

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique



Université de Jijel



FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

*\*Mémoire de Fin d'étude\**

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER ACADEMIQUE en GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

*Thème :*

*Étude d'un bâtiment (R+9+2 entres sol) à usage d'habitation en béton armé avec contreventement mixte*

Réalisé par :

*\*LAKEHAL Messaouda*

*\*MERGHIT CHahira*

Encadré par l'enseignant:

*NOUASRA .Dj*

*Année Universitaire 2019/2020*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## *Remerciements*

*En achevant ce modeste travail nous remercions ALLAH qui nous a  
Permis d'arriver jusque-là.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont  
faits pour que nous terminons nos études.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde  
Reconnaissance à notre encadreur **Mr. Nouasra.Dj** pour son aide  
et ses conseils judicieux nous faisant partager ainsi ses connaissances  
et son expérience, afin de mener à bien ce travail dans les délais  
répartis.*

*Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à tous  
Nos professeurs de la faculté de génie civil pour tout le savoir que nous  
Avons acquis grâce à eux durant notre formation  
Enfin, nos remerciements à tous nos amis et nos collègues.*

*Chahira et Messacuda*







## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes chers parents*

*À toute ma famille*

*À mon promoteur*

*À tous mes amis*

*À tous les gens qui m'ont aidés*

*À toute la promotion de génie civil 2020*

*Chahira*





## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mon père, que dieu ait pitié de lui*

*À Ma chère mère*

*À toute ma famille*

*À mon promoteur*

*À tous mes amis*

*À tous les gens qui mon aidés*

*À toute la promotion de génie civil 2020*

*Messaouda*





*Sommaire*

# Sommaire

Introduction générale .....	1
<b>CHAPITRE I: PRÉSENTATION GENERALE DE L'OUVRAGE</b>	
I.1.Introduction : .....	3
I.2.Présentation générale de l'ouvrage : .....	3
I.2.1.Présentation de l'ouvrage : .....	3
I.2.2.Présentation architecturale : .....	3
I.2.3.Les données du site : .....	4
I.2.4.Présentation technique : .....	4
I.3.Règlements et normes utilisés : .....	5
I.4.Caractéristiques des matériaux utilisés : .....	5
I.4.1.Béton : .....	6
I.4.2.Acier : .....	9
I.4.3.Contraintes limites de calcul : .....	10
I.5.Définition des états limites : .....	11
I.5.1.Etat limite ultime ELU : .....	11
I.5.2.Etat limite de service ELS : .....	12
I.6.Combinaisons fondamentales : .....	13
<b>CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES</b>	
II.1.Prédimensionnement des éléments structuraux .....	15
II.1.1.Introduction : .....	15
II.1.2. Prédimensionnement des planchers : .....	15
II.1.3.Pré dimensionnement des poutres : .....	18
II.1.4. Prédimensionnement des balcons : .....	21
II.1.5.Pré dimensionnement des voiles : .....	22
II.1.6.Pré dimensionnement d'escaliers : .....	24
II.1.7.Pré dimensionnement des poteaux : .....	27
II.2.Evaluation et decsente des charges : .....	29
II.2.1.Introduction : .....	29
II.2.2.Evaluation des charges : .....	30
II.3.Descente des charges : .....	35
II.3.1.Poteau d'angle (H-6) : .....	35
II.3.2.Poteau intermédiaire (D-1) : .....	40
II.3.3.Poteau central (E-5) : .....	47

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1.Introduction : .....	56
III.2.Acrotère : .....	56
III.2.1.Introduction : .....	56
III.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère : .....	56
III.2.2.1.Dimensionnement : .....	57
III.2.2.2.Principe de calcul : .....	57
III.2.3.Evaluation des charges : .....	57
III.2.4.Evaluation des sollicitations : .....	58
III.2.5.Vérification au flambement : .....	59
III.2.6.L'excentricité totale de calcul : .....	59
III.2.7.Sollicitations majorés de $\delta_f$ : .....	59
III.2.7.1.Etat limite ultime : .....	60
III.2.7.2.Etat limite de service : .....	60
III.2.8.Ferraillage : .....	60
III.2.8.1.Calcul à l'ELU : .....	60
III.2.8.2.Calcul à l'ELS : .....	62
III.2.8.3.Ferraillage minimal : .....	63
III.2.8.4.Calcul des armatures de répartition : .....	64
III.3.Balcon : .....	65
III.3.1.Introduction : .....	65
III.3.2.Sollicitation de calcul : .....	65
III.4. Les planchers : .....	76
III.4.1.Introduction : .....	76
III.4.2.Plancher dalle pleine : .....	76
III.4.3.Plancher corps creux : .....	84
III.4.3.1.Les poutrelles : .....	84
III.4.3.2.Méthode de calcul : .....	84
III.4.3.3.Détermination des charges agissant sur les poutrelles : .....	88
III.4.3.4.Calcul des sollicitations : .....	89
III.4.3.5.Calcul des sollicitations : .....	104
III.4.3.6.Calcul des sollicitations : .....	118
III.5.Escalier : .....	133
III.5.1.Introduction : .....	133
III.5.2.Terminologie : .....	133

III.5.3.Escalier à un volé : .....	133
III.5.4.Escalier à deux volés type 1 : .....	141
III.5.5.Escalier à deux volés type 2 : .....	154
III.5.6.Etude de la poutre palière : .....	163
III.5.6.1.Définition : .....	163
III.6.Conclusion .....	168
<b>CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE</b>	
IV.1.Introduction : .....	169
IV.2.L'objectif de l'étude dynamique : .....	169
IV.3.Domaine d'application : .....	170
IV.4.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques : .....	170
IV.4.1.Choix de la méthode de calcul : .....	173
IV.5.La modélisation de la structure : .....	174
IV.5.1.L'analyse : .....	176
IV.5.2.Analyse dynamique : .....	176
IV.5.3.Analyse modale : .....	177
IV.6.Détermination de centre des masses par étages : .....	182
IV.7.Détermination de centre de rigidité par étages : .....	183
IV.8.Justification de l'interaction portiques voiles : .....	184
IV.9.Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA : .....	186
IV.10.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : .....	189
IV.11.Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur : .....	192
IV.12.Vérification des déplacements latéraux inters étage : .....	194
IV.13.Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ : .....	195
IV.14.Justification de la stabilité au renversement : .....	197
IV.15.Vérification de L'effort normal réduit (RPAv2003, 7.1.3.3) : .....	198
IV.16.Conclusion : .....	198
<b>CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS</b>	
V.1.Introduction : .....	199
V.2.Ferraillage des poutres : .....	199
V.2.1.Combinaisons des charges : .....	199
V.2.2.Calcul de ferraillage : .....	200
V.2.2.1.Ferraillage des poutres Principales : .....	200
V.2.2.1.1.La vérification du ferraillage : .....	201

V.2.2.1.2.La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :	201
V.2.2.1.3.Calcul de la section des armatures transversales :	201
V.2.2.1.4.La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :	202
V.2.2.2Ferrailage des poutres Secondaire :	205
V.2.2.2.1.La vérification du ferrailage :	205
V.2.2.2.2.La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :	205
V.2.2.2.3.Calcul de la section des armatures transversales :	206
V.2.2.2.4.La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :	207
V.3.Ferrailage des poteaux :	209
V.3.1.Introduction :	209
V.3.2.Recommandation du RPA 99/version 2003 :	209
V.3.3.Calcul de Ferrailage :	211
V.3.4.Ferrailage des Poteaux :	211
V.3.4.1.Vérification de ferrailage des poteaux :	212
V.3.4.2.Vérification à l'E.L. U :	213
V.3.4.3.Calcul des armatures transversales :	213
V.3.4.4.Vérification de la contrainte à l'E.L.S :	215
V.4.Voiles pleins :	217
V.4.1.Calcul du ferrailage vertical :	218
V.4.2.Etude des sections :	219
V.4.3.Ferrailage des voiles :	221
V.4.3.1.Calcul de ferrailage vertical :	221
V.4.3.2.Vérification de la résistance au cisaillement :	226
V.4.3.3.Calcul de ferrailage horizontal :	228

## CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :	237
VI.2.Choix du type de fondations :	237
VI.3.Pré dimensionnement du radier :	240
VI.3.1.L'épaisseur du radier :	240
VI.3.2.Nervure :	241
VI.3.3.Vérification du poinçonnement :	243
VI.4.Caractéristiques géométriques du radier :	244
VI.4.1.Vérification de la stabilité du radier :	245
VI.4.1.1.Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :	245
VI.4.1.2.Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison <b>0.8G ± E</b> :	245

VI.4.1.3.Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ : .....	246
VI.5.Ferraillage du radier : .....	247
VI.5.1.Etude de débord du radier : .....	250
VI.6.Calcul des nervures : .....	251
VI.7.Calcul des éléments de soutènement : .....	257
VI.7.1.Introduction : .....	257
VI.7.2.Dimensionnement du voile : .....	258
VI.7.3.Calcul de la poussée de terre : .....	258
VI.7.4.Calcul de la poussée due aux surcharges : .....	258
VI.7.5.Ferraillage du voile périphérique : .....	260
Conclusion générale : .....	263



*Liste  
des figures*

# Liste des figures

## CHAPITRE I

<b>Figure I.1</b> Diagramme parabole-rectangle.....	8
<b>Figure I.2</b> Diagramme linéaire.....	9
<b>Figure I.3</b> Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	10
<b>Figure I.4</b> Règle des trois pivots.....	12
<b>Figure I.5</b> Règle des deux pivots.....	13

## CHAPITRE II

<b>Figure II.1</b> Schéma descriptif d'une dalle à corps creux.....	16
<b>Figure II.2</b> Dimensionnement de la poutrelle.....	17
<b>Figure II.3</b> Dimensionnement d'une poutre.....	18
<b>Figure II.4</b> Dimension de la poutre palier.....	21
<b>Figure II.5</b> Coupe transversal d'un balcon.....	22
<b>Figure II.6</b> Coupe de voile en élévation.....	23
<b>Figure II.7</b> Coupe de voile en plan.....	23
<b>Figure II.8</b> Dimensions de l'escalier.....	24
<b>Figure II.9</b> Escalier à un volé.....	25
<b>Figure II.10</b> Escalier à deux volés type 1.....	26
<b>Figure II.11</b> Escalier à deux volés type 2.....	27
<b>Figure II.12</b> Coupe plancher terrasse en corps creux.....	30
<b>Figure II.13</b> Coupe transversale plancher étage courant.....	31
<b>Figure II.14</b> Coupe d'un plancher en dalle plein.....	32
<b>Figure II.15</b> Les sections entourées par le poteau d'angle.....	35
<b>Figure II.16</b> Les sections entourées par le poteau intermédiaire.....	40
<b>Figure II.17</b> Les sections entourées par le poteau intermédiaire à l'entre sol 2.....	42

<b>Figure II.18</b> Les sections entourées par le poteau central.....	47
<b>Figure II.19</b> Calcul de l'élanement $\lambda$ .....	54
<b>Figure II.20</b> Dimensions du poteau.....	55

## CHAPITRE III

<b>Figure III.1</b> Schéma descriptif.....	57
<b>Figure III.2</b> Coupe transversale de l'acrotère.....	57
<b>Figure III.3</b> Schéma statique de l'acrotère.....	57
<b>Figure III.4</b> Coupes transversales de l'acrotère.....	61
<b>Figure III.5</b> Coupe A-A.....	64
<b>Figure III.6</b> Coupe B-B.....	64
<b>Figure III.7</b> Balcon encastré à 3 cotés.....	65
<b>Figure III.8</b> Ferrailage du balcon encastré à trois cotés.....	70
<b>Figure III.9</b> Balcon encastré à un seul coté.....	70
<b>Figure III.10</b> Ferrailage de balcon encastré sur un seul coté .....	76
<b>Figure III.11</b> Dalle pleine.....	77
<b>Figure III.12</b> Distribution des moments sur les panneaux.....	79
<b>Figure III.13</b> Ferrailage de la dalle pleine.....	83
<b>Figure III.14</b> La Section de la poutrelle.....	87
<b>Figure III.15</b> Les différents types des poutrelles.....	87
<b>Figure III.16</b> Les différents types des poutrelles.....	89
<b>Figure III.17</b> Diagramme du moment à L'ELU étage courant.....	91
<b>Figure III.18</b> Diagramme du moment à L'ELS étage courant.....	91
<b>Figure III.19</b> Diagramme du moment à L'ELU terrasse.....	92
<b>Figure III.20</b> Diagramme du moment à L'ELS terrasse.....	92
<b>Figure III.21</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (étage courant).....	94
<b>Figure III.22</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (terrasse).....	94
<b>Figure III.23</b> Coupe de section rectangulaire et T étage courant.....	95

<b>Figure III.24</b> Coupe de section rectangulaire et T terrasse.....	100
<b>Figure III.25</b> Les diffèrent type des poutrelles.....	104
<b>Figure III.26</b> Diagramme du moment à L'ELU étage courant.....	106
<b>Figure III.27</b> Diagramme du moment à L'ELS étage courant.....	106
<b>Figure III.28</b> Diagramme du moment à L'ELU terrasse.....	107
<b>Figure III.29</b> Diagramme du moment à L'ELS terrasse.....	107
<b>Figure III.30</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (étage courant).....	108
<b>Figure III.31</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (terrasse).....	108
<b>Figure III.32</b> Coupe de section rectangulaire et T étage courant.....	110
<b>Figure III.33</b> Coupe de section rectangulaire et T terrasse.....	114
<b>Figure III.34</b> Poutrelle type 03.....	119
<b>Figure III.35</b> Diagramme du moment à L'ELU étage courant.....	120
<b>Figure III.36</b> Diagramme du moment à L'ELS étage courant.....	120
<b>Figure III.37</b> Diagramme du moment à L'ELU terrasse.....	120
<b>Figure III.38</b> Diagramme du moment à L'ELS terrasse.....	121
<b>Figure III.39</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (étage courant).....	121
<b>Figure III.40</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (terrasse).....	122
<b>Figure III.41</b> Coupe de section rectangulaire et T étage courant.....	123
<b>Figure III.42</b> Coupe de section rectangulaire et T terrasse.....	127
<b>Figure III.43</b> Ferrailage des types des poutrelles.....	131
<b>Figure III.44</b> Ferrailage de la dalle de compression.....	132
<b>Figure III.45</b> Escalier à un volé.....	133
<b>Figure III.46</b> Schéma statique de l'escalier.....	133
<b>Figure III.47</b> La charge équivalente.....	134
<b>Figure III.48</b> Ferrailage de l'escalier à un volé.....	141
<b>Figure III.49</b> Escalier à deux volés type 1.....	141
<b>Figure III.50</b> Schéma statique de l'escalier.....	142
<b>Figure III.51</b> La charge équivalente.....	142

<b>Figure III.52</b> La charge équivalente «Caquot» .....	142
<b>Figure III.53</b> La poutre noyée.....	151
<b>Figure III.54</b> Schéma de ferrailage d'escalier type 1 .....	154
<b>Figure III.55</b> Escalier à deux volés type 2.....	154
<b>Figure III.56</b> Schéma statique de l'escalier.....	155
<b>Figure III.57</b> La charge équivalente.....	155
<b>Figure III.58</b> La charge équivalente «Caquot» .....	155
<b>Figure III.59</b> Schéma de ferrailage de l'escalier type 2 .....	163
<b>Figure III.60</b> La poutre palière .....	163
<b>Figure III.61</b> Section creuse.....	166
<b>Figure III.62</b> Ferrailage de la poutre palière.....	168

## CHAPITRE IV

<b>Figure IV.1</b> La vue en 3D de la structure.....	176
<b>Figure IV.2</b> Disposition des voiles.....	179
<b>Figure IV.3</b> Mode 1 $T=0.6584\text{sec}$ .....	180
<b>Figure IV.4</b> Mode 2 $T=0.6337\text{sec}$ .....	181
<b>Figure IV.5</b> Mode 3 $T=0.4805\text{sec}$ .....	181
<b>Figure IV.6</b> Diagramme de spectre de réponse.....	185
<b>Figure IV.7</b> Distribution des forces sismiques selon la hauteur.....	192
<b>Figure IV.8</b> Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	193
<b>Figure IV.9</b> Déplacements horizontaux selon les deux directions.....	195

## CHAPITRE V

<b>Figure V.1</b> Ferrailage des poutres principales 30×40.....	204
<b>Figure V.2</b> Ferrailage longitudinale des poutres principales 30×40.....	204

