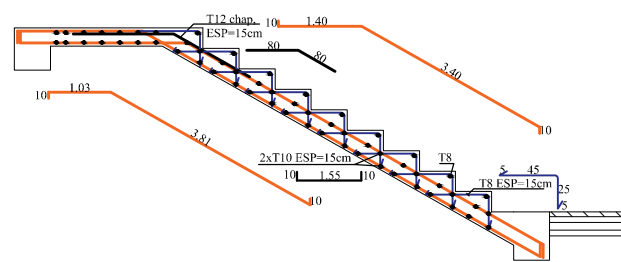
# COFFRAGE & FERRAILLAGE DES ESCALIERS



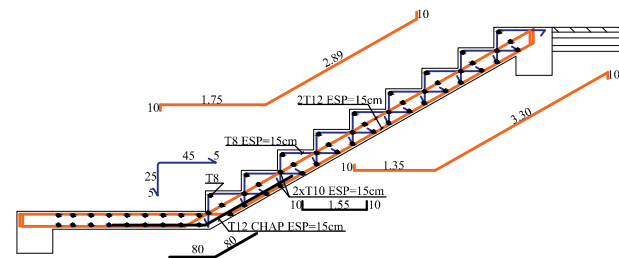
COUPE E-E



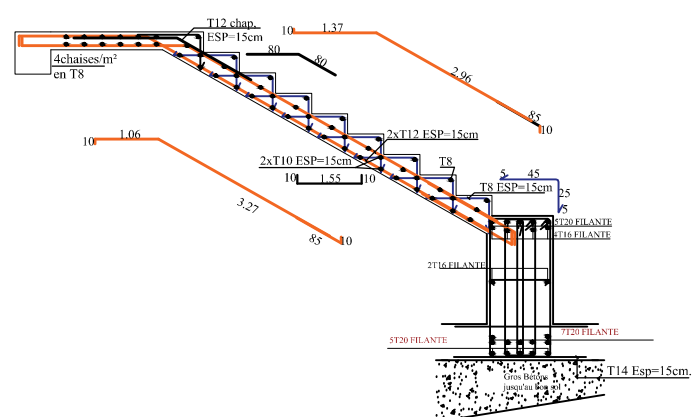
## COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V3



## COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V2



## COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

TITRE :

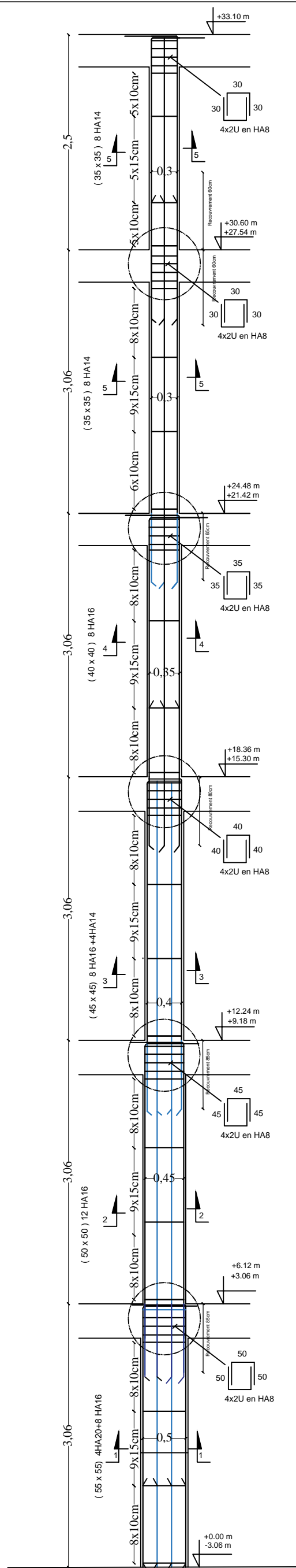
DIRIGE PAR :

COFFRAGE ET FERRAILLAGES DES ESCALIERS

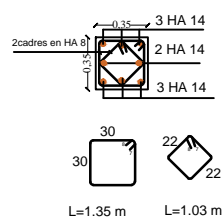
PROMOTION 2019/2020

PLANCHE N°

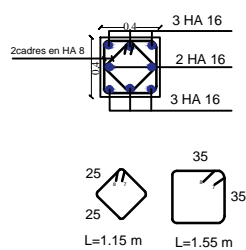
ECHELLE



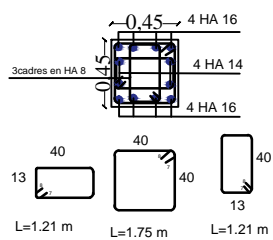
COUPE 5-5



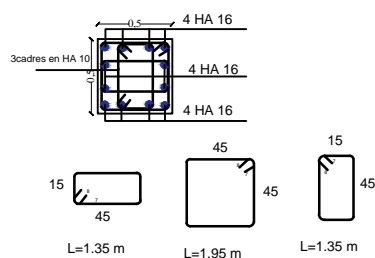
COUPE 4-4



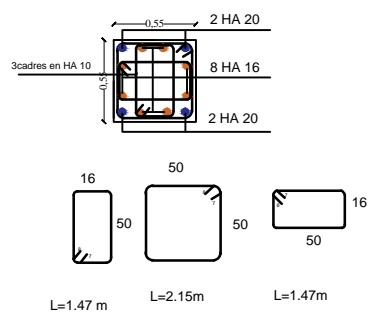
COUPE 3-3



COUPE 2-2



COUPE 1-1

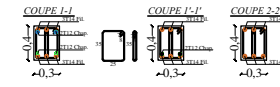
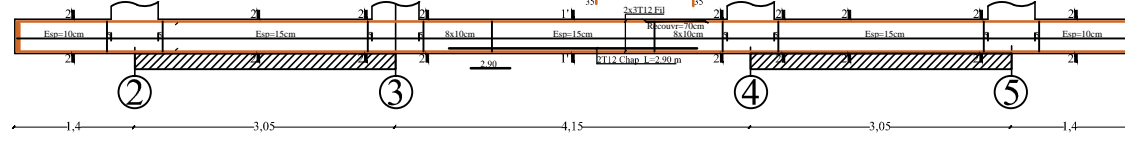


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

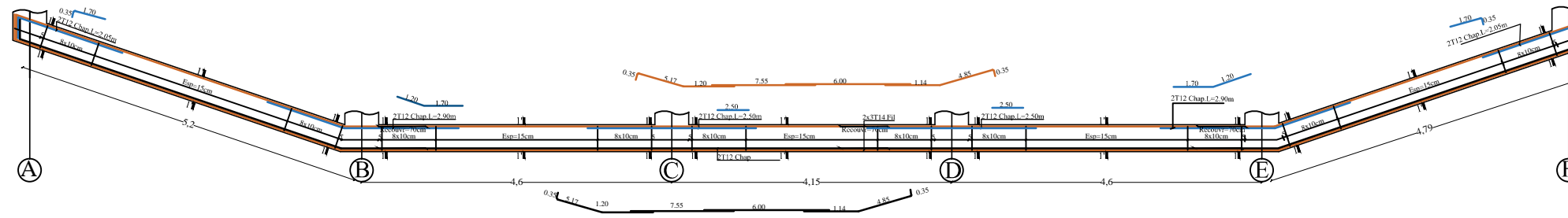
ETUDIE PAR :	TITRE :	
	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEUX	
DIRIGE PAR :	PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°
		ECHELLE

## Coffrage et Ferrailage des poutres Principales:(30X40)

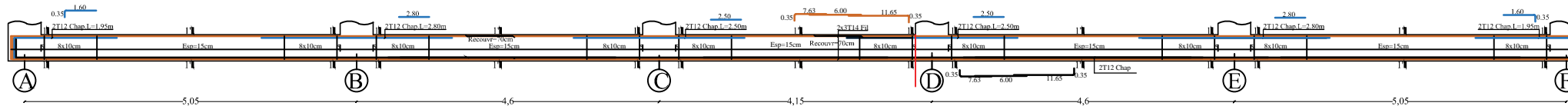
AXE 1-6: Tout les niveaux



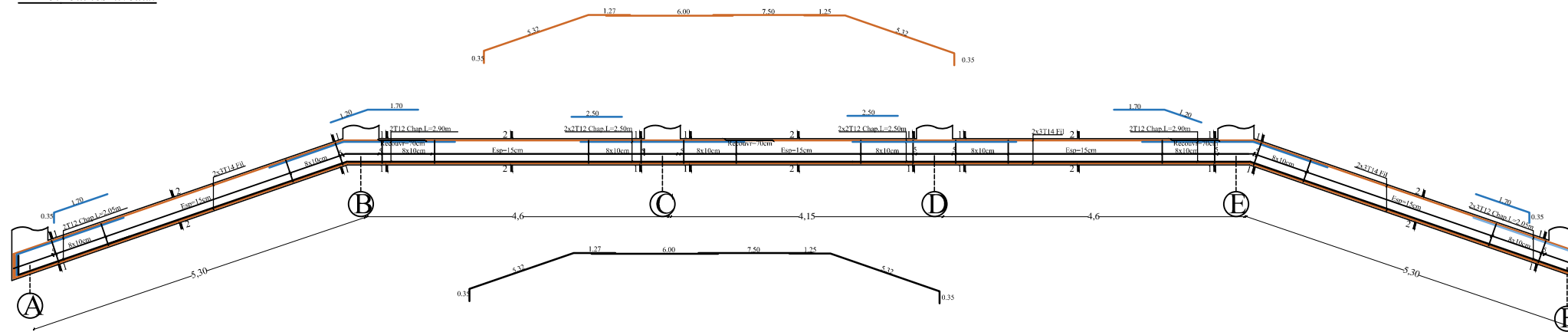
AXE 2: Tout les niveaux



AXE 3-4: Tout les niveaux



AXE 5: Tout les niveaux

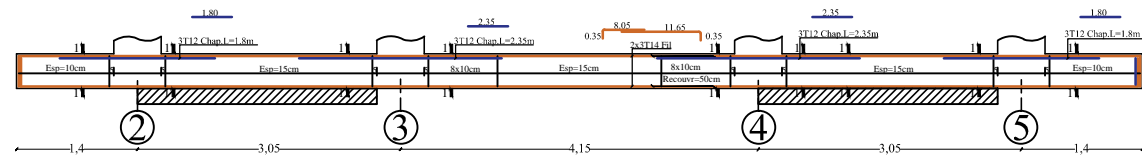


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

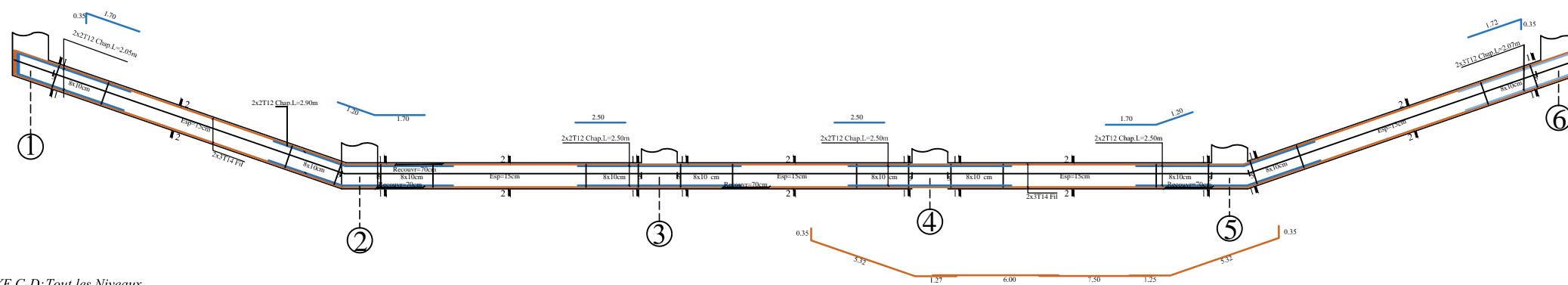
ETUDIE PAR :	TITRE :	
DIRIGE PAR :	FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES	
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE

**Coffrage et Ferrailage des poutres Secondaires:(30X40)**

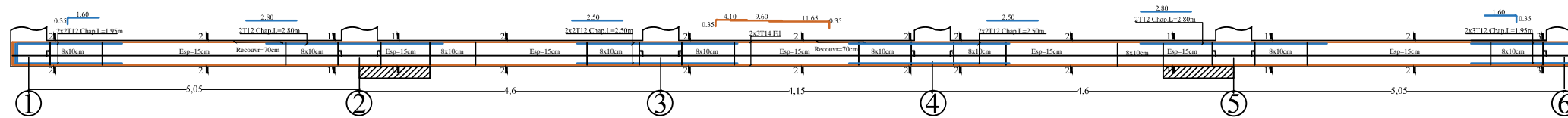
AXE A-F: Tout les Niveaux



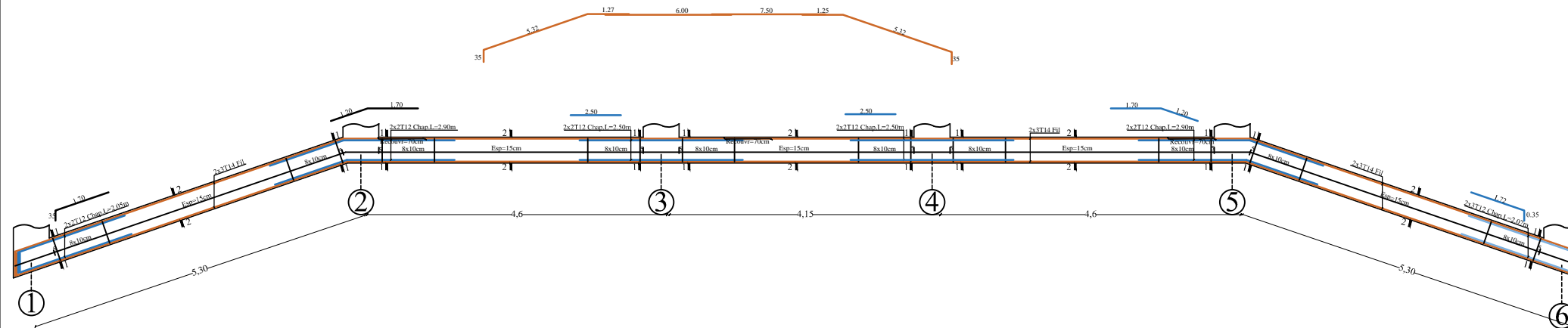
AXE B: Tout les Niveaux



AXE C-D: Tout les Niveaux

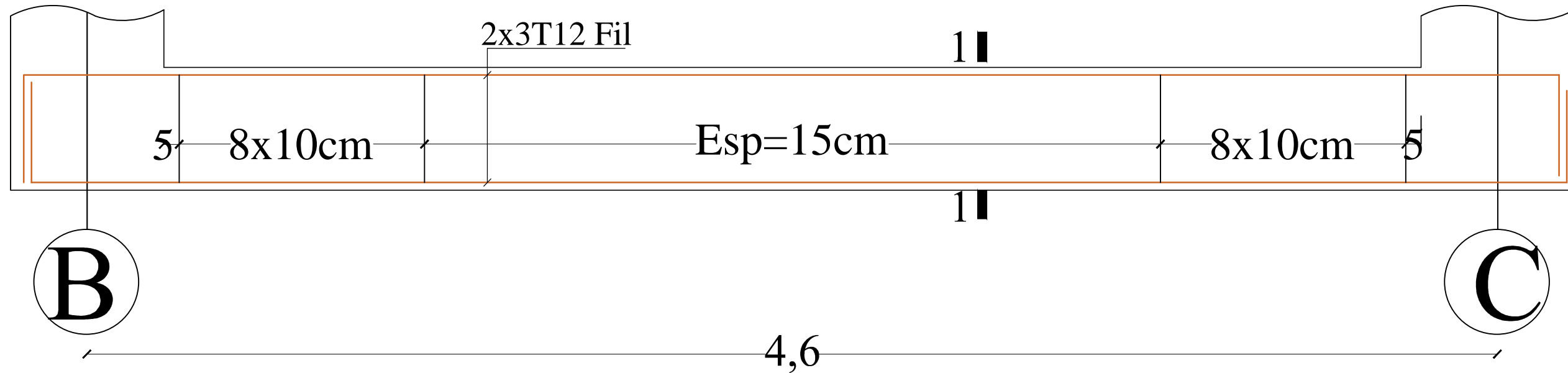


AXE E: Tout les Niveaux

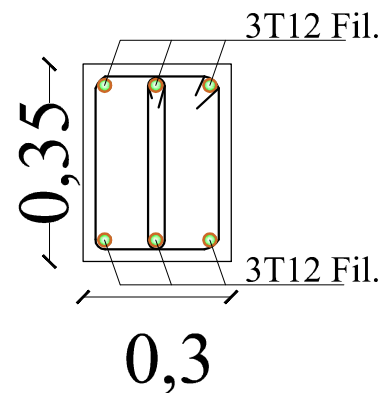


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : DIRIGE PAR :	TITRE : FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRE	
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE

# Les poutre de chaînage Tout les niveaux



COUPE 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle MERBAH KAHINA

Melle CHAOUADI THINHINANE

DIRIGE PAR :