<b>Figure V.3</b> Ferrailage des poutres secondaires 30×35.....	208
<b>Figure V.4</b> Ferrailage longitudinale des poutres secondaires 30×35.....	209
<b>Figure V.5</b> Ferrailage des poteaux.....	216
<b>Figure V.6</b> Ferrailage longitudinale des poteaux 60×60.....	216
<b>Figure V.7</b> Section transversale de voile.....	217
<b>Figure V.8</b> S P C.....	220
<b>Figure V.9</b> S E C.....	220
<b>Figure V.10</b> S E T.....	221
<b>Figure V.11</b> Vue en plan des voiles existants.....	222
<b>Figure V.12</b> Ferrailage du voile $V_{X1}, V_{X4}$ .....	230
<b>Figure V.13</b> Ferrailage du voile $V_{X2}, V_{X3}$ .....	230
<b>Figure V.14</b> Ferrailage du voile $V_{X5}, V_{X8}$ .....	230
<b>Figure V.15</b> Ferrailage du voile $V_{X6}, V_{X7}$ .....	231
<b>Figure V.16</b> Ferrailage du voile $V_{X9}$ .....	231
<b>Figure V.17</b> Ferrailage du voile $V_{X10}$ .....	231
<b>Figure V.18</b> Ferrailage du voile $V_{X11}$ .....	232
<b>Figure V.19</b> Ferrailage du voile $V_{X12}$ .....	232
<b>Figure V.20</b> Ferrailage du voile $V_{X13}$ .....	232
<b>Figure V.21</b> Ferrailage du voile $V_{X14}$ .....	233
<b>Figure V.22</b> Ferrailage du voile $V_{Y1}, V_{Y2}, V_{Y3}, V_{Y4}$ .....	233
<b>Figure V.23</b> Ferrailage du voile $V_{Y5}$ .....	233
<b>Figure V.24</b> Ferrailage du voile $V_{Y6}$ .....	234
<b>Figure V.25</b> Ferrailage du voile $V_{Y7}$ .....	234
<b>Figure V.26</b> Ferrailage du voile $V_{Y8}$ .....	234
<b>Figure V.27</b> Ferrailage du voile $V_{Y9}$ .....	235
<b>Figure V.28</b> Ferrailage du voile $V_{Y10}$ .....	235
<b>Figure V.29</b> Ferrailage du voile $V_{Y11}$ .....	235

<b>Figure V.30</b> Ferrailage du voile $V_{Y12}$ .....	236
<b>Figure V.31</b> Ferrailage du voile $V_{Y13}$ .....	236

## CHAPITRE VI

<b>Figure VI.1</b> Semelle isolée.....	237
<b>Figure VI.2</b> Semelle filante.....	238
<b>Figure VI.3</b> Schéma d'un radier.....	240
<b>Figure VI.4</b> Schéma du débord.....	250
<b>Figure VI.5</b> Schéma de ferrailage du débord de radier.....	251
<b>Figure VI.6</b> Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016.....	252
<b>Figure VI.7</b> Ferrailage des nervures :en travée.....	256
<b>Figure VI.8</b> Ferrailage des nervures : sur appui.....	256
<b>Figure VI.9</b> Ferrailage du radier général $e_p=100$ cm.....	257
<b>Figure VI.10</b> Position des voiles périphériques.....	257
<b>Figure VI.11</b> Poussée de terre.....	258
<b>Figure VI.12</b> Ferrailage de voile périphérique.....	262



*Liste  
des tableaux*

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I

<b>Tableau I.1</b> Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	9
---	---

## CHAPITRE II

<b>Tableau II.1</b> Charge permanente + charge d'exploitation due au plancher terrasse .....	30
<b>Tableau II.2</b> Charge permanente + charge d'exploitation due au plancher étage courant.....	31
<b>Tableau II.3</b> Charges permanentes+charge d'exploitation due aux entres sol.....	31
<b>Tableau II.4</b> Charge permanente + exploitation due au balcon terrasse.....	32
<b>Tableau II.5</b> Charge permanente + exploitation due au balcon étage.....	33
<b>Tableau II.6</b> Charge permanente due aux murs extérieurs.....	33
<b>Tableau II.7</b> Charge permanente due à cloisons intérieures.....	33
<b>Tableau II.8</b> Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.....	34
<b>Tableau II.9</b> Charge permanente + charge exploitation due au palier.....	34
<b>Tableau II.10</b> Charge permanente +charge d'exploitation due au paillasse.....	34
<b>Tableau II.11</b> Descente des charges pour poteau d'angle.....	39
<b>Tableau II.12</b> Descente des charges pour poteau d'intermédiaire.....	47
<b>Tableau II.13</b> Descente des charges pour poteau central.....	53
<b>Tableau II.14</b> Calcul des sections des poteaux.....	55

## CHAPITRE III

<b>Tableau III.1</b> Evaluation des sollicitations.....	58
<b>Tableau III.2</b> Résultats des efforts à ELU .....	66
<b>Tableau III.3</b> Résultats des efforts à ELS.....	66

<b>Tableau III.4</b> Ferrailage dans le sens xx.....	67
<b>Tableau III.5</b> Ferrailage dans le sens yy.....	67
<b>Tableau III.6</b> Vérification des contraintes.....	69
<b>Tableau III.7</b> Résultats des efforts à ELU.....	71
<b>Tableau III.8</b> Résultats des efforts à ELS.....	72
<b>Tableau III.9</b> Ferrailage dans le sens xx.....	73
<b>Tableau III.10</b> Ferrailage dans le sens yy.....	73
<b>Tableau III.11</b> Vérification des contraintes.....	75
<b>Tableau III.12</b> Calcul les armatures .....	75
<b>Tableau III.13</b> Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	79
<b>Tableau III.14</b> Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	79
<b>Tableau III.15</b> Calcul de ferrailage.....	80
<b>Tableau III.16</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	82
<b>Tableau III.17</b> Combinaison des charges.....	89
<b>Tableau III.18</b> Résultats des sollicitations en travée (étage courant).....	89
<b>Tableau III.19</b> Résultats des sollicitations sur appuis (étage courant).....	90
<b>Tableau III.20</b> Résultats des sollicitations en travée (terrasse).....	90
<b>Tableau III.2</b> Résultats des sollicitations sur appuis (terrasse).....	91
<b>Tableau III.22</b> Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant).....	93
<b>Tableau III.23</b> Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse).....	93
<b>Tableau III.24</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage courant).....	96
<b>Tableau III.25</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (terrasse).....	100
<b>Tableau III.26</b> Combinaison des charges.....	104
<b>Tableau III.27</b> Résultats des sollicitations en travée (étage courant).....	105
<b>Tableau III.28</b> Résultats des sollicitations sur appuis (étage courant).....	105

<b>Tableau III.29</b> Résultats des sollicitations en travée (terrasse).....	105
<b>Tableau III.30</b> Résultats des sollicitations sur appuis (terrasse).....	106
<b>Tableau III.31</b> Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant).....	107
<b>Tableau III.32</b> Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse).....	108
<b>Tableau III.33</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage courant).....	110
<b>Tableau III.34</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (terrasse).....	115
<b>Tableau III.35</b> Combinaison des charges.....	118
<b>Tableau III.36</b> Résultats des sollicitations en travée (étage courant).....	119
<b>Tableau III.37</b> Résultats des sollicitations sur appuis (étage courant).....	119
<b>Tableau III.38</b> Résultats des sollicitations en travée (terrasse).....	119
<b>Tableau III.39</b> Résultats des sollicitations sur appuis (terrasse).....	120
<b>Tableau III.40</b> Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant).....	121
<b>Tableau III.41</b> Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse).....	121
<b>Tableau III.42</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage courant).....	123
<b>Tableau III.43</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (terrasse).....	127
<b>Tableau III.44</b> Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	135
<b>Tableau III.45</b> Calcul de ferrailage.....	135
<b>Tableau III.46</b> Calcul de ferrailage.....	143
<b>Tableau III.47</b> Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	144
<b>Tableau III.48</b> Résultats de calcul de ferrailage de escalier.....	144
<b>Tableau III.49</b> Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	147
<b>Tableau III.49</b> Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....	147
<b>Tableau III.50</b> Ferrailage de la poutre noyée .....	152
<b>Tableau III.51</b> Vérification de ferrailage de la poutre noyée.....	153

<b>Tableau III.52</b> Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	156
<b>Tableau III.53</b> Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	157
<b>Tableau III.54</b> Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....	160
<b>Tableau III.55</b> Résultats du calcul du ferrailage de poutre palière.....	164

## CHAPITRE IV

<b>Tableau IV.1</b> Période fondamentale de la structure.....	178
<b>Tableau IV.2</b> Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante1.....	180
<b>Tableau IV.3</b> Centre de masse et de rigidité de chaque étage.....	184
<b>Tableau IV.4</b> Pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	185
<b>Tableau IV.5</b> Période fondamentale statique de la structure.....	186
<b>Tableau IV.6</b> La valeur de facteur de qualité.....	188
<b>Tableau IV.7</b> Valeur de $F_x$ et $F_y$ .....	189
<b>Tableau IV.8</b> Vérification des résultats.....	189
<b>Tableau IV.9</b> Distribution des forces suivant X.....	190
<b>Tableau IV.10</b> Distribution des forces suivant Y.....	191
<b>Tableau IV.11</b> Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	193
<b>Tableau IV.12</b> Vérification des déplacements.....	194
<b>Tableau IV.13</b> Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.....	196
<b>Tableau IV.14</b> Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	197
<b>Tableau IV.15</b> Vérification de la stabilité au renversement.....	198
<b>Tableau IV.16</b> Vérification de L'effort normal réduit.....	198

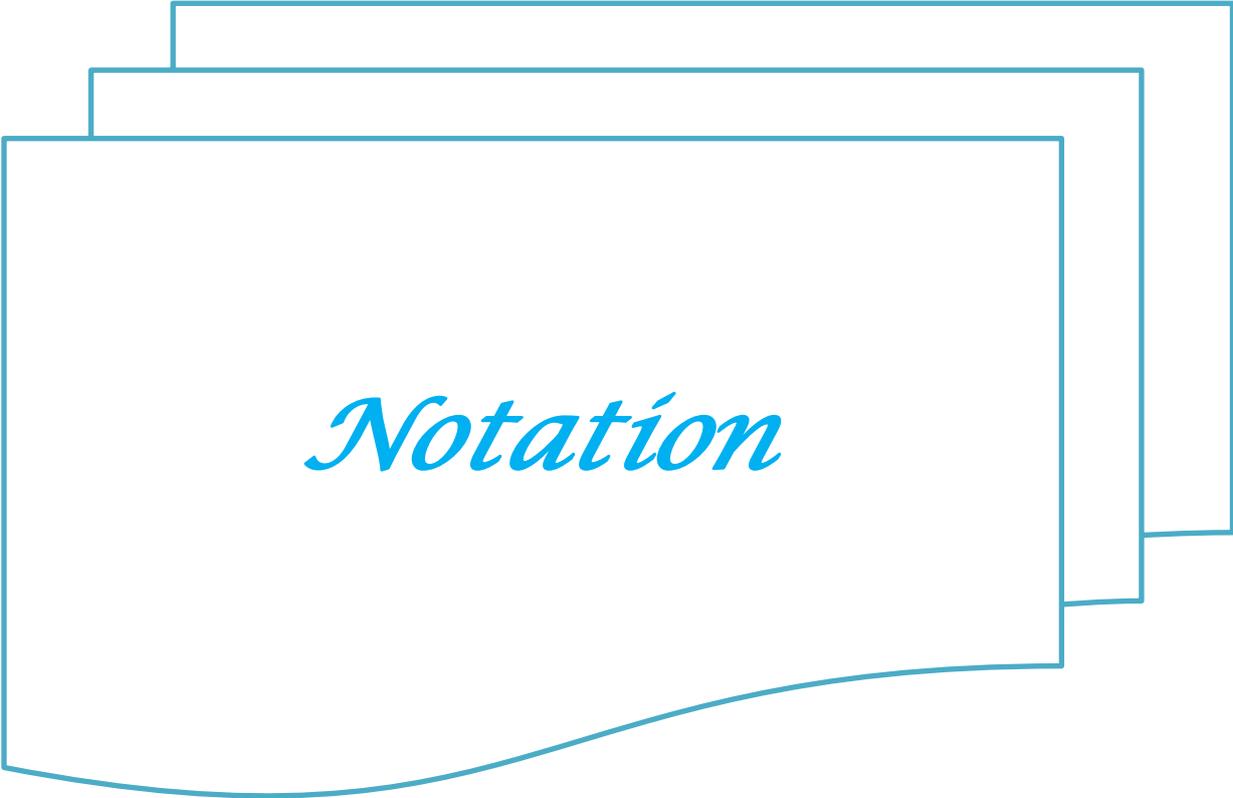
## CHAPITRE V

<b>Tableau V.1</b> Calcul du ferrailage des poutres principales étage courants.....	201
<b>Tableau V.2</b> Calcul du ferrailage des poutres secondaires d'étage courant.....	205
<b>Tableau V.3</b> Les sollicitations dans les différents poteaux.....	211
<b>Tableau V.4</b> Résultats de ferrailage des poteaux.....	212
<b>Tableau V.5</b> Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.....	212
<b>Tableau V.6</b> Vérification selon BAEL.....	213
<b>Tableau V.7</b> Vérification selon RPA.....	213
<b>Tableau V.8</b> Les armatures transversales des poteaux.....	214
<b>Tableau V.9</b> Longueur de recouvrement.....	215
<b>Tableau V.10</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	215
<b>Tableau V.11</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile suivant xx.....	223
<b>Tableau V.12</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile suivant xx.....	224
<b>Tableau V.13</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile suivant yy.....	225
<b>Tableau V.14</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile suivant yy.....	226
<b>Tableau V.15</b> Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	227
<b>Tableau V.16</b> Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	227
<b>Tableau V.17</b> Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	229
<b>Tableau V.18</b> Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	229

## CHAPITRE VI

<b>Tableau VI.1</b> Surfaces revenantes aux semelles isolées.....	238
<b>Tableau VI.2</b> Les surfaces des semelles filantes.....	239
<b>Tableau VI.3</b> Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0.8G \pm E$ .....	245
<b>Tableau VI.4</b> Calcul des contraintes.....	246

<b>Tableau VI.5</b> Vérification de la compression sous $G+Q\pm E$ .....	246
<b>Tableau VI.6</b> Les sollicitations à l'ELU.....	247
<b>Tableau VI.7</b> Les sollicitations à l'ELS.....	247
<b>Tableau VI.8</b> Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	248
<b>Tableau VI.9</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	249
<b>Tableau VI.10</b> Ferrailage à l'ELS.....	249
<b>Tableau VI.11</b> Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.....	252
<b>Tableau VI.12</b> Vérification à l'ELS.....	253
<b>Tableau VI.13</b> Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	254
<b>Tableau VI.14</b> Les sollicitations à l'ELU.....	259
<b>Tableau VI.15</b> Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.....	260
<b>Tableau VI.16</b> Les sollicitations à l'ELS.....	261
<b>Tableau VI.17</b> Vérification à l'ELS.....	261



*Notation*

# Notations

**A, A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.  
**A<sub>t</sub>** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.  
**B** : Aire d'une section de béton.  
**D** : Diamètre, rigidité.  
**E** : Module d'élasticité longitudinal, séisme.  
**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal béton.  
**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (**E<sub>vj</sub>** : Pour a l'âge de j jours).  
**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.  
**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé.  
**E<sub>vj</sub>** : pour chargement applique à l'âge de j jours).  
**F** : force ou action générale.  
**G** : charge permanente.  
**Q** : surcharge d'exploitation.  
**I** : moment d'inertie.  
**L** : longueur ou portée.  
**M** : moment de flexion le plus souvent.  
**M<sub>u</sub>** : Moment a' l'état limite ultime.  
**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul a' l'état limite de service.  
**N** : effort normal.  
**Q** : action ou charge variable.  
**S** : section.  
**T, V** : effort tranchant.  
**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.  
**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours.  
**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.  
**d** : Hauteur utile.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.  
**h<sub>dc</sub>** : hauteur de la dalle de compression.  
**L<sub>x</sub>** : Longueur maximale entre axes.  
**A'** : section d'armature comprimées.  
**A** : section d'armature tendue.  
**e** : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.  
**S** : espacement des armatures en général.  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

## NOMENCLATURES GRECQUES :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.  
**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.  
**α** : Angle en général, coefficient.  
**ε<sub>bc</sub>** : Raccourcissement relatif du béton.  
**ε<sub>s</sub>** : Déformation de l'acier.  
**η** : Coefficient de fissuration relative a une armature.  
**θ** : Coefficient sans dimension.  
**λ** : Élanement.  
**ν** : Coefficient de poisson.  
**ρ** : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.  
**σ** : Contrainte normale général.  
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction dans l'acier.  
**τ<sub>u adm</sub>** : Contrainte tangentielle admissible.



*Résumé*

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation constituée de deux entres sol et d'un rez de chaussée plus neuf étages en béton armé, implantée à Alger. Alger est classé en zone sismique III selon RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

## Abstract

This project presents a detailed study of a residential tower consisting of two basements and a ground floor plus nine floors with a reinforced concrete, located in Algiers. Algiers is classified in Seismic zone III According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian parseismic rules 99/version2003.