M GHANEM FADILA

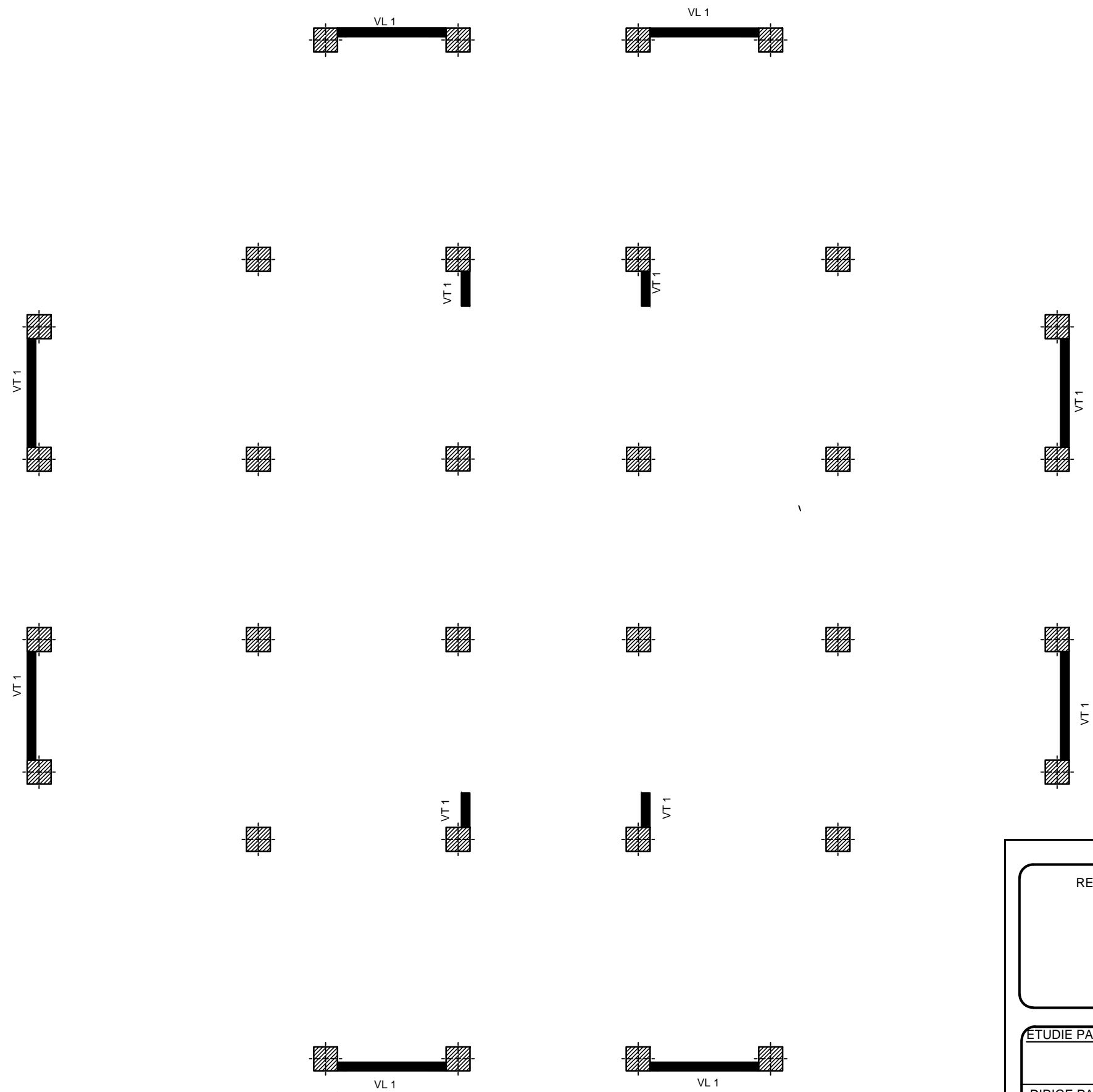
TITRE :

FERRAILLAGE DES POUTRES DE CHAINAGES

PROMOTION 2019/2020

PLANCHE N°

ECHELLE

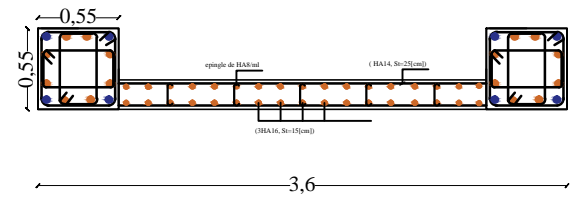


# LA DISPOSITION DES VOILES

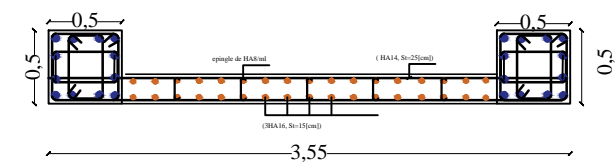
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :  DIRIGE PAR :	TITRE :  DISPOSITION DES VOILES	
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE

# Voile VL1

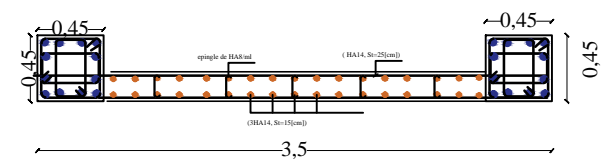
Coupe A-A zone I



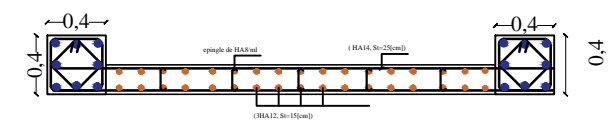
Coupe A-A zone II



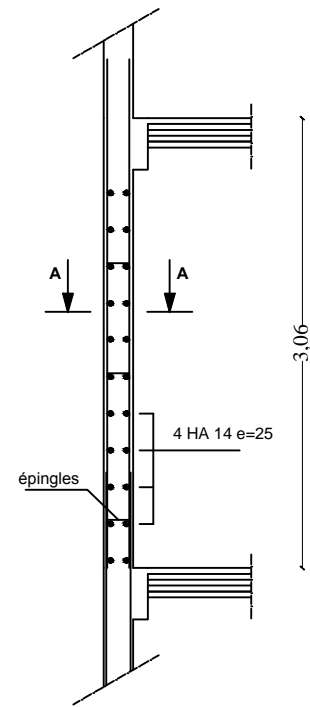
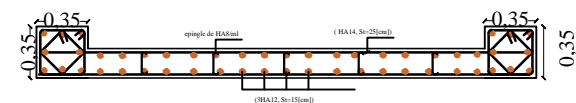
Coupe A-A zone III



Coupe A-A zone IV



Coupe A-A zone V



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VL1

DIRIGE PAR :

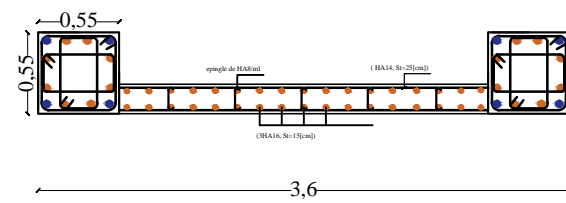
PROMOTION 2019/2020

PLANCHE N°

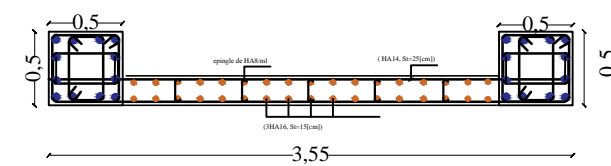
ECHELLE

# Voile VT1

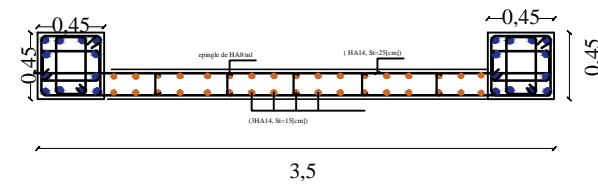
Coupe A-A zone I



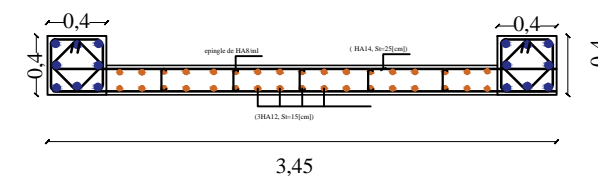
Coupe A-A zone II



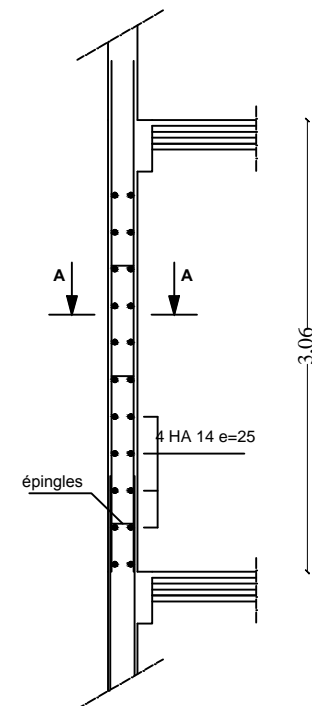
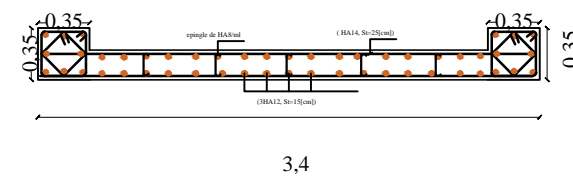
Coupe A-A zone III



Coupe A-A zone IV



Coupe A-A zone V



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VT1

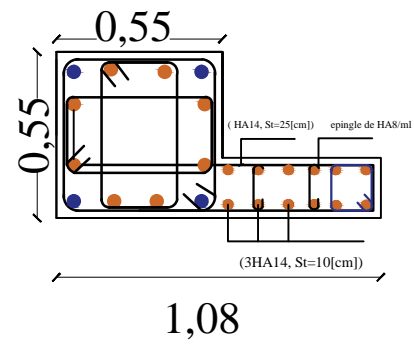
DIRIGE PAR :