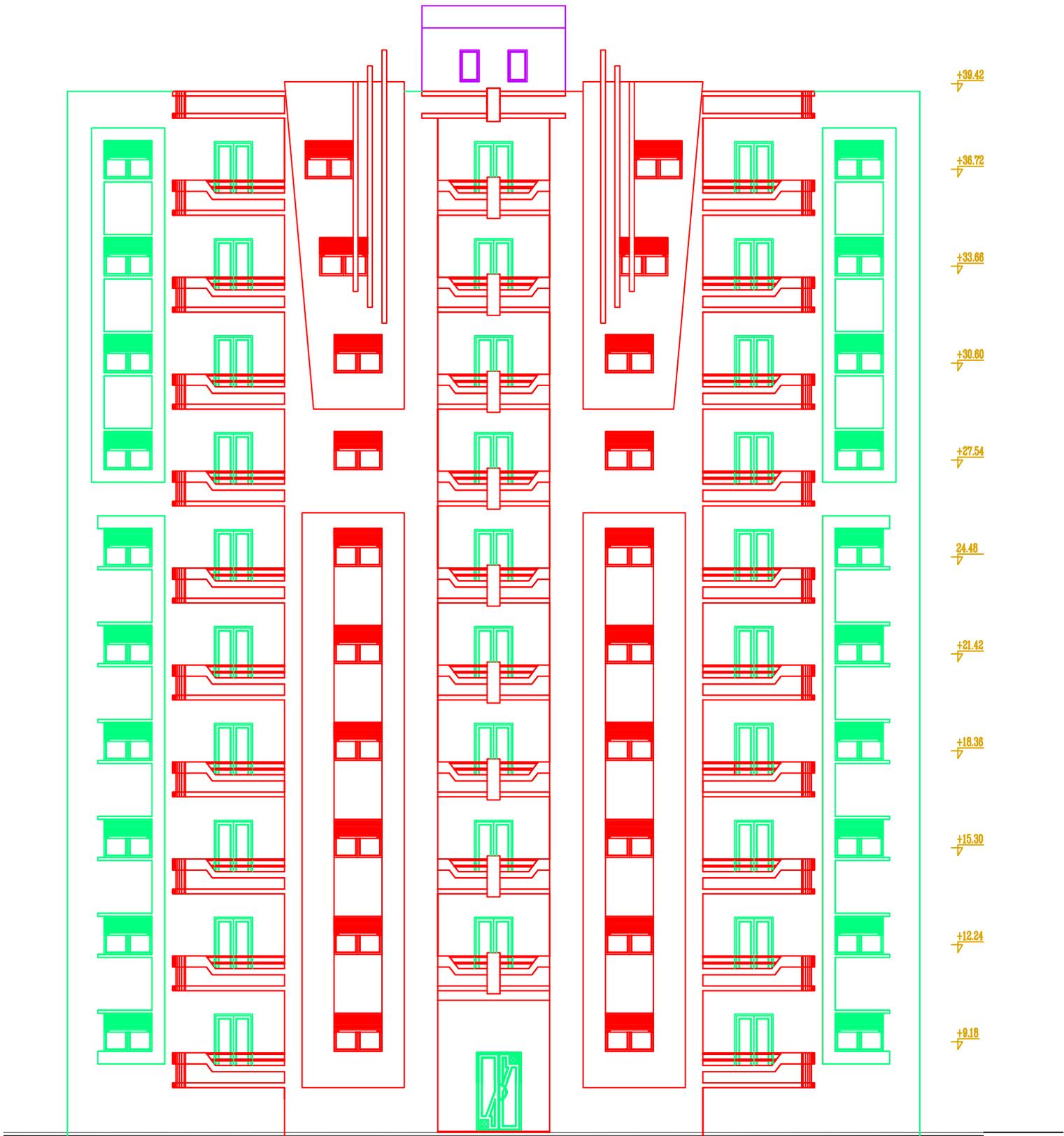
**Tags:** Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

## ملخص

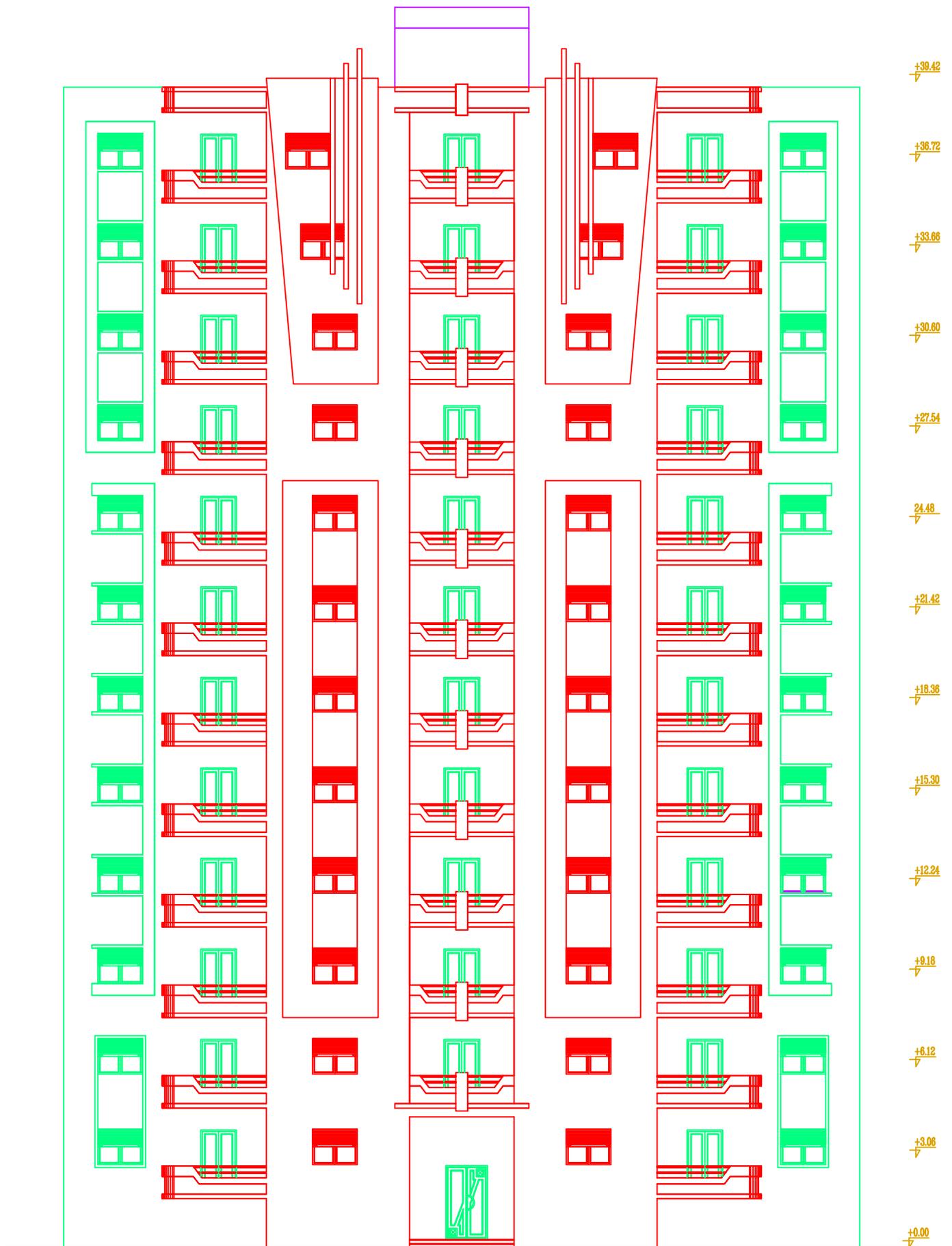
هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز برج سكني يتكون من طابقان سفليان وطابق أرضي زائد تسعة طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، يقع في الجزائر. الجزائر تصنف في المنطقة الزلزالية III بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA99/version2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

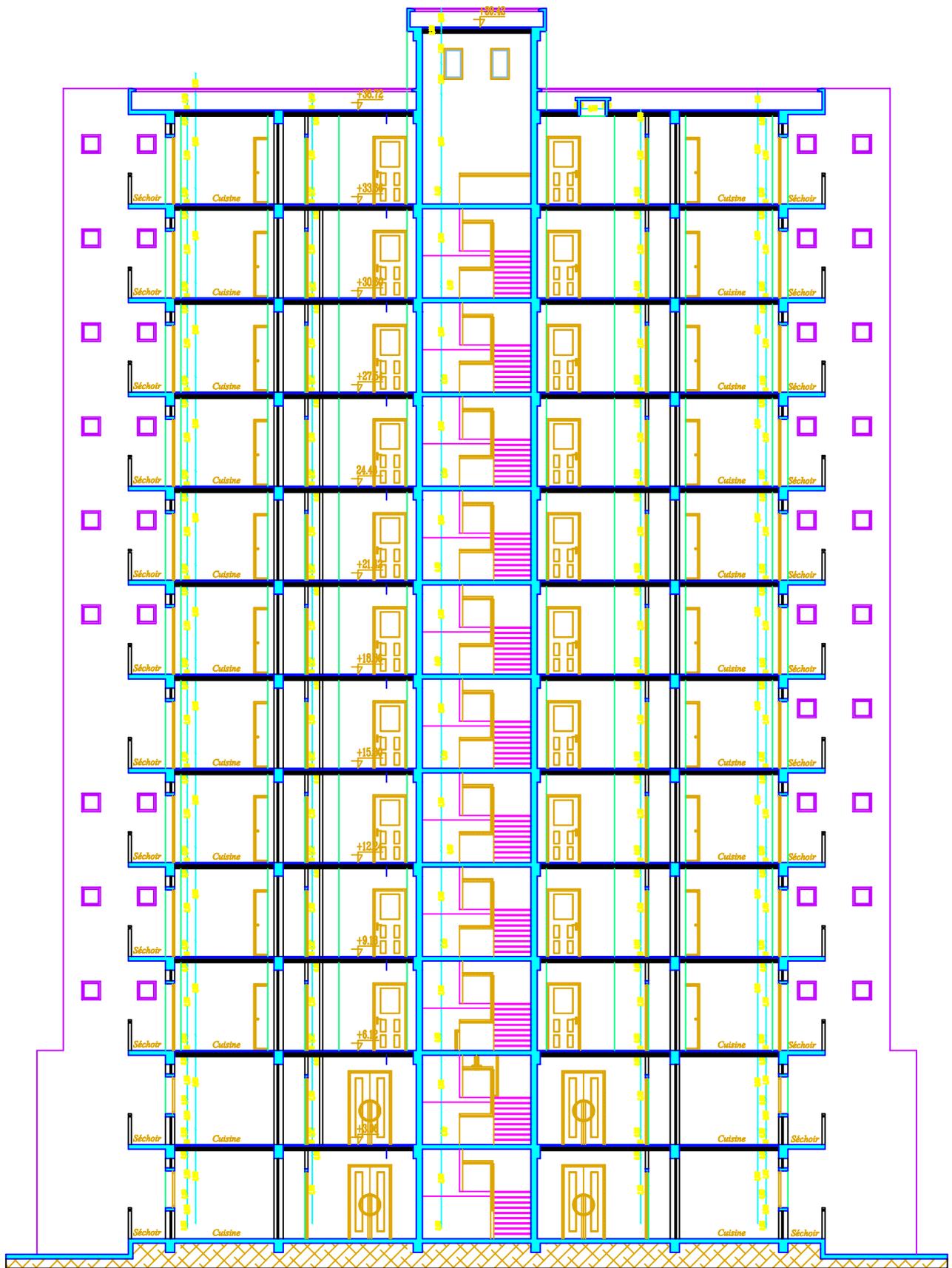
**الكلمات المفتاحية:** عمارة ، خرسانة مسلحة ، أساس ، عارضة ، فولاذ ، هيكل مزدوجة ، دراسة ميكانيكية.



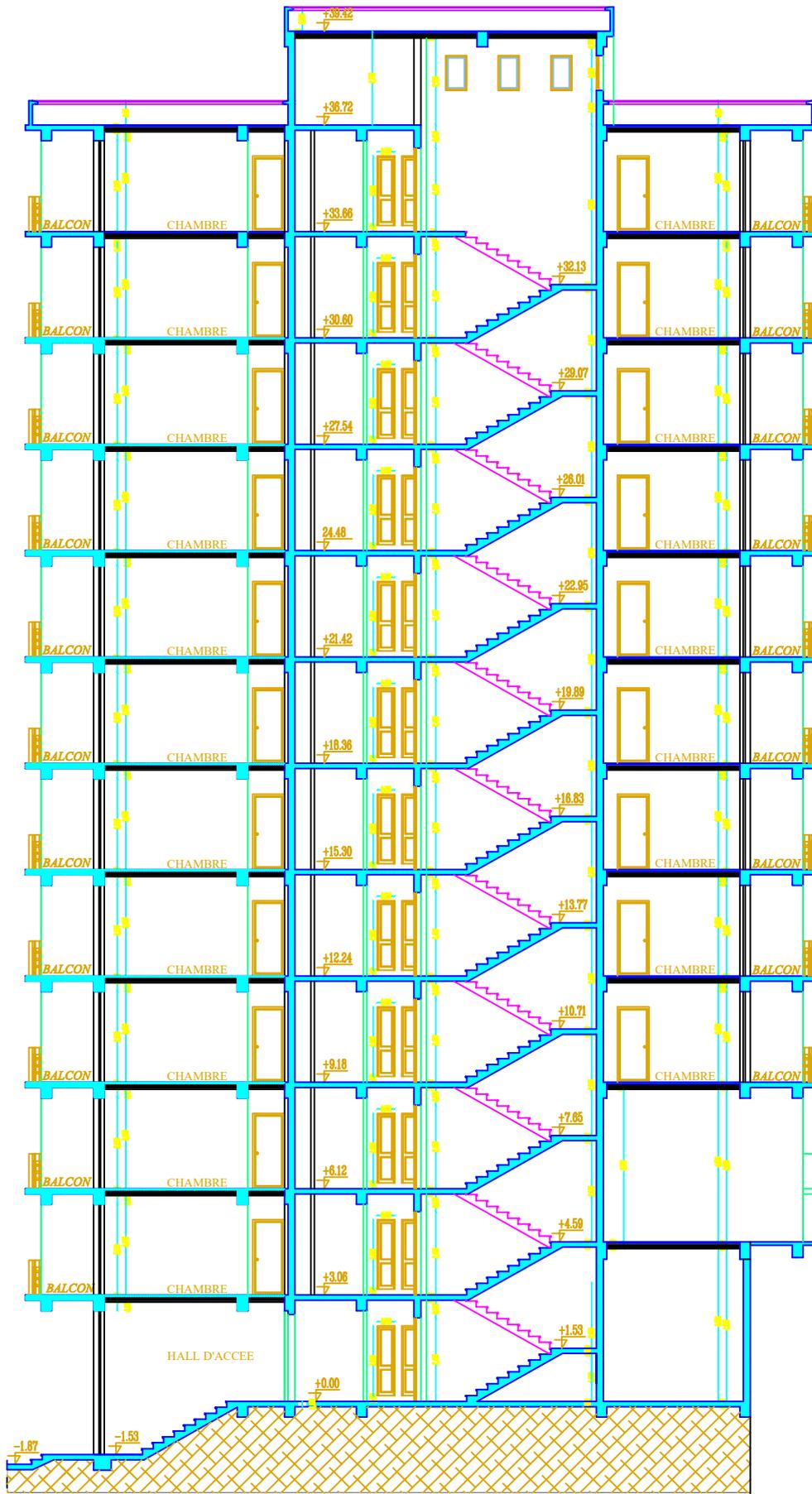
*FACADE POSTERIEURE*



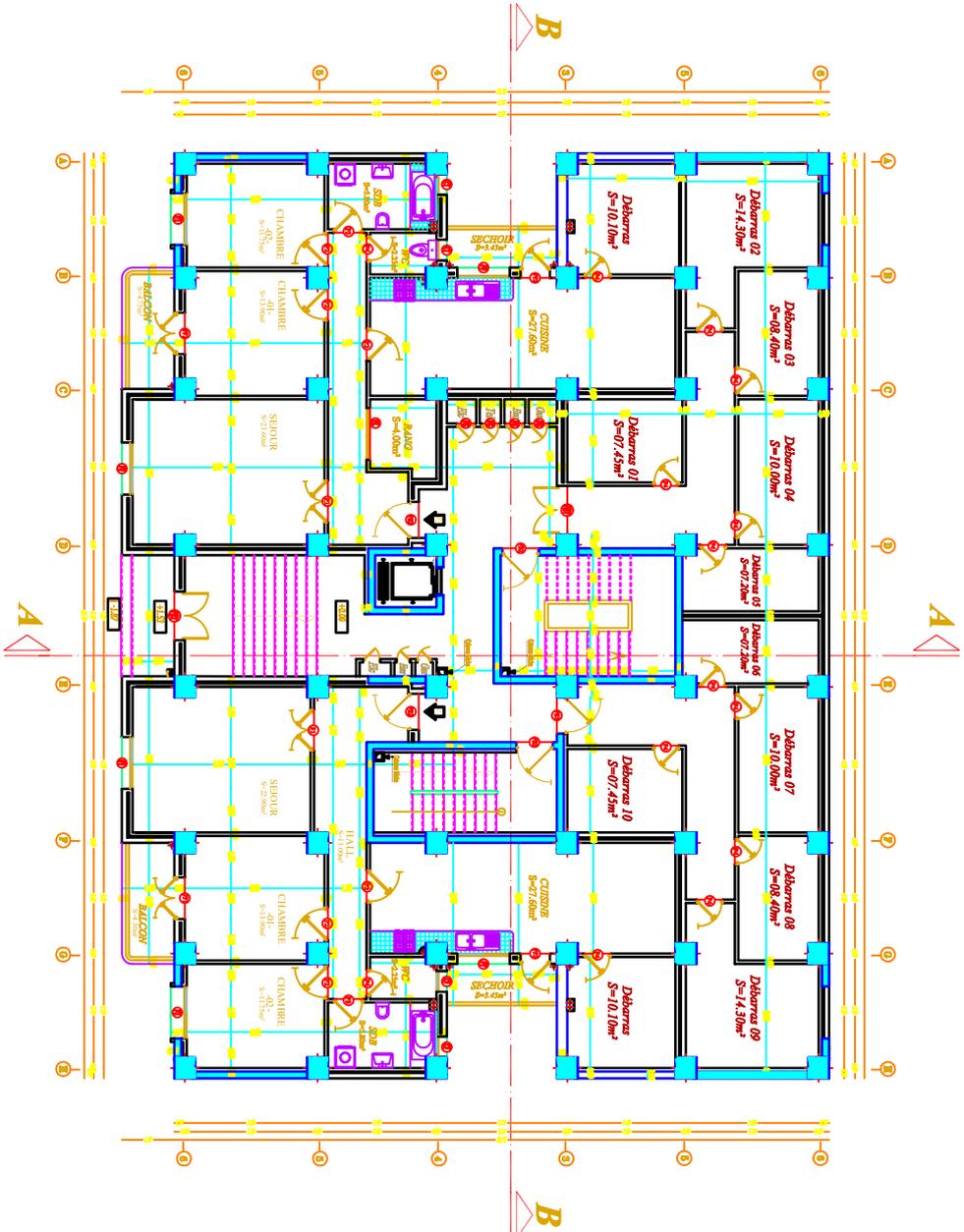
*FACADE PRINCIPALE*



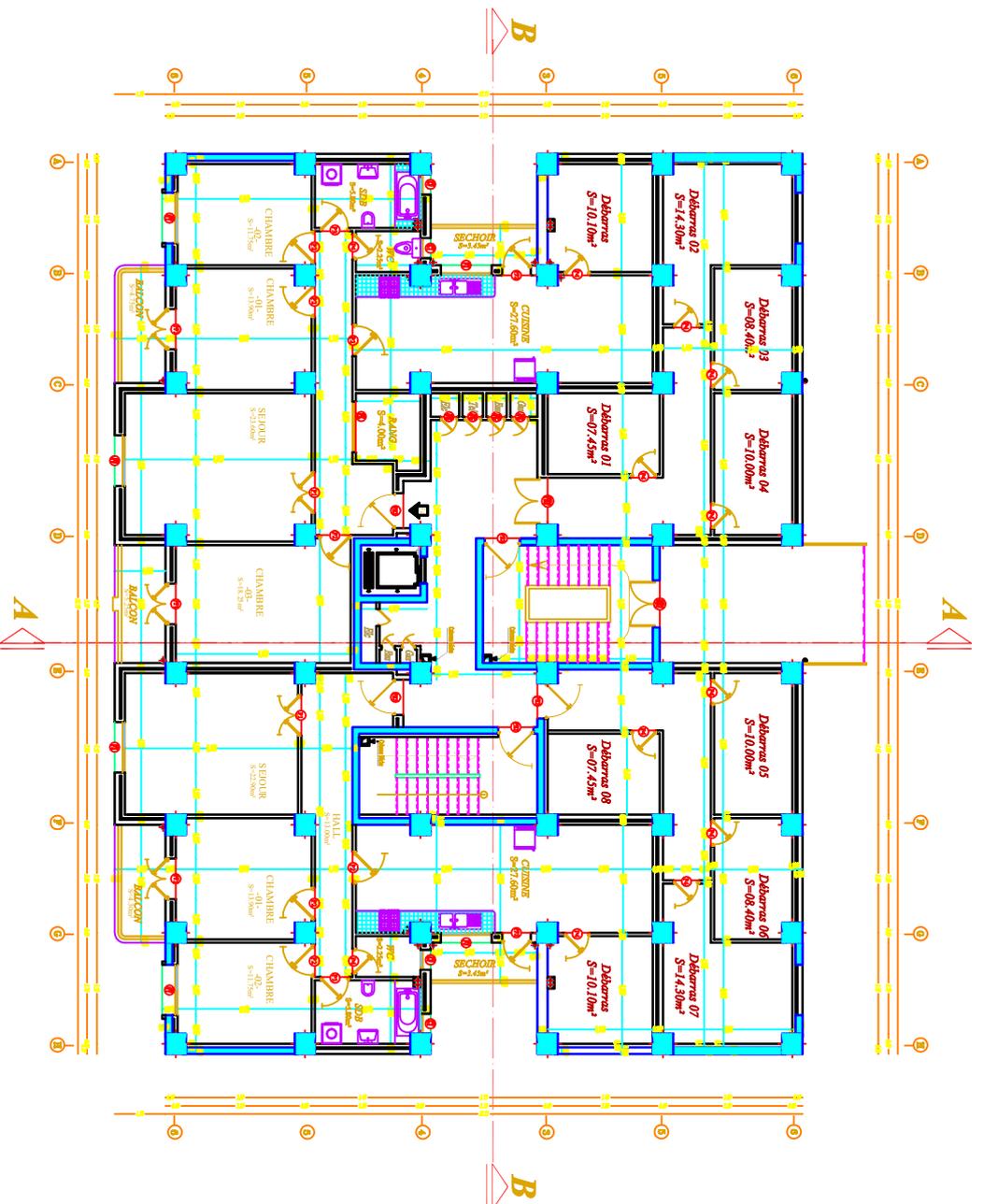
*COUPE B-B*



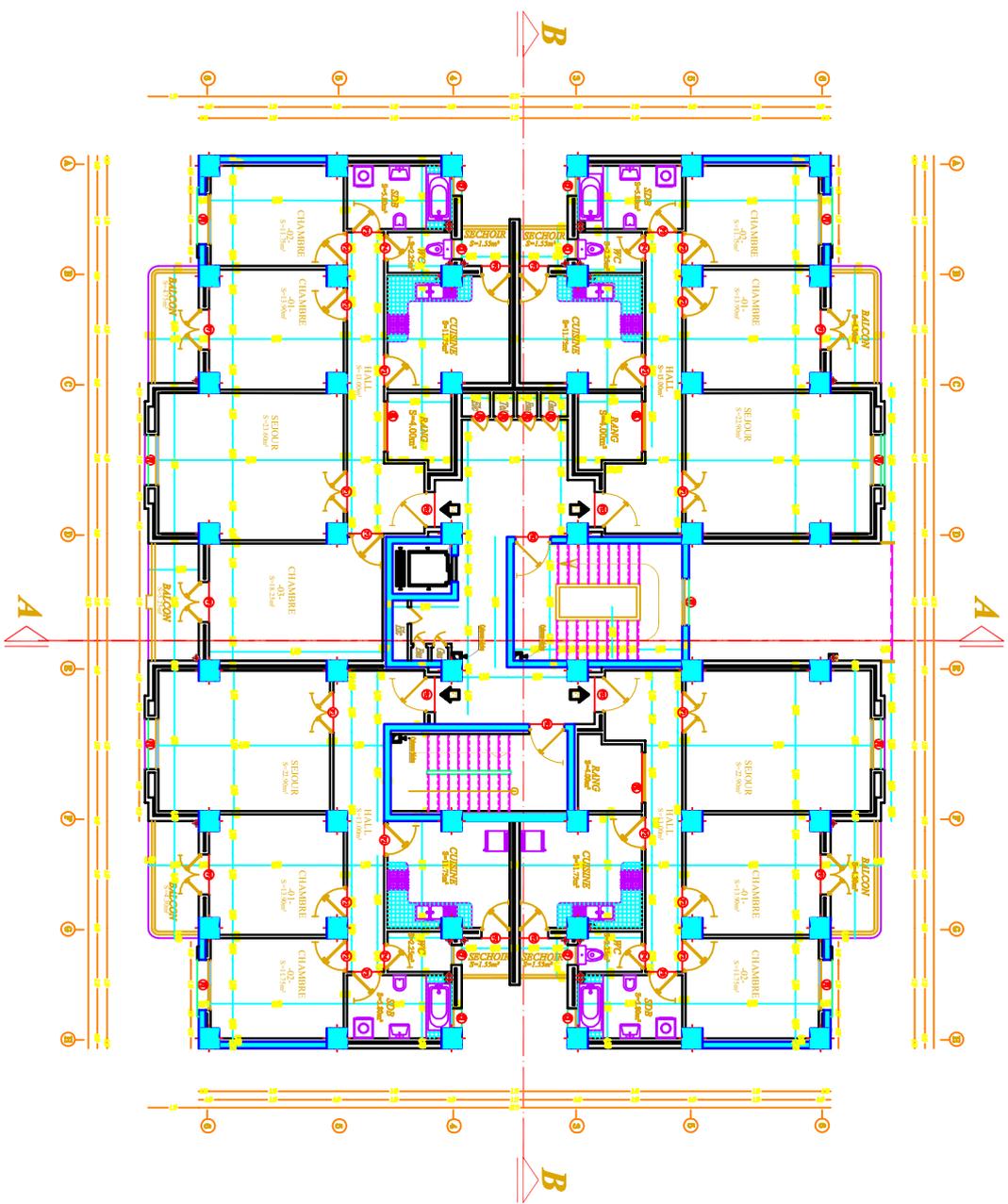
*COUPE A-A*



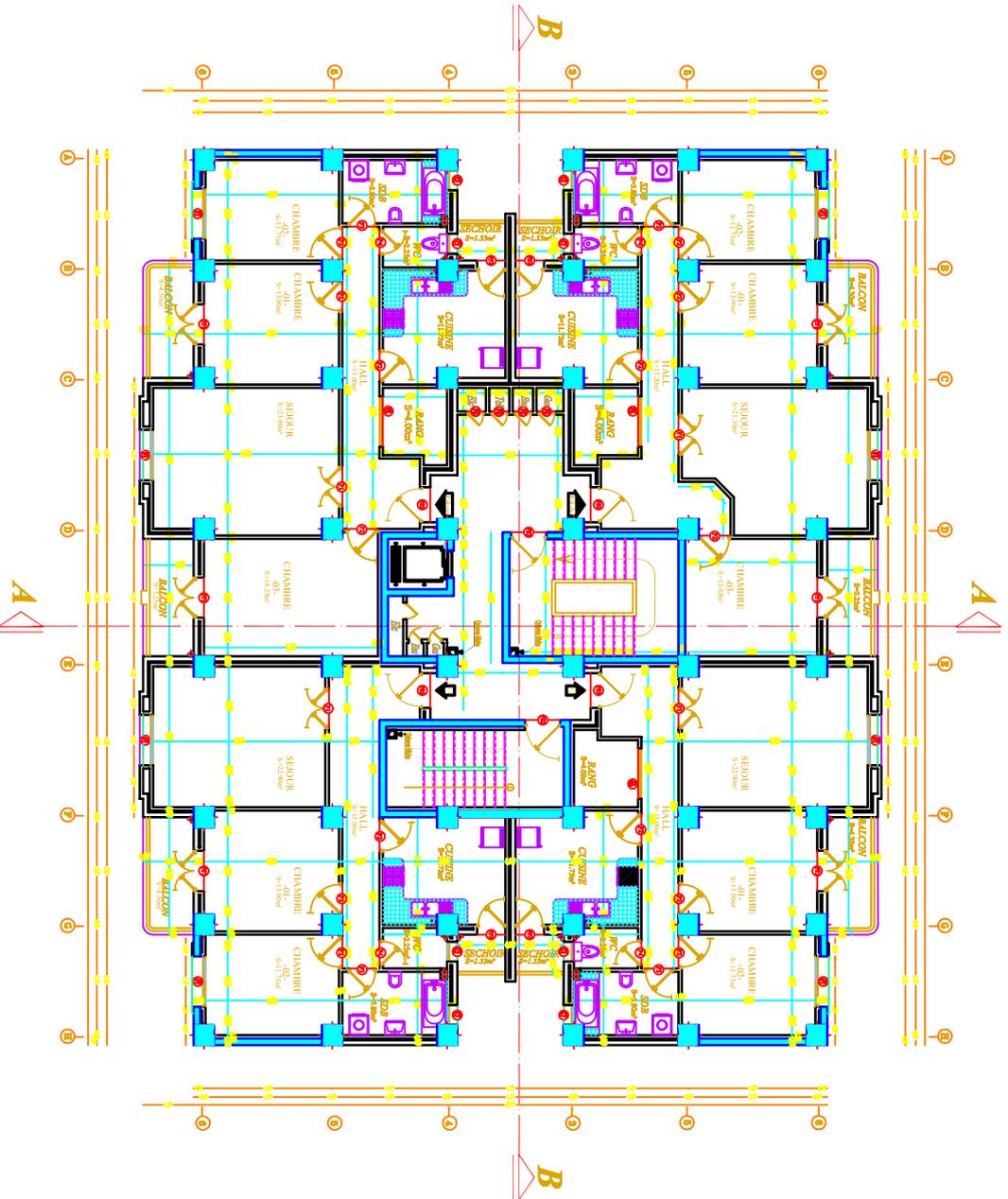
PLAN ENTREE SOL n°1



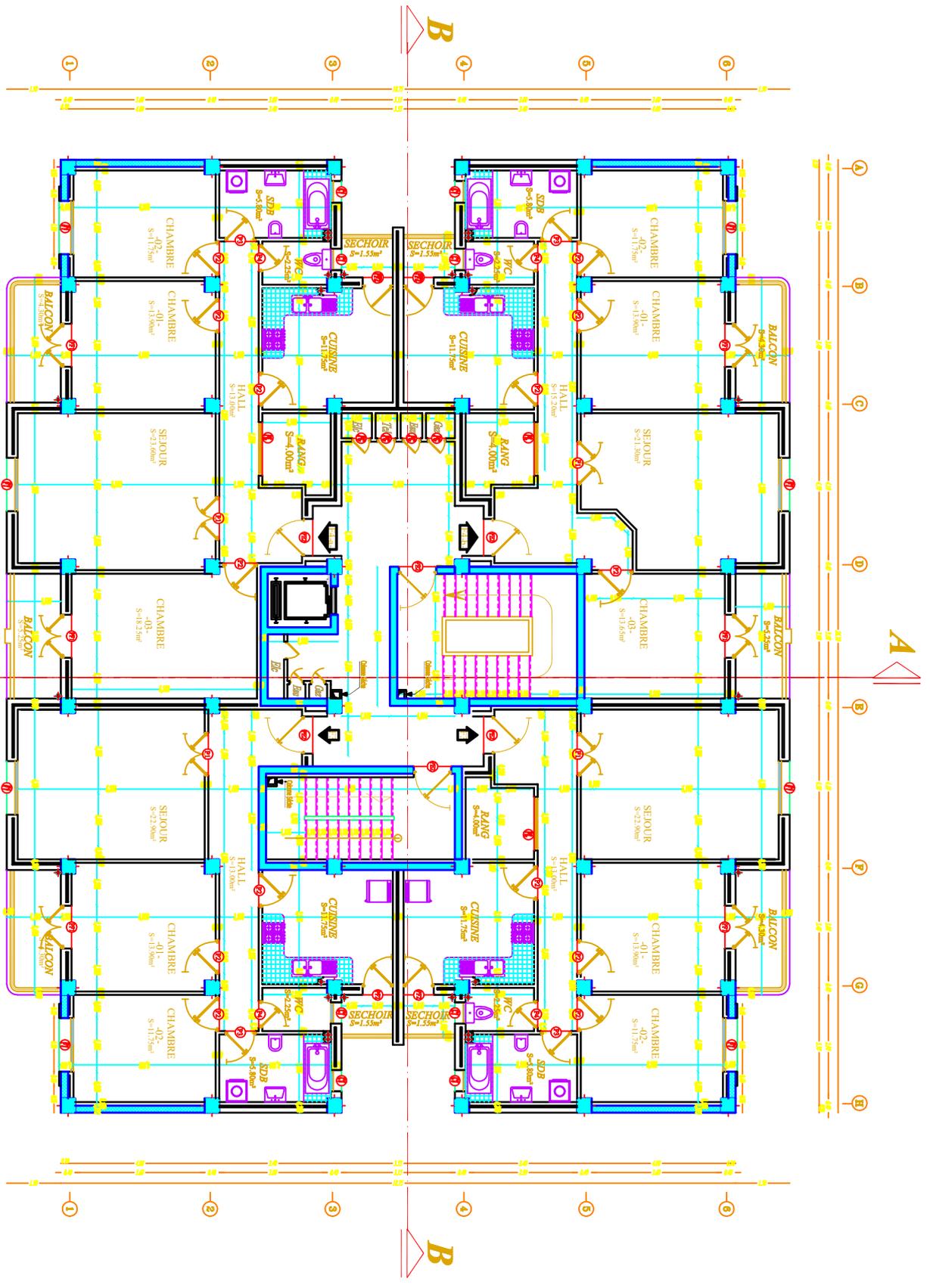
PLAN ENTREE SOL n°2



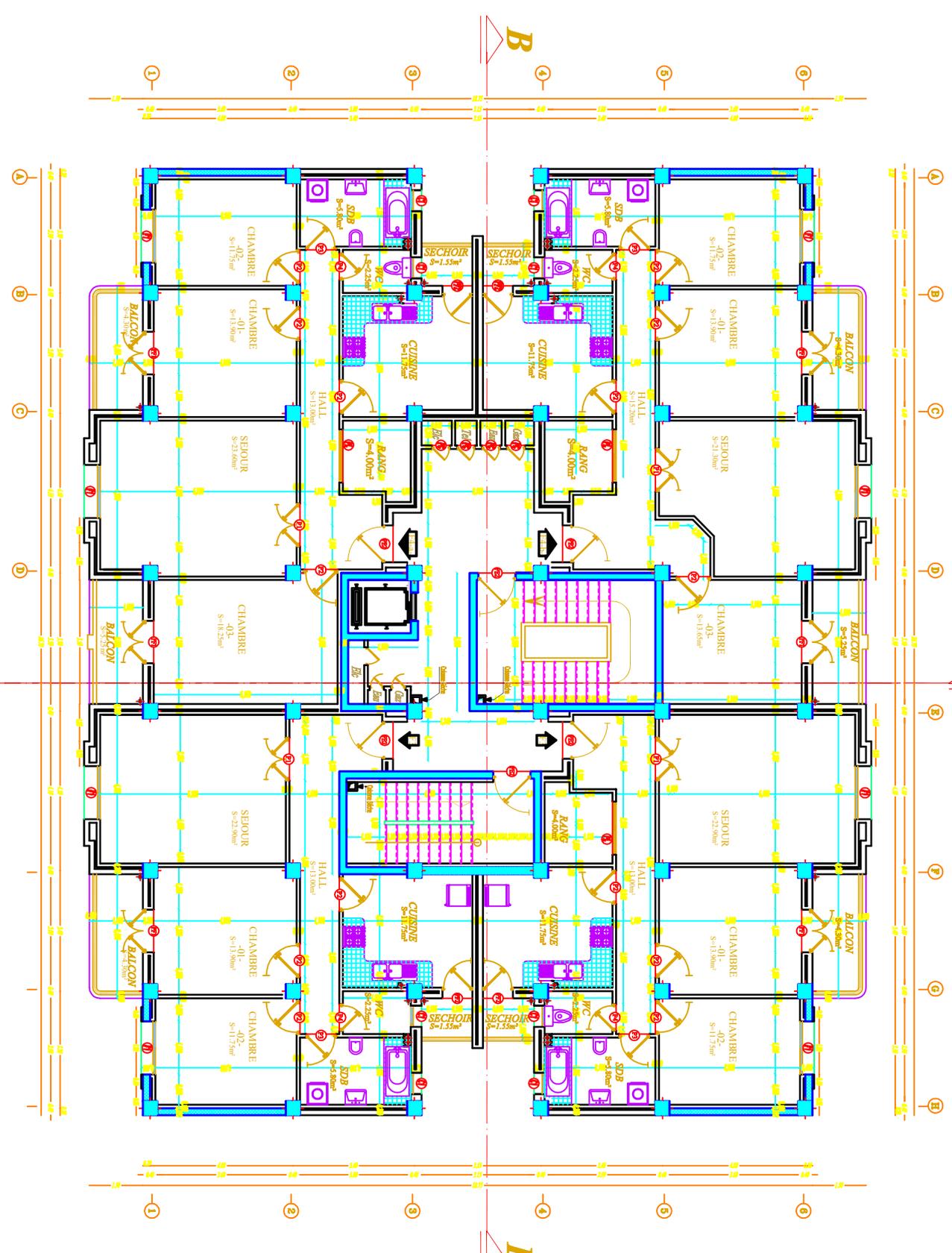
PLAN NIV : RDC



PLAN 1er étage