PROMOTION 2019/2020

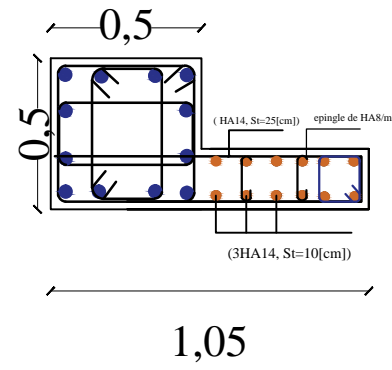
PLANCHE N°

ECHELLE

Coupe A-A zone I

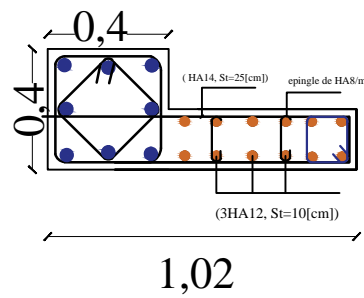


Coupe A-A zone II

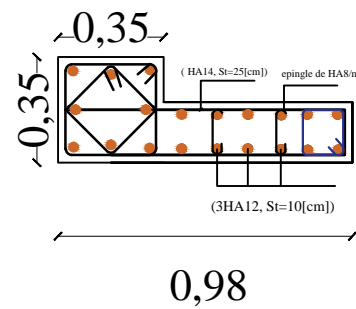


# Voile VT2

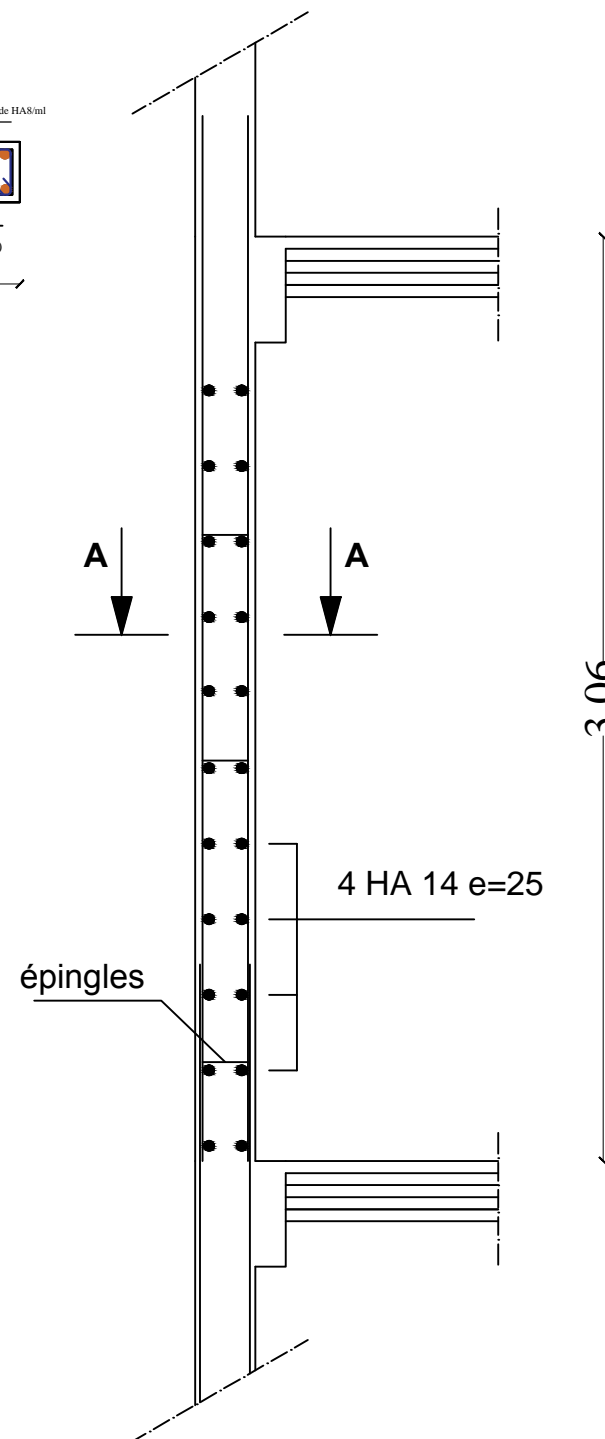
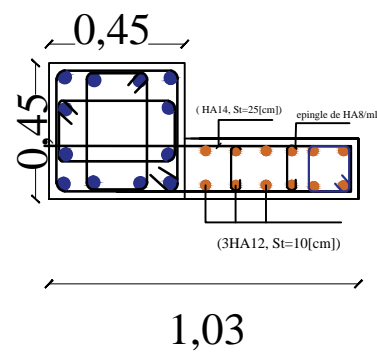
Coupe A-A zone IV



Coupe A-A zone V



Coupe A-A zone III

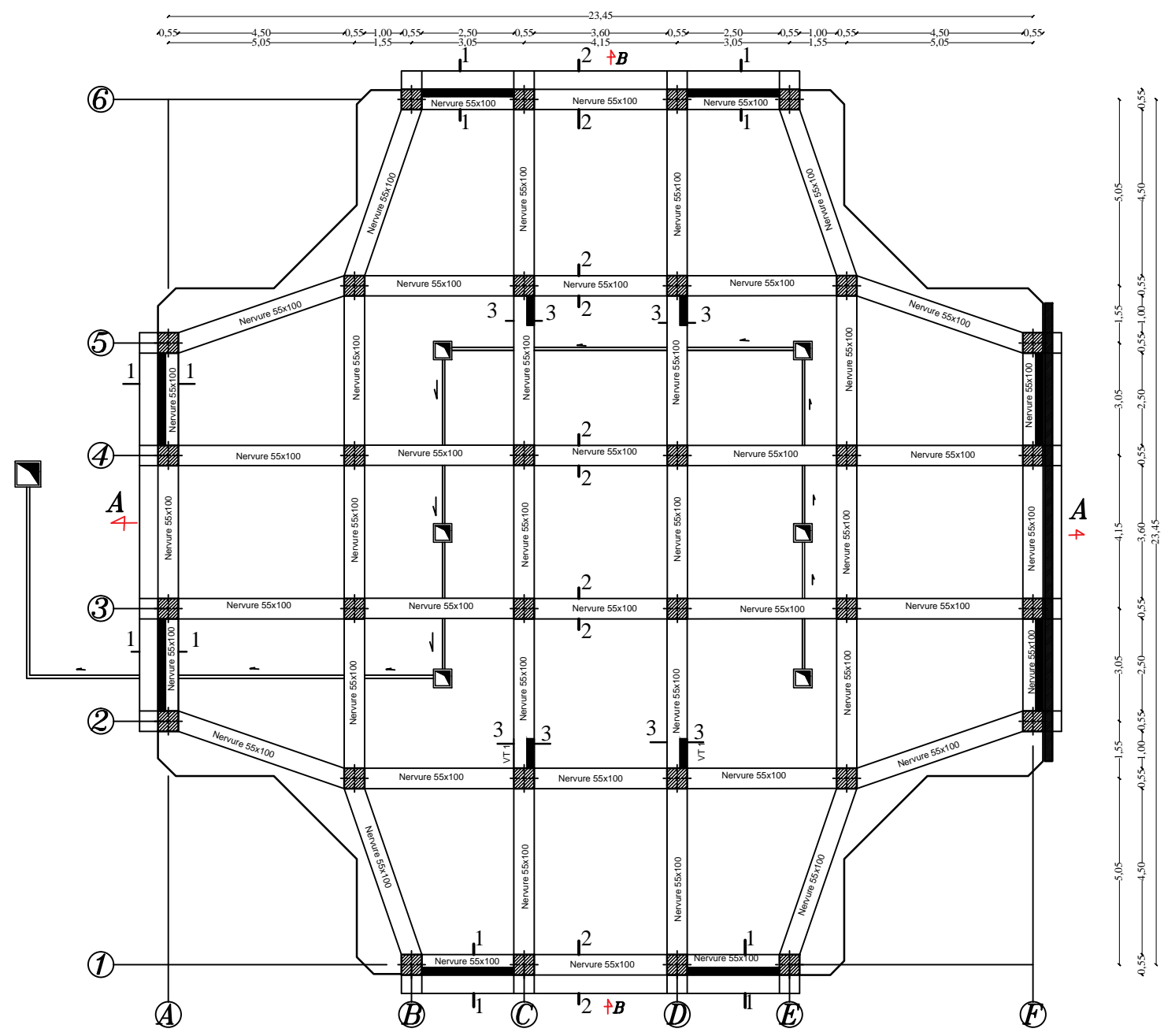


3,06

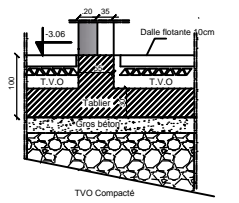
4 HA 14 e=25

épingles

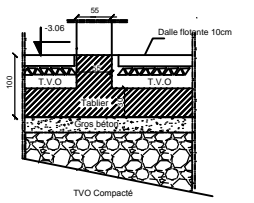
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : M <sup>elle</sup> MERBAH KAHINA M <sup>elle</sup> CHAOUADI THINHINANE	TITRE : COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VT2	
DIRIGE PAR : M <sup>re</sup> GHANEM FADHILA	PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°
		ECHELLE



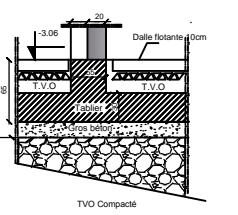
Coupe 1-1 Ech:1/25



Coupe 2-2 Ech:1/25



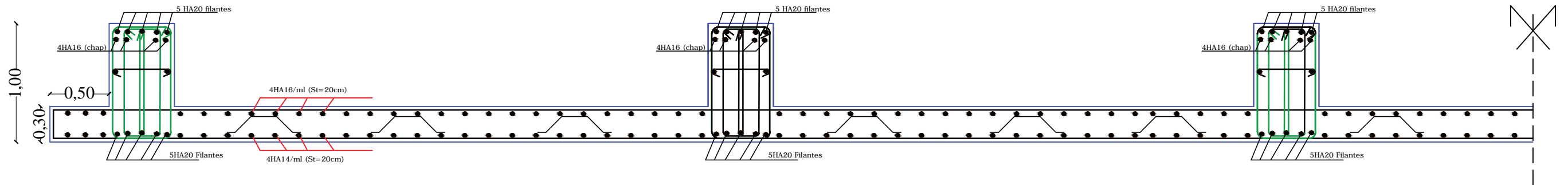
Coupe 3-3 Ech:1/25



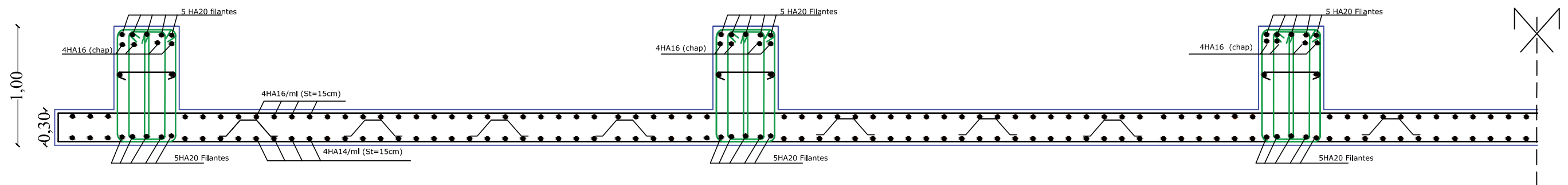
*Coffrage de radier*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :	TITRE : COFFRAGE DE RADIER	
DIRIGE PAR :		
PROMOTION 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE

## COUPE A-A: Dans le sens X-X



## COUPE B-B: Dans le sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

TITRE :

FERRAILLAGE DE RADIER SELON X-X ET Y-Y

DIRIGE PAR :