PLAN 6ème ETAGE



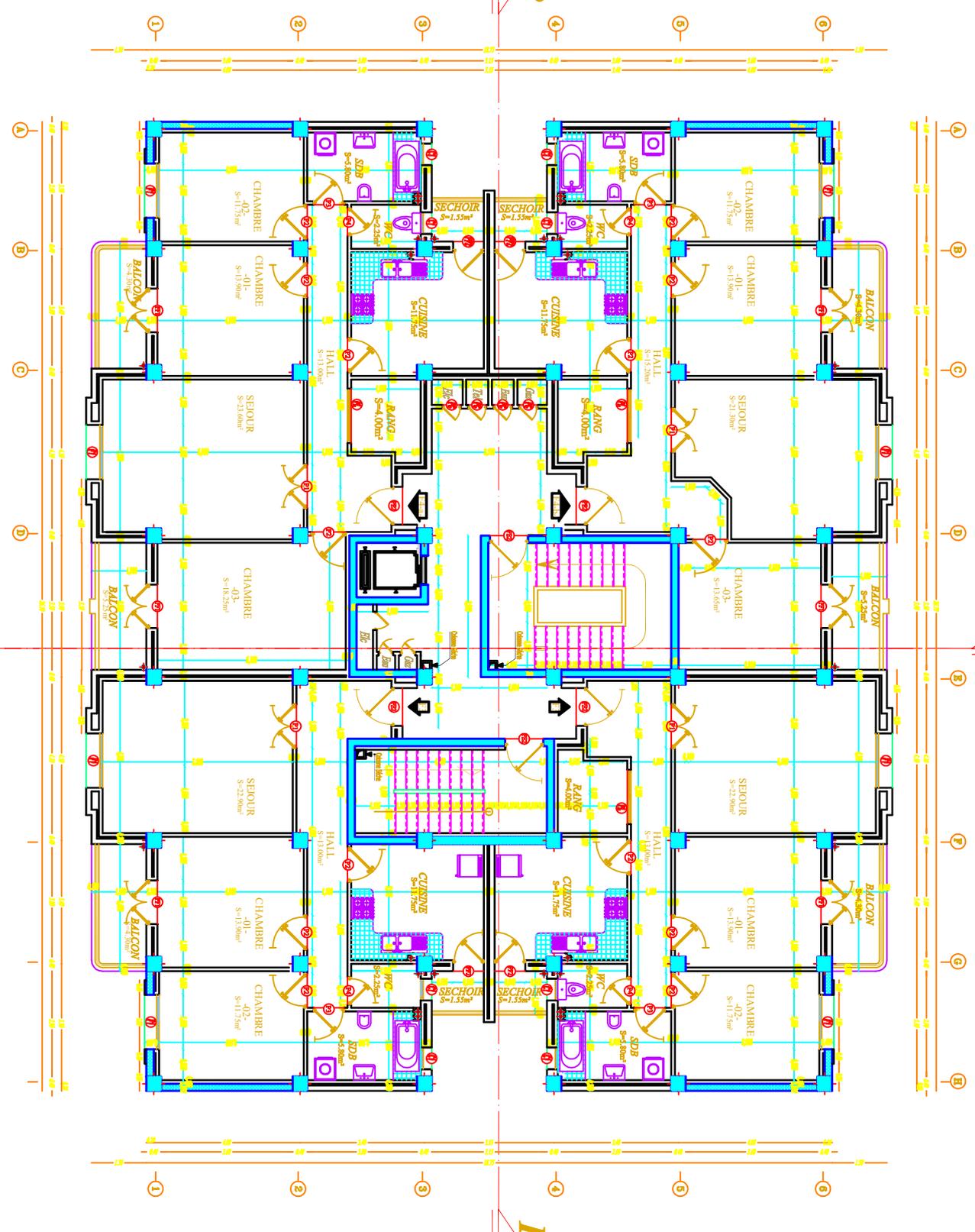
**PLAN 7ème ETAGE**

**A**

**A**

**B**

**B**

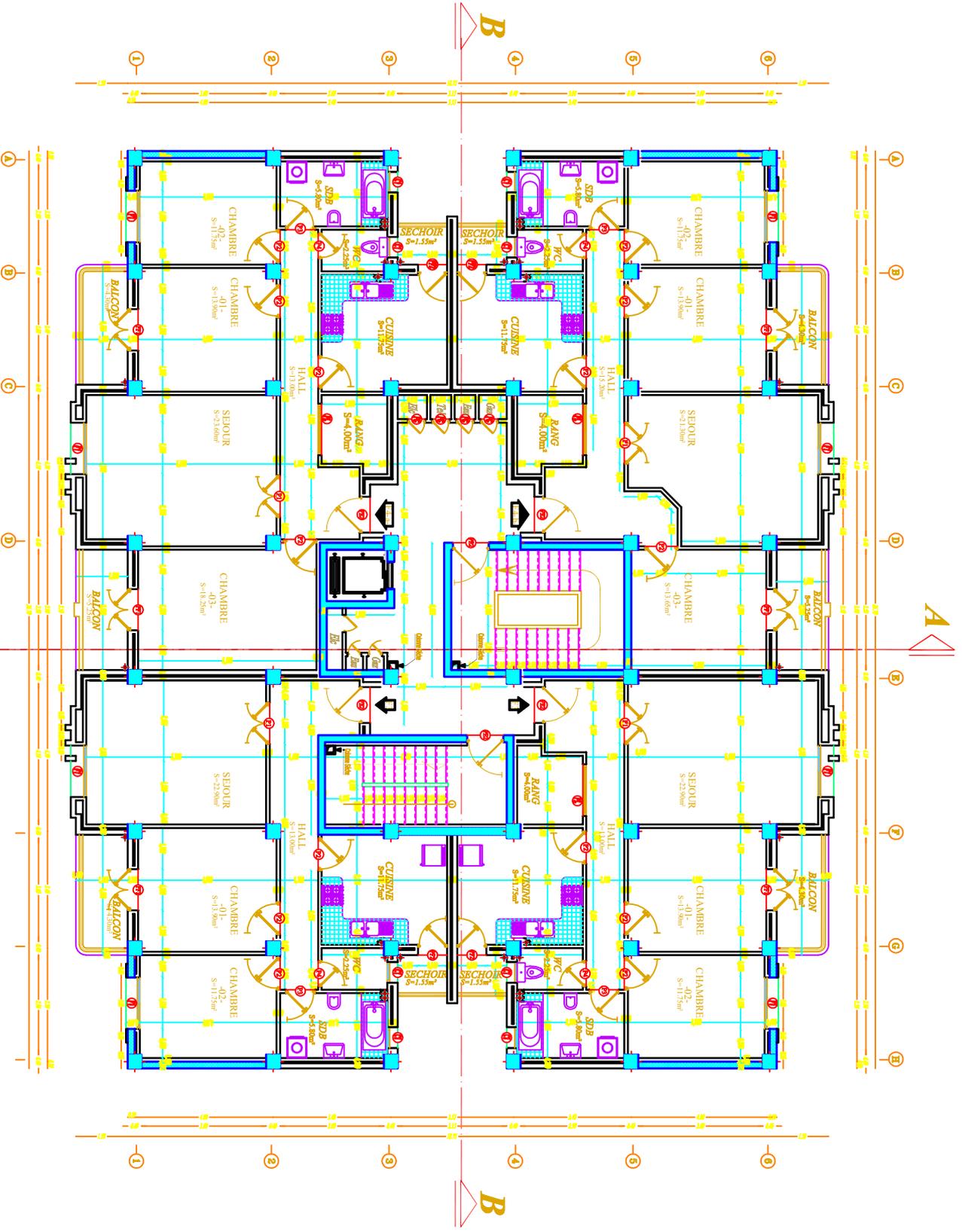


**A**

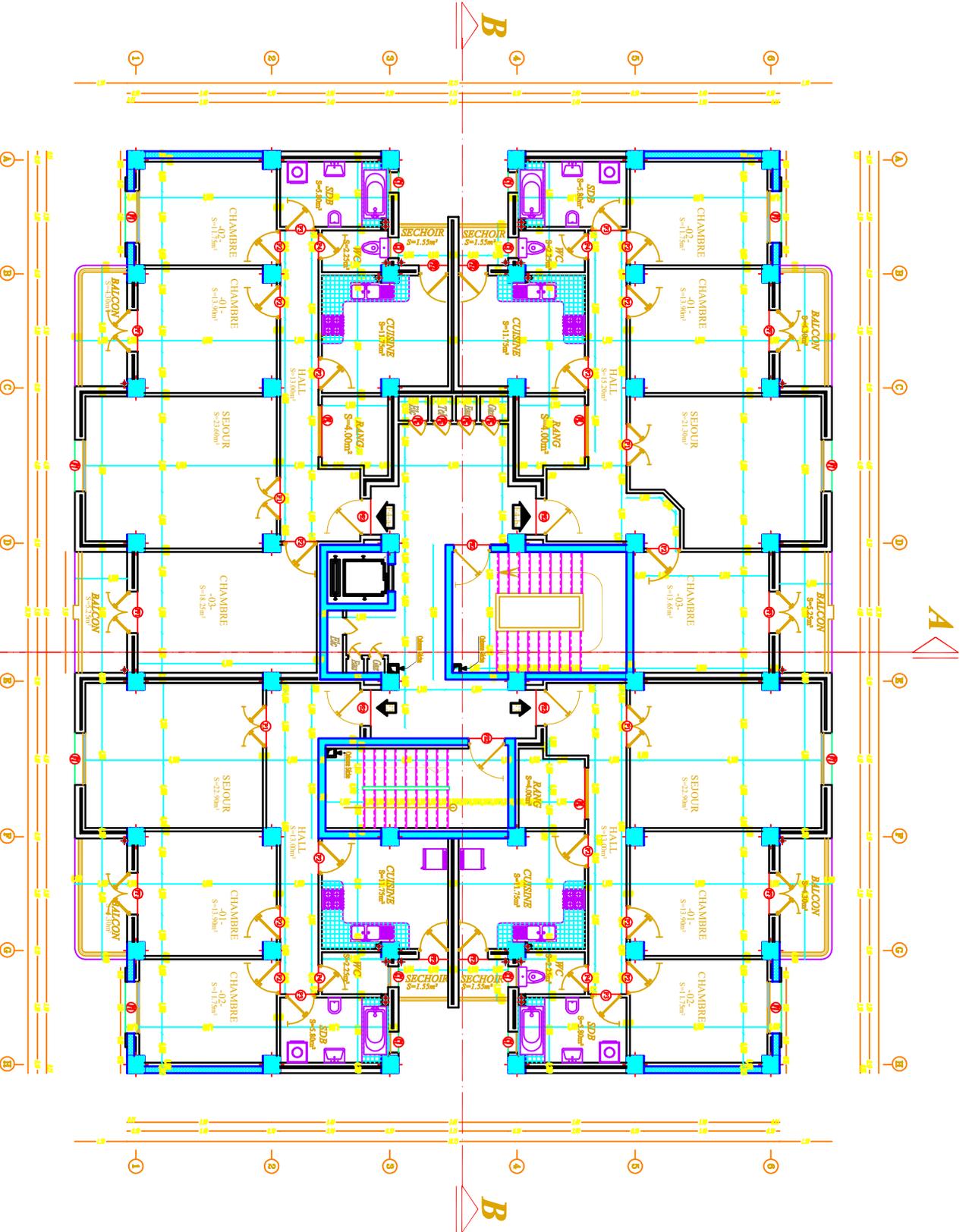
**A**

**B**

**B**

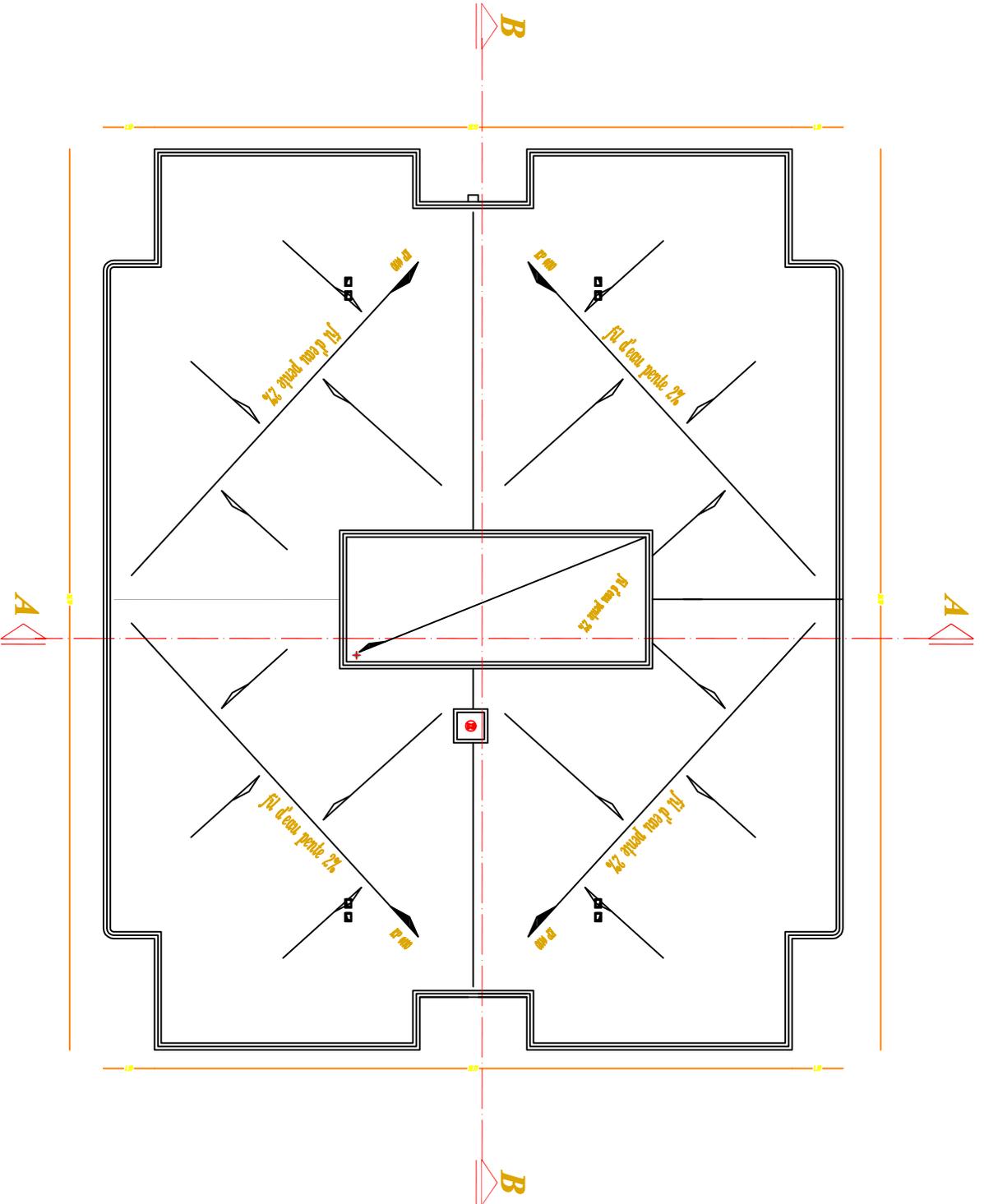


PLAN 8ème ETAGE



**A** *PLAN 2er AU 5ème ETAGE*





PLAN DE TOITURE



*Introduction  
générale*

## **❧ Introduction générale ❧**

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens.

Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale.

Au sens large, tout objet construit dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs ponts, barrages, arches, câbles, ect...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur contre les agressions du milieu extérieur.

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisés en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le cinquième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments porteur

Dans le dernier chapitre nous avons une étude de l'infrastructure. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

Remarque :

Notre bâtiment est situé dans une zone sismique classée III ; pour cela on n'a pas fait l'étude au vent puisque les sollicitations dues au séisme sont plus grande que celles provoquées par le vent.



*Chapitre I:  
Présentation  
générale de l'ouvrage*

## ❧ Chapitre I : Présentation générale de l'ouvrage ❧

### I.1.Introduction :

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, balcon....) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99version2003) et aux règles de béton armé en vigueur (BAEL93, CBA 93) et moyennant le logiciel de calcul (ETABS 9.7.4).

### I.2.Présentation générale de l'ouvrage :

#### I.2.1.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une tour (RDC+9 et 2 entre sols). Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya d' « Alger». Selon le RPA 99/2003, **Alger** est une zone de sismicité élevée (**zone III**).

Selon le rapport de sol, La construction sera fondée sur un sol Meuble d'une contrainte admissible de **2.00 bars**.

L'architecture retenue du bâtiment présente une régularité en plan et une régularité en élévation.

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles.

#### I.2.2.Présentation architecturale :

La structure est à usage d'habitation.

La structure est constituée de 12 niveaux au total, chaque niveau comprend deux appartements comme suit :

- L'entre sol 2: F3 + débarras.
- L'entre sol 1:F4+débarras.
- RDC jusqu'à le 9<sup>ème</sup> étage : F3 +F4.

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- Longueur en plan.....18.75 m.
- Largeur en plan..... 26.70 m.
- Hauteur des entre sol .....03.06 m.
- Hauteur du rez-de chaussée et 9 étages.....03.06 m.
- La hauteur de la buanderie.....02.70 m.
- La hauteur totale.....39.42 m.
- La hauteur de l'acrotère .....0.60 m.

### I.2.3. Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme suite :

- Une zone de sismicité élevée (**zone III**).
- L'ouvrage appartient au **groupe 2**.
- Le site est considéré comme « **Site Meuble** » (S3).
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.00$  bars.

### I.2.4. Présentation technique :

#### ▫ Planchers :

Le type de plancher adopté pour cette structure est celui des plancher à dalle pleine pour les entre sols et des planchers à corps creux pour les autres niveaux de la superstructure.

#### ▫ Escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire ; qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

#### ▫ Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

▫ **Maçonneries :**

Les murs extérieurs seront en brique creuse double parois de 30 cm d'épaisseur. Les cloisons intérieures seront en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Les briques seront hourdées au mortier de ciment.

▫ **Enduit :**

Enduit au mortier de ciment : Les murs des façades et les parois des murs des salles humides ainsi que les sous plafonds de tous espaces recevront un enduit au mortier de ciment.

Enduit au plâtre : les parois des murs de tous les autres espaces recevront un enduit au plâtre parfaitement soigné.

▫ **L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'une acrotère conçue en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

▫ **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

### **I.3.Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours aux :

- **RPA99** version 2003.
- **CBA93** (Code du béton armé).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanents et surcharges d'exploitation).
- **BAEL91** modifier 99.

### **I.4.Caractéristiques des matériaux utilisés :**

Notre ouvrage est constitué en béton armé qui se compose du béton et des aciers.

#### **I.4.1.Béton :**

##### **a).Définition :**

On appelle **béton** un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- Et on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

##### **b).Dosage de béton :**

Dans un mètre cube de béton, et à titre indicatif, on a les proportions suivantes :

Ciment (CPA 325)	dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$ .
Sable	$0 < D_g < 5\text{mm}$ → 400L.
Gravier	$15 < D_g < 25\text{mm}$ → 800L.
Eau de gâchage	175L.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200\text{Kg}/\text{m}^3$  et  $2400\text{Kg}/\text{m}^3$ .

##### **c).Résistance du béton :**

###### **c.1).Résistance à la compression :**

Le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  ») mesurée par compression axiale sur des cylindres de  $16 \times 32$  de section  $200\text{cm}^2$ .

- $f_{cj} = \left[ \frac{j}{1.4 + 0.95j} \right] \times f_{c28}$  Pour  $f_{c28} \geq 40\text{Mpa}$ .
- $f_{cj} = \left[ \frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] \times f_{c28}$  Pour  $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$ .
- $J > 28$  jours  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

-Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

### c.2). Résistance à la traction :

Conventionnellement, la résistance à la traction est donnée par l'expression suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} ; \quad f_{cj} < 40\text{MPa}.$$

-Pour notre béton :  $f_{ij} = 2.1 \text{ MPa}$ .

### d). La déformation longitudinale du béton :

Sous l'action des contraintes normales :

- le module de déformations longitudinal instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre béton  $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$ .

- le module de déformation longitudinal différé du béton est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre béton  $E_{yj} = 10818.86 \text{ Mpa}$ .

### e). La déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversal est donnée par :

$$G = \frac{E}{[2 \times (1 + \nu)]}$$

$\nu$  : Est le coefficient de poisson =  $\frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$

$\nu = 0$  état limite ultime.

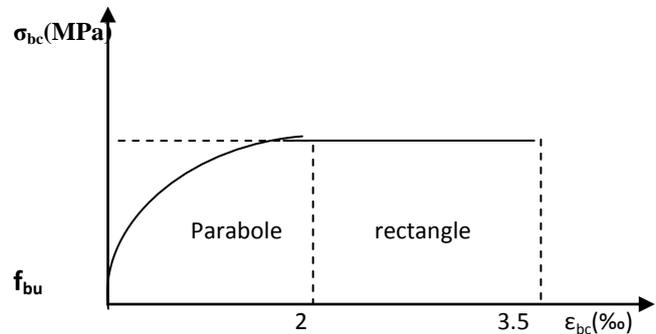
$\nu = 0.2$  état limite de service.

**f).Contrainte limite de calcul :**

**f.1.Contrainte ultime du béton a la compression :**

On a :

$$F_{bu}=0.85 \times f_{c28} / \gamma_b$$



Avec :

**Figure I.1** Diagramme parabole - rectangle

- $f_{bu}$  : contrainte limite de compression.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b=1.5$  cas des charges durables..... $f_{bu}=14.16\text{MPa}$ .
- $\gamma_b=1.15$  cas des charges accidentelles..... $f_{bu}=18.47\text{MPa}$ .
- 0.85 : Coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

**f.2.Contrainte ultime du béton au cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

Dans notre cas  $f_{c28}=25\text{MPa}$ , donc:

- $\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$  : cas normal (fissuration peu nuisible).
- $\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$  : cas où la fissuration est préjudiciable.

**j).Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Soit :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

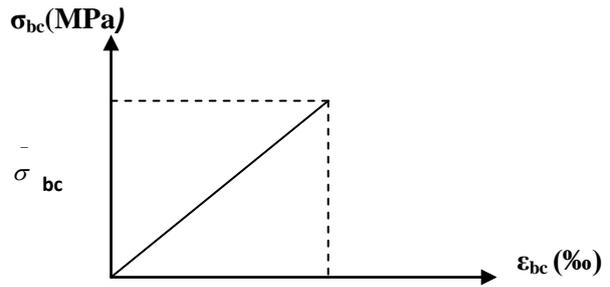


Figure I.2 Diagramme linéaire

#### I.4.2.Acier :

##### a).Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage de carbone, son rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

##### b).Caractéristiques mécanique :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont données par le tableau [1.1] suivant :

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	$F_e$ E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e$ E 24	235	
<b>Barre HA Type 1 et 2</b>	$F_e$ E 40	400	Emploi courant
	$F_e$ E 50	500	
<b>Fils tréfiles HA type 3</b>	$F_e$ E40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e$ E50	500	
<b>Fil tréfiles lisses type 4</b>	TSL $\phi > 6 \text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TSHA $\phi \leq 6 \text{ mm}$	520	

Tableau I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

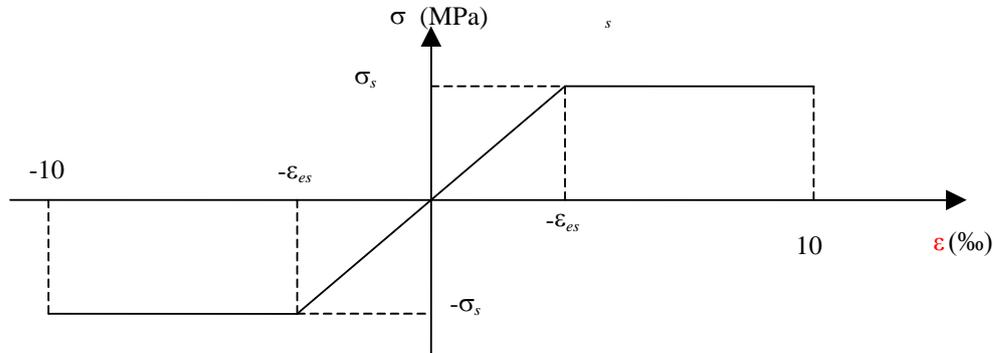
Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE40 type 1.

- $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

**I.4.3. Contraintes limites de calcul :**

**a). Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure (1.6).



**Figure I.3** Diagramme Contraintes Déformations de l'acier

Où :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1$  Cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15$  Cas de situations durables où transitoires.

**b). Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; \max\left\{110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} ; 240\right\}\right)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

### **I.5. Définition des états-limites :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux sortes d'état limite :

#### **I. 5.1. Etat limite ultime ELU :**

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

#### **a). Hypothèses de calcul :**

Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance de traction de béton est négligée.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques.

Le coefficient d'équivalence  $n$  donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ( $n = E_s / E_b$ ) est pris égal à 15

Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.

Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion.

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centrée.

#### **b). Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) :**

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (1.4) tel que :

**A** : correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B** : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C** : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

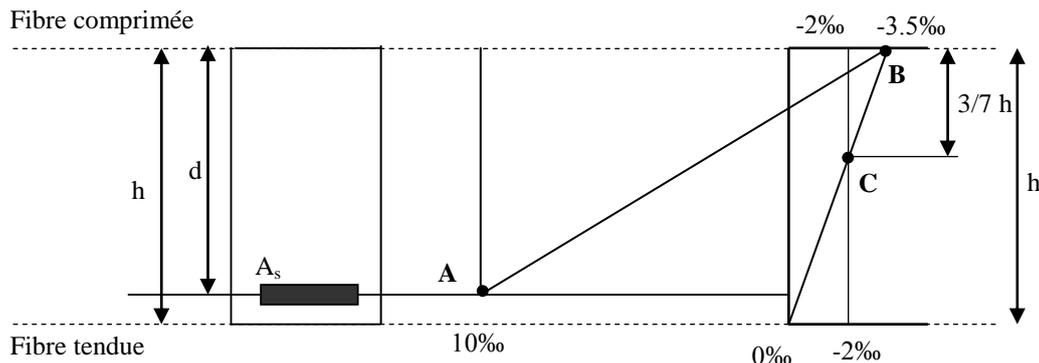


Figure I.4 Règle des trois pivots

### I.5.2. Etat limite de service ELS :

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

#### a).Hypothèses de calcul :

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes:

les sections droites restent planes et il n'ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures; le béton tendu est négligé ,

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

Par convention le rapport  $n$  du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence a pour valeur 15.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ .

La règle des deux pivots :

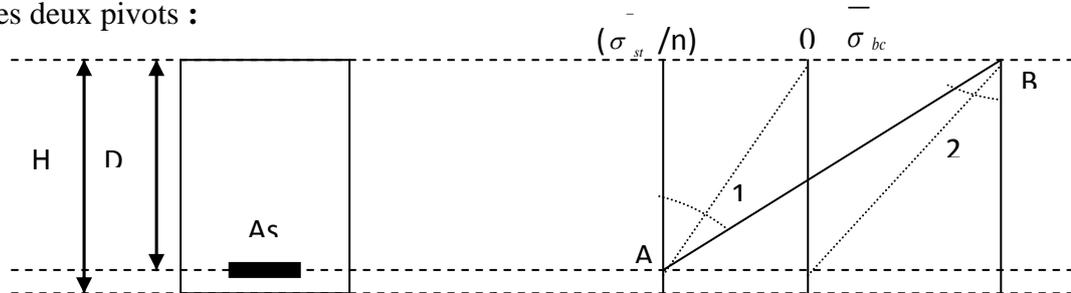


Figure I.5 Règle des deux pivots

## I.6. Combinaisons fondamentales :

a). **Ferraillage des éléments non structuraux** : dans le calcul manuelle pour le ferraillage des éléments secondaire on utilise les combinaisons suivantes :

- **ELU** :  $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** :  $G + Q$

b). **Ferraillage des éléments structuraux** : pour le ferraillage des éléments de contreventement on utilise les combinaisons introduits an ETABS 9.7.4.

**b-1). Ferraillage des poteaux** : par convention le rapport n du module

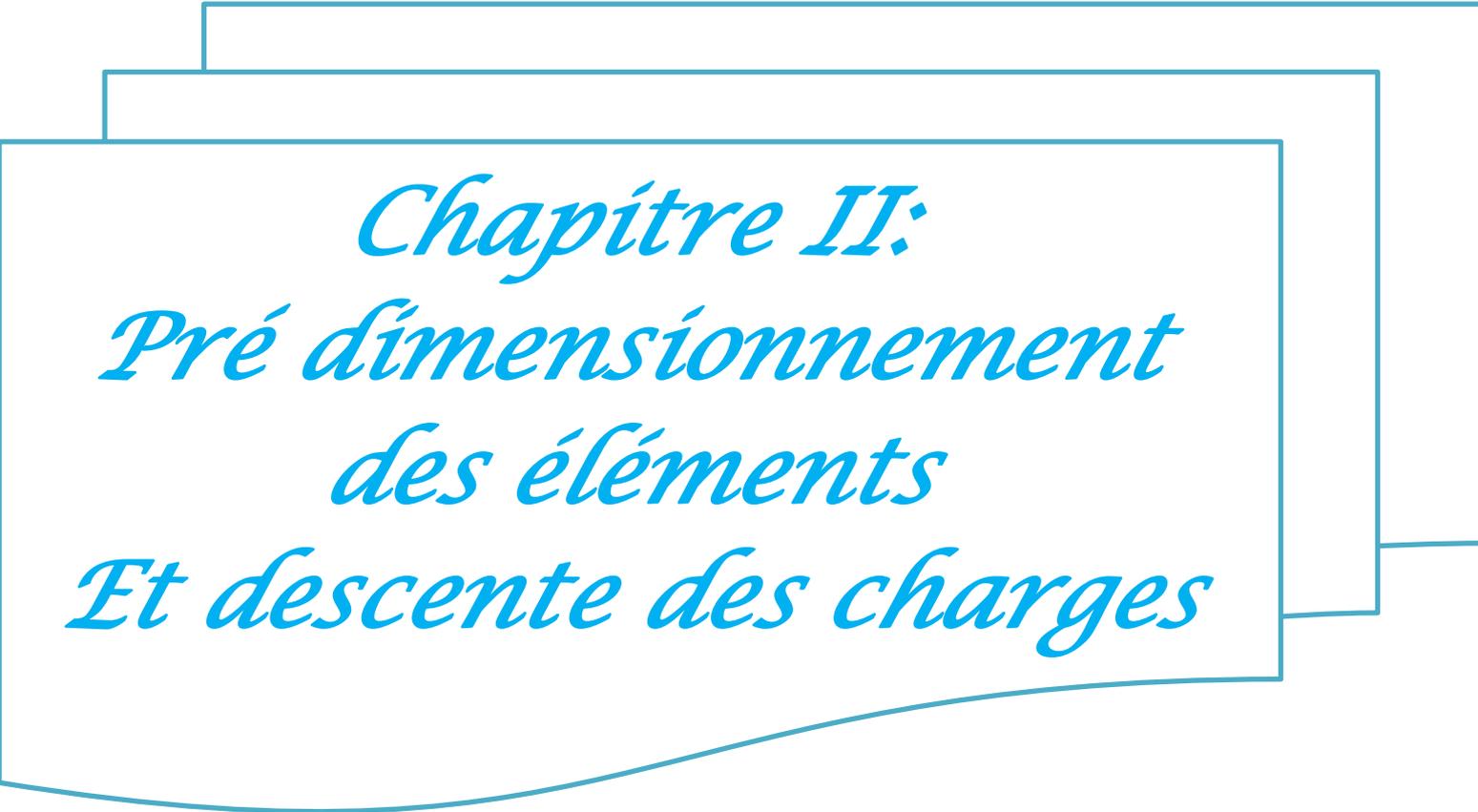
- $1.35G + 1.5Q$ : pour obtenir les efforts normales.
- $0.8G \pm E$ : pour obtenir les efforts tranchants.
- $G + Q \pm E$ : pour obtenir les moments fléchissant.

**b-2). Ferraillage des poutres** :

- $1.35G + 1.5Q$  : nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- $0.8G \pm E$ : permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis. .
- $G + Q \pm E$ : donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis.

**b-3).Ferrailage des voiles:**

- $0.8G \pm E$ : pour le ferrailage à la flexion.
- $G+Q \pm E$ : pour la vérification de la résistance du béton à la compression.



*Chapitre II:  
Pré dimensionnement  
des éléments  
Et descente des charges*

## **❧ Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments Et descente des charges ❧**

### **II.1.Pré dimensionnement des éléments structuraux:**

#### **II.1.1.Introduction:**

Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91** et le **RPA 99** modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Ce calcul préliminaire concerne :

- Planchers.
- Balcons.
- Voiles.
- Poutres.
- Escaliers.
- Poteaux.

#### **II.1.2.Pré dimensionnement des planchers :**

##### **a).Plancher à corps creux :**

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Faciliter de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique.

- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le coût de coffrage.

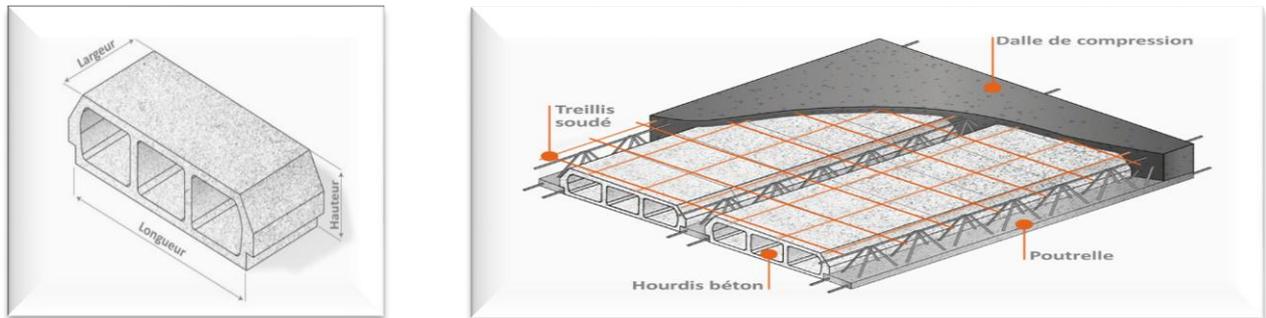


Figure II.1 Schéma descriptif d'une dalle à corps creux

Généralement, l'épaisseur de plancher à corps creux est déterminée par la condition ci-après :

$$h_t / L_x \geq \max \{ (1/15) \times (M_t \times M_0) ; (1/22.5) \}$$

Avec L : la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.

Dans notre cas : **L=3.60 m.**

$M_t$  : le moment en travée  $M_t \geq 0.85 M_0$ .

$M_0$  : Le moment isostatique correspondant.

Donc :

$$h_t \geq \max \{ (1/15) \times (M_t / M_0) L_x ; (1/22.5) L_x \}$$

$$h_t \geq \max \{ (1/15) \times (0.85) \times 360 ; (1/22.5) 360 \}$$

$$h_t \geq \max \{ 20.4 ; 16 \}$$

On adopte l'épaisseur de :  $h_t = 25\text{cm}$ .

Tel que :  **$h_t = d + e = 20 + 5$ .**

d : l'épaisseur de corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

▫ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

On a :  $b_0 = \{8 \rightarrow 14\}$

On prend  $b_0 = 10\text{cm}$ .

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{360}{10} = 36\text{cm}$ .
- $b_1 \leq \frac{L_{\text{Hourdi}}}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5\text{cm}$ .
- $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \rightarrow b_1 = 27.5\text{cm}$ .

On prend :  $b_1 = 27.5\text{cm}$ .

Donc :  $b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65\text{cm}$ .

$h = 25\text{ cm}$

$b = 65\text{ cm}$

$h_0 = 5\text{ cm}$

$b_0 = 10\text{ cm}$

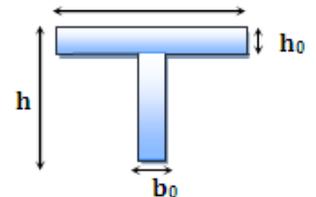


Figure II.2 Dimensionnement de la poutrelle

**b).Plancher à dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion simple (poutres, poutrelles ou murs.)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

L'épaisseur de la dalle est en fonction de sa portée et des charges qu'elle devra supporter.

Elle est déterminée par la condition suivant :

▫ **Résistance à la flexion:**

➤ Dalle reposant sur deux appuis :.....  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ .

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :.....  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$ .

$L_x$  : est la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas : parmi les dalles qui reposent sur 4 appuis on a choisis la plus sollicitée qui a une portée égale a :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_y = 4.10\text{m} \\ L_x = 3.60\text{m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{360}{50} < e < \frac{360}{40} \rightarrow 7.2 < e < 9 \rightarrow e = 9\text{cm}.$$

▫ **Résistance au feu:**

D'après BEAL 91:

$e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5\text{cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

On adopte :  $e = 15\text{cm}$ .

▫ **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

**Enfin on adopte l'épaisseur de la dalle pleine :  $e = 15\text{cm}$ .**

**II.1.3. Prédimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL 91 et vérifié selon le RPA99-2003. il est donné par les formules empiriques suivantes :

**1. La condition de flèche :**

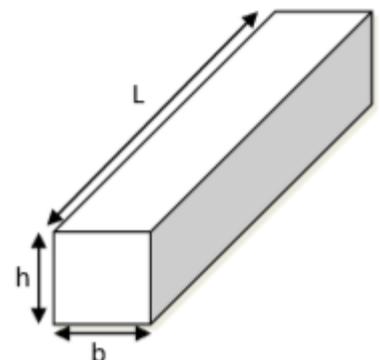
$$(L/16) \leq h \leq (L/10) \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.5 h.$$

**2. D'après RPA :**

Le RPA exige les valeurs suivantes pour les dimensions de poutre :

$$h \geq 30\text{cm} \quad ; \quad b \geq 20\text{cm} \quad ; \quad h/b \leq 4\text{cm}.$$

$b$  : la largeur de la poutre.



**Figure II.3** Dimensionnement d'une poutre

L : la portée de la poutre.

**a) Poutres secondaires :**

Soit : **L<sub>max</sub> = 360cm.**

Suivant les conditions de BAEL, on établit les dimensions (b, h)

- la hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivante :

$$360/16 \leq h \leq 360/10 \Rightarrow 22.5 \leq h \leq 36.$$

On adopte **h=35cm.**

- la largeur de la poutre est déterminée par la condition suivante :

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.5 \times 35 \quad ; \quad 10.5 \leq b \leq 17.5.$$

On adopte : **b = 15 cm.**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 15 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  (CNV).
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  (CV).
- $h/b \leq 4 \Rightarrow (35/15) = 2.33 \leq 4 \dots\dots$  (CV).

Donc on adopte : **b=30 cm.**

Soit : **(b×h)= (30×35) cm<sup>2</sup>.**

**b) Poutres principales :**

Soit : **L<sub>max</sub> = 410cm.**

Suivant les conditions de BAEL, on établit les dimensions (b, h)

- la hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$410/16 \leq h \leq 410/10 \Rightarrow 25.62 \leq h \leq 41.$$

On adopte : **h=40 cm.**

- la largeur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 20.$$

On adopte :  $b = 15\text{cm}$ .

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions de l'article 7.5.1 de RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 15 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  (CNV).
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$  (CV).
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 40/15 = 2.66 \leq 4 \dots \dots$  (CV).

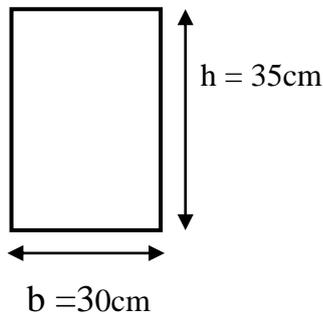
donc on adopte :  **$b=30\text{cm}$** .

Soit :  **$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

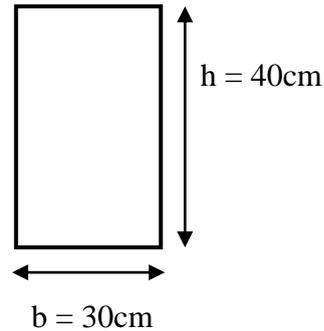
Finalement, on aura :

- **Poutre secondaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$** .
- **Poutre principale  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

b et h schématisés dans la figure ci-après :



**Poutre secondaire**



**Poutre principale**

**C).Poutre palière :**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiée en considérant le **RAP 99/version 2003**.

➤ Selon le BAEL91 :

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$
- $27.33 \leq h \leq 41 \text{ cm} \rightarrow$  On prend : **h= 40cm.**

La largeur b de la poutre palière doit être :

- $0.3 \times h \leq b \leq 0.5 \times h.$
- $12 \leq b \leq 20\text{cm.} \rightarrow$  On prend : **b = 30 cm.**

➤ Selon le RPA99/ version 2003 :

- $h \geq 30$  : vérifier ,  $h = 40 \dots \dots \dots$  (CV).
- $b \geq 20$  : vérifier ,  $b = 30 \dots \dots \dots$  (CV).
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots \dots \dots$  (CV).

Donc on choisit une section de la poutre palière (**b×h= 30×40**) cm<sup>2</sup>.



Figure II.4 Dimension de la poutre palière

II.1.4. Pré dimensionnement des balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \rightarrow 10 < e < 14.5 \text{ avec } L = 1.50\text{m.}$$

Donc on adopte : **e = 12cm.**

Avec des considérations pratiques (expérience) on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : **e = 15cm.**

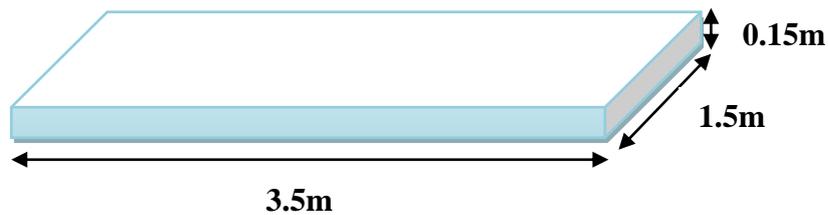


Figure II.5 Coupe transversal d'un balcon

### II.1.5. Pré dimensionnement des voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception).

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

avec :  $L$  : portée du voile. ,  $e$  : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci- dessous :

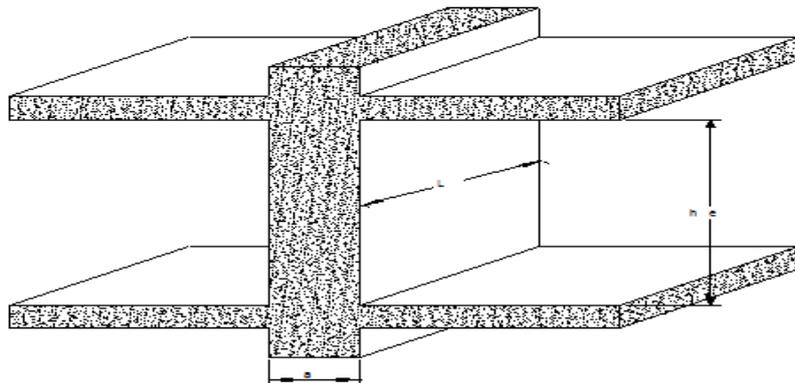


Figure II.6 Coupe de voile en élévation

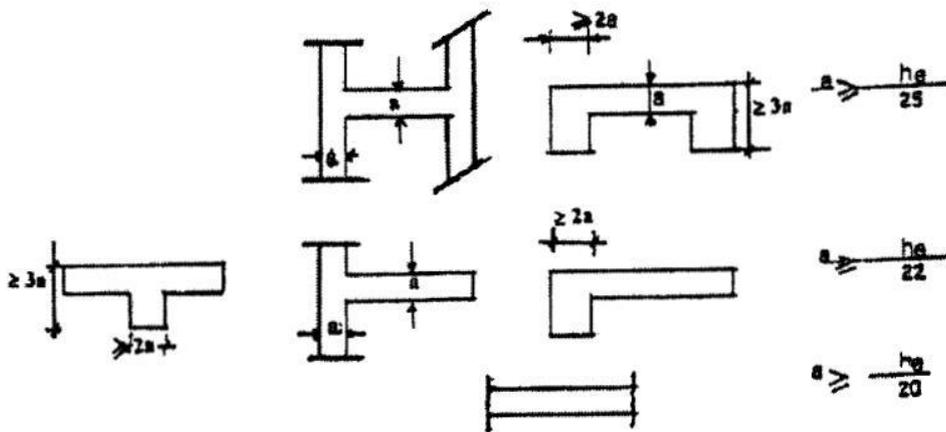


Figure II.7 Coupe de voile en plan

**a. Type I :**

On a la hauteur des étages **he = 3.06 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [12.24 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

Soit : **a = 20 cm.**

**b. Type II :**

On a **he = 3.06 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{22} ; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{22} ; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $a \geq \max [13.90 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$ .

Soit : **a = 20 cm.**

**c. Type III:**

On a **he = 3.06 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $a \geq \max [15.30 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15.30 \text{ cm}$ .

Soit : **a = 20 cm.**

**II.1.6. Pré dimensionnement d'escaliers :**

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14cm et 20cm :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}.$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm :

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}.$$

-Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :  **$g+2h=m$** .

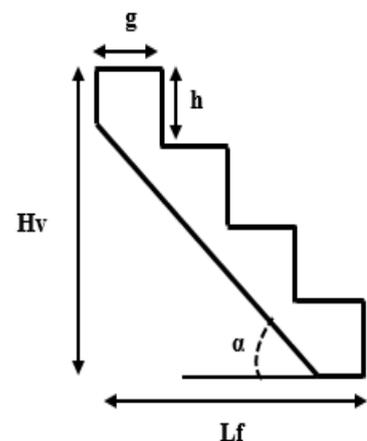
Avec :  $59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$ .

Dans notre cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}.$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}.$$

$$60 \text{ cm} \leq g+2h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}.$$



**Figure II.8** Dimensions de l'escalier

Donc on adopte : **h = 17 cm.**

**g = 30.**

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL : On a:  $60 < 2h+g < 66$ .

Avec:  $14.5 < h < 18$ .

▫ **Escalier à un volé :**

Au niveau d'entre sol  $h = 3.06$  m et un volé d'une hauteur  $h' = 1.53$  m :

- **Nombre des contre marches "N<sub>cm</sub>" :**

$$N_{cm} = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

$$N_{cm} = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ contre marches.}$$

-**Nombre des marches N<sub>m</sub> :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8.$$

-**La ligne de foulée : L<sub>f</sub> = g × N<sub>m</sub> = 0.3 × 8 = 2.40 m.**

-**L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \text{ ; donc } \alpha = 32.50^\circ.$$

La longueur de la paillasse(L) est:  $L = (h' / \sin \alpha) = (1.53 / \sin 32.51^\circ) \rightarrow L = 2.85$  m.

-**L'épaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivant :  $e = \left( \frac{1}{30} ; \frac{1}{20} \right) \cdot L = (9.5 ; 14.25)$  Avec :  $L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85$  m.