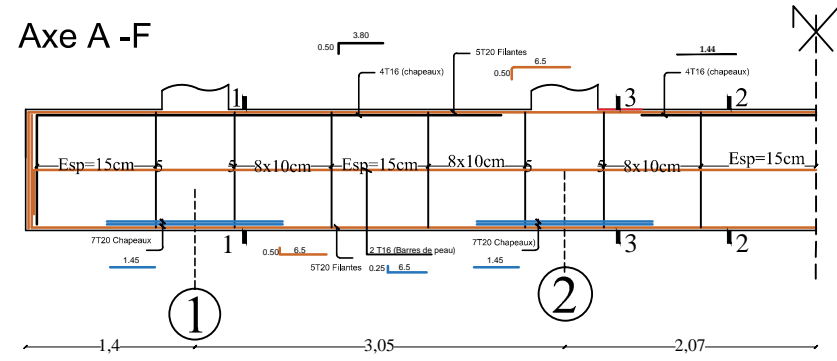
PROMOTION 2019/2020

PLANCHE N°

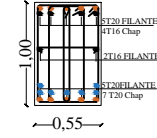
ECHELLE



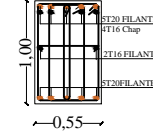
Axe A -F



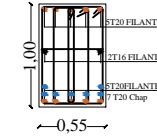
COUPE 1-1



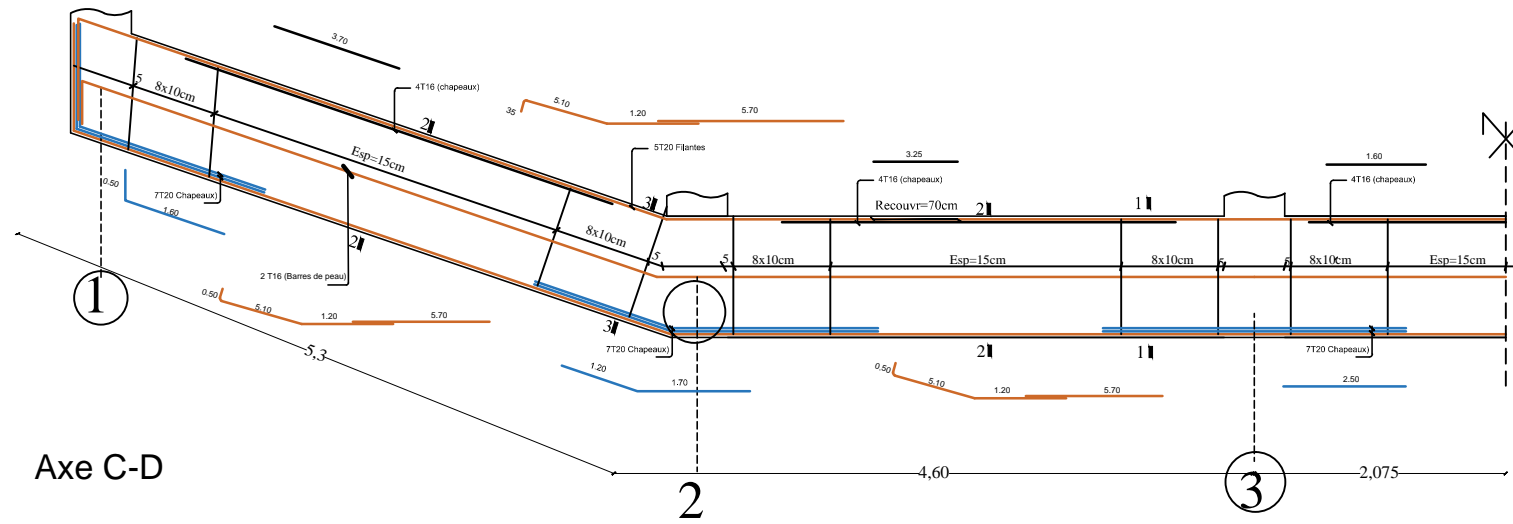
COUPE 2-2



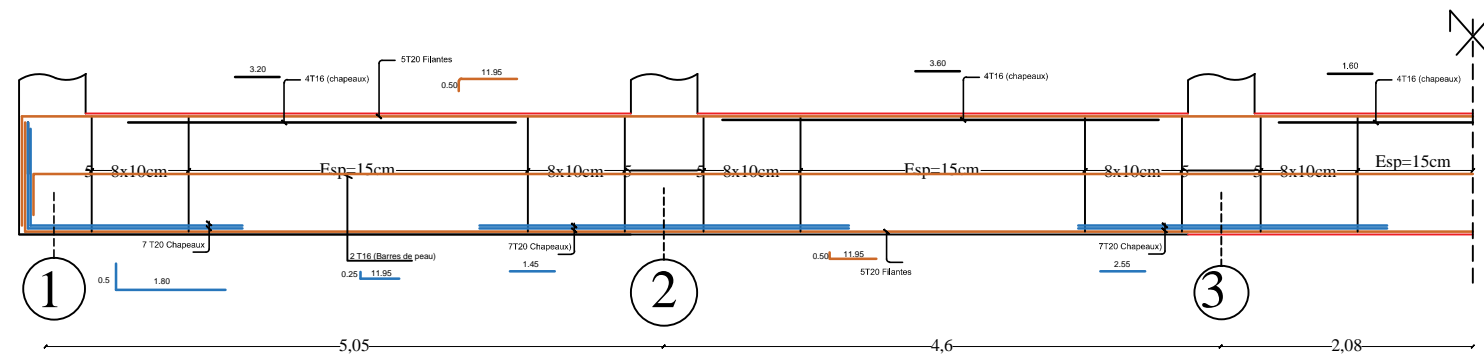
COUPE 3-3



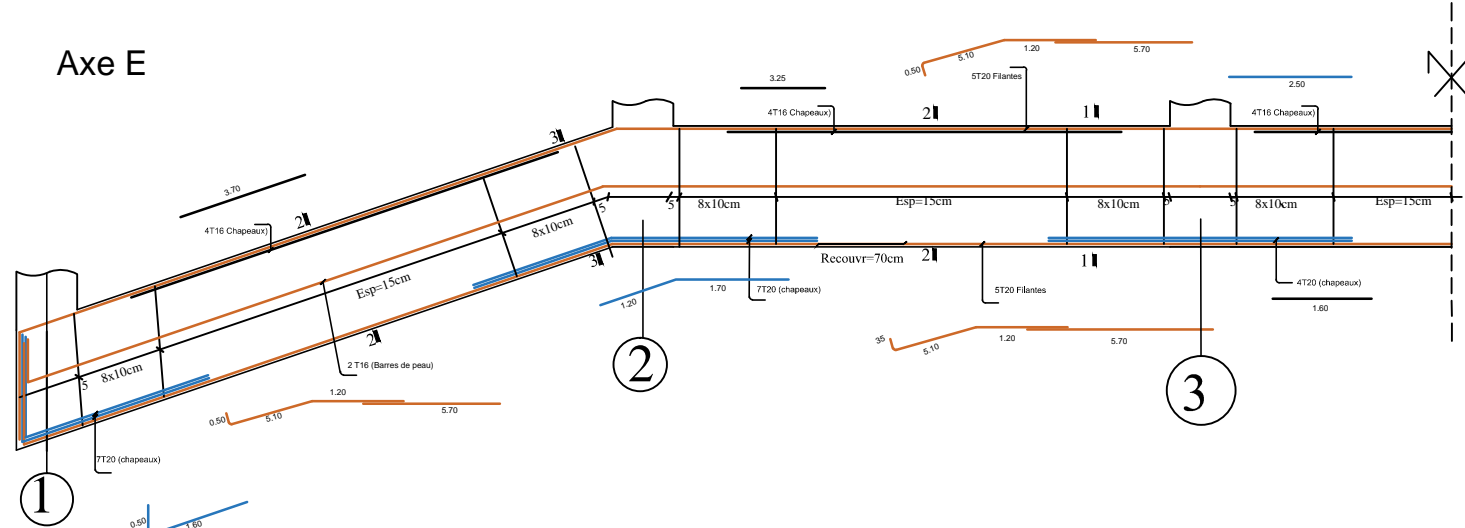
Axe B



Axe C-D



Axe E



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

TITRE :

FERRAILLAGE DES NERVURES SELON Y-Y

DIRIGE PAR :

PROMOTION 2019/2020

PLANCHE N°

ECHELLE