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e = 17 cm.**

▫ **Escalier à deux volés (type 1):**

Au niveau des entre sol, RDC et EC on a la même hauteur  $h = 3.06$  m et 2 volées dans chaque niveau d'une hauteur  $h' = 1.53$  m :

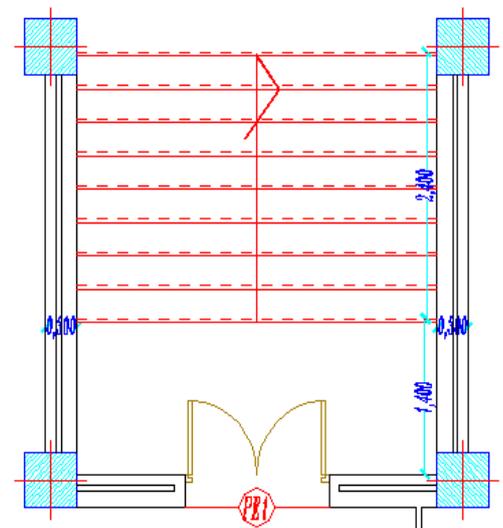


Figure II.9 Escalier à un volé

pour 1 volée :

-Nombre des contre marches "N<sub>cm</sub>":

$$N_{cm} = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

$$N_{cm} = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ contre marches.}$$

-Nombre des marches N<sub>m</sub>:

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8.$$

- La ligne de foulée :

$$L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.40 \text{ m.}$$

-L'inclinaison de la pailasse:

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \text{ ; donc } \alpha = 32.50^\circ.$$

La longueur de la pailasse(L) est:  $L = (h' / \sin \alpha) = (153 / \sin 32.51^\circ) \rightarrow L = 2.85 \text{ m.}$

-L'épaisseur de la pailasse :

Selon la condition suivant :  $e = \left( \frac{1}{30}; \frac{1}{20} \right) \cdot L = (9.5; 14.25)$  Avec :  $L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85 \text{ m.}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 17 cm.**

▫ Escalier à deux volés (type 2):

Au niveau des entre sol , RDC et EC on a la même hauteur  $h = 3.06 \text{ m}$  et 2 volées dans chaque niveau d'une hauteur  $h' = 1.53 \text{ m}$  : pour un volé.

-Nombre des contre marches "N<sub>cm</sub>":

$$N_{cm} = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

$$N_{cm} = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ contre marches.}$$

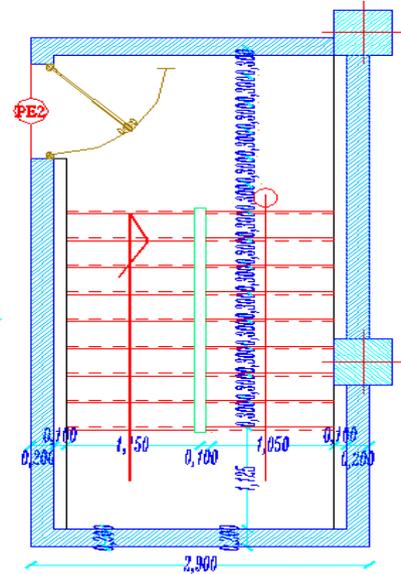


Figure II.10 Escalier à deux volés type 1

-Nombre des marches  $N_m$ :

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8.$$

- La ligne de foulée :

$$L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.40 \text{ m.}$$

-L'inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \text{ ; donc } \alpha = 32.50^\circ.$$

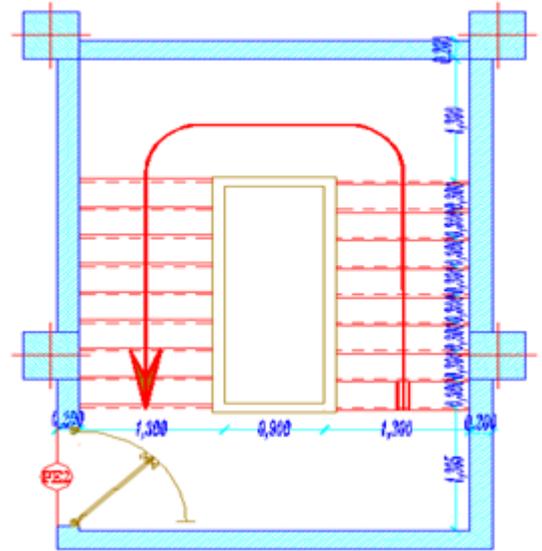


Figure II.11 Escalier à deux volés type 2

-La longueur de la paillasse(L) est:  $L = (h' / \sin \alpha) = (1.53 / \sin 32.51^\circ) \rightarrow L = 2.85 \text{ m.}$

-L'épaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivant :  $e = \left( \frac{1}{30}; \frac{1}{20} \right) . L = (9.5; 14.25)$  Avec :  $L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85 \text{ m.}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 17 cm.**

### II.1.7) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Selon **RPA 2003** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zone III} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4. \end{array} \right.$$

On a:  $B_r = (a-2) \times (b-2).$

$$Nu \leq \alpha Br \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s f_e}{\gamma_s Br} \right) \right] \dots \dots \dots \text{BAEL 91.}$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton.

- = 1.5 → cas générale.
- = 1 → dans le cas de combinaisons accidentelles.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dépend de type de situation

- = 1.15 → cas générale.
- = 1 → dans le cas de combinaisons accidentelles.

Nu : l'effort normal ultime déterminé à partir de la descente des charges.

G : les charges permanentes.

Q : les charges d'exploitations.

$\alpha$  : le coefficient de réduction.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots \dots \dots \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = 35 \longrightarrow \alpha = 0.708.$$

$$\lambda = 50 \longrightarrow \alpha = 0.603.$$

$\lambda$  : L'élancement.

$A_s$  : la section de l'acier.

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

$f_e$  : contrainte limite élastique des acier.

Br : la section réduite.

$$\text{On a : } A_s = 0.1\% Br = \left( \frac{1}{100} \right) Br.$$

$$\text{On obtient : } Nu \leq \alpha Br \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left( \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right) \right]$$

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{Nu}{\alpha} \left[ \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{100 \gamma_s}\right)} \right]$$

On a :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$f_e = 400 \text{ MPa}$ .

$\gamma_s = 1.15$ .

$\gamma_b = 1.5$ .

Pour :  $\lambda = 35$ .

On substitue dans la formule, on obtient :  $Br \geq 0.064 Nu$ .

Pour :  $\lambda = 50$ .

On substitue dans la formule, on obtient :  $Br \geq 0.075 Nu$ .

On adopte :  $B_r = 0.064 N_u$ .

## II.2.Evaluation et descente des charges :

### II.2.1.Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

#### ✓ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

Les charges permanentes qui présentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

#### ✓ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que

Le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

**II.2.2.Evaluation des charges :**

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

**a).les planchers:**

• **a).1.Plancher terrasse corps creux (inaccessible) :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-protection en gravillon	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Béton forme de pente	0.10	22	2.20
4-Isolation thermique	0.05	3	0.15
5-Plancher a corps creux	0.20	/	2.80
6-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Total</b>		<b>G</b>	<b>6.32</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>1.00</b>

Tableau II.1 Charges permanentes+charge d'exploitation due au plancher terrasse

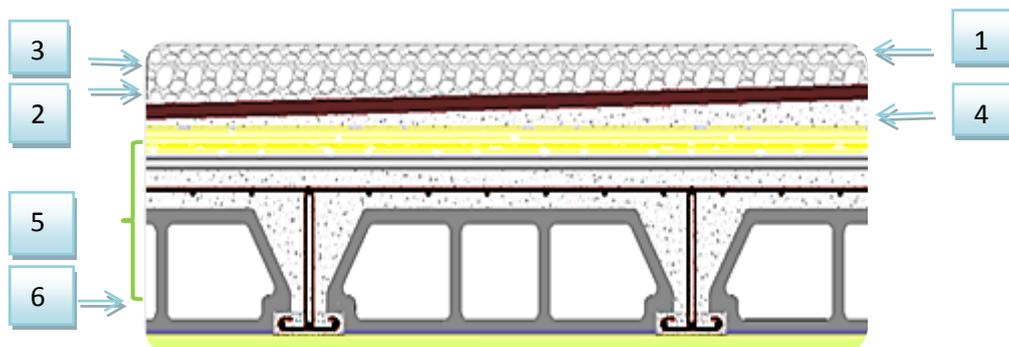


Figure II.12 Coupe plancher terrasse en corps creux

• a).2.Plancher des étages courants corps creux (accessible) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-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-Plancher corps creux	0.20	/	2.80
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6-Cloison de séparation	0.10	10	1.00
<b>Total</b>		<b>G</b>	<b>5.20</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>1.50</b>

Tableau II.2 Charges permanentes+charge d'exploitation due au plancher étage courant

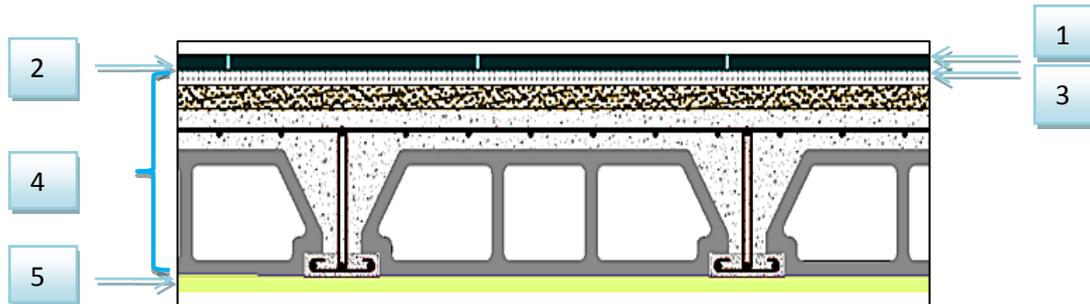


Figure II.13 Coupe transversale plancher étage courant

• a).3.dalle pleine entres sol :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-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-Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6-Cloison de séparation	0.10	10	1.00
<b>Total</b>		<b>G</b>	<b>6.15</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>1.50</b>

Tableau II.3 Charges permanentes+charge d'exploitation due aux entres sol

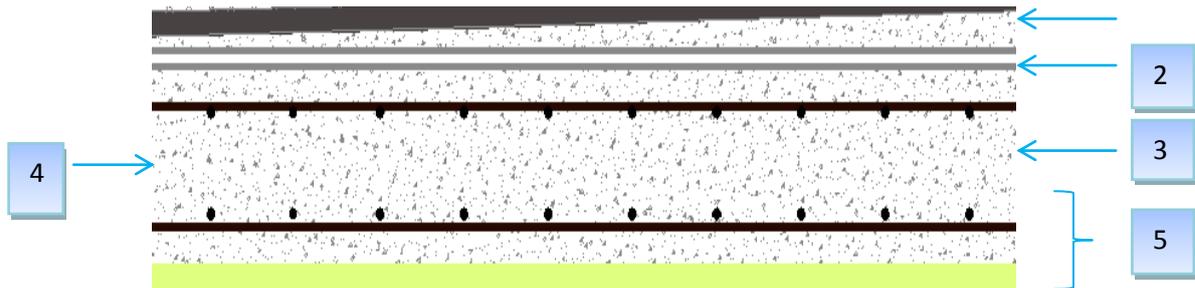


Figure II.14 Coupe d'un plancher en dalle pleine

b).Les balcons :

b).1. Balcon terrasse :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillon roulés	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouches	0.02	06	0.12
3-Béton forme de pente	0.10	22	2.20
4-Isolation thermique	0.05	0.3	0.15
5-dalle pleine	0.15	25	3.75
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Total</b>		<b>G</b>	<b>7.47</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>1.00</b>

Tableau II.4 Charge permanente + exploitation due au balcon terrasse

b).2.Balcon étage :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-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-Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Total</b>		<b>G</b>	<b>5.35</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>3.50</b>

Tableau II.5 Charge permanente + exploitation due au balcon étage

C).Les murs :

C).1.Murs extérieurs :(épaisseur e=30cm)

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit de plâtre 1.5cm	10	0.15	
2	Brique creux 10cm	---	0.90	
3	L'aire d'aire 5cm	---	----	
4	Brique creux 15cm	---	1.30	
5	Enduit de ciment 2cm	20	0.40	
	<b>Charge permanente</b>		<b>2.75</b>	

Tableau II.6 Charge permanente due aux murs extérieurs

C).2.Cloison intérieure :(épaisseur e=10cm)

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit de plâtre 1.5cm	10	0.15	
2	Brique creux 10cm	---	0.90	
3	Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0.15	
	<b>Charge permanente</b>		<b>1.20</b>	

Tableau II.7 Charge permanente due à cloisons intérieures

C).3.Cloisons intérieures à doubles parois:

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0.15	
2	Brique creux 10cm	---	0.90	
3	L'air d'air 5cm	---	---	
4	Brique creux 15cm	---	1.30	
5	Enduit de plâtre 1.5cm	10	0.15	
<b>Charge permanente</b>			<b>2.50</b>	

Tableau II.8 Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois

d).Les escaliers :

d).1.Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-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-Poids propre de palier	0.15	25	3.75
5-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Total</b>		<b>G</b>	<b>5.35</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>2.50</b>

Tableau II.9 Charge permanente + charge exploitation due au palier

d).2.Paillasse avec inclinaison 32.50:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5-Poids propre de paillasse	0.17	$0.17 \times 25 / \cos 32.50$	5.04
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Total</b>		<b>G</b>	<b>8.765</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>2.50</b>

Tableau II.10 Charge permanente +charge d'exploitation due au paillasse

### II.3.Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

#### II.3.1.Poteau d'angle (H-6):

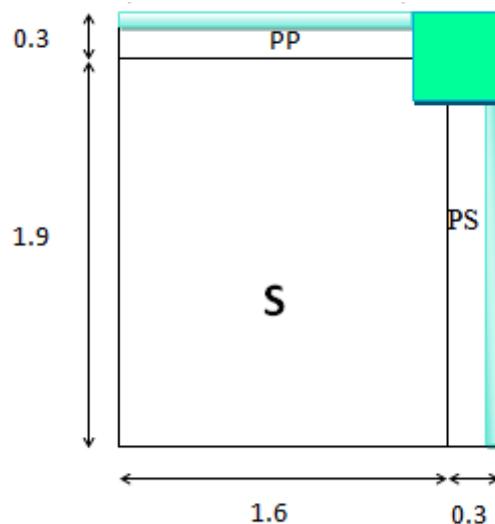


Figure II.15 Les sections entourées par le poteau d'angle

#### ✓ Surface des planchers :

$$S = (1.6 \times 1.9) - (0.2 \times 0.2) \Rightarrow S = 3.00 \text{ m}^2.$$

$$S' = ((1.6 + 0.3) - 0.1) \times ((1.9 + 0.3) - 0.1) \Rightarrow S' = 3.78 \text{ m}^2.$$

#### ✓ Les charges permanentes et les charges d'exploitation :

- L'acotère:  $G = 1.7125 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = 1.7125 \times l = 1.7125 \times (2.2 + 1.8) \Rightarrow G = 6.85 \text{ KN}.$$

- Les planchers :

$$\text{Plancher terrasse : } G = 6.32 \text{ KN/m}^2; Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = 6.32 \times S = 6.32 \times 3 \Rightarrow G = 18.96 \text{ KN}.$$

$$Q=1 \times S'=1 \times 3.78 \Rightarrow Q=3.78 \text{ KN.}$$

**Plancher étage courant :**  $G=5.2 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G=5.2 \times S=5.2 \times 3 \Rightarrow G=15.60 \text{ KN.}$$

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 3 \Rightarrow Q=4.50 \text{ KN.}$$

**Plancher entre sol:**  $G=6.15 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G=6.15 \times S=6.15 \times 3 \Rightarrow G=18.45 \text{ KN.}$$

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 3 \Rightarrow Q=4.50 \text{ KN.}$$

- **Les poteaux :**

$$G=0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN.}$$

$$G=0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN.}$$

$$G=0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 27.54 \text{ KN.}$$

- **Les poutres :**

**Poutre principale :**

$$G=0.4 \times 0.3 \times 1.5 \times 25 \Rightarrow G = 4.50 \text{ KN.}$$

$$G=0.4 \times 0.3 \times 1.4 \times 25 \Rightarrow G = 4.20 \text{ KN.}$$

$$G=0.4 \times 0.3 \times 1.3 \times 25 \Rightarrow G = 3.90 \text{ KN.}$$

**Poutre secondaire :**

$$G=0.35 \times 0.3 \times 1.8 \times 25 \Rightarrow G = 4.725 \text{ KN.}$$

$$G=0.35 \times 0.3 \times 1.7 \times 25 \Rightarrow G = 4.46 \text{ KN.}$$

$$G=0.35 \times 0.3 \times 1.6 \times 25 \Rightarrow G = 4.20 \text{ KN.}$$

- **Murs extérieures :**

Murs extérieure d'épaisseur 30cm ;  $G=2.75 \text{ KN/m}^2$

$$G=2.75 \times (1.8 \times (3.06-0.35) + 1.5 \times (3.06-0.4)) = 24.38 \text{ KN.}$$

$$G=2.75 \times (1.7 \times (3.06-0.35) + 1.4 \times (3.06-0.4)) = 22.91 \text{ KN.}$$

$$G=2.75 \times (1.6 \times (3.06-0.35) + 1.3 \times (3.06-0.4)) = 21.43 \text{ KN.}$$

*Pré dimensionnement des éléments Et descente des charges*

*Promotion 2020*

niveaux	Eléments	Q avant dégression	Dégression	G (KN)	Q (KN)
<b>N1</b>	Acrotère			6.85	
	Plancher terrasse	3.78		18.96	
	PP			4.5	
	PS			4.725	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			24.38	
	Surcharge	3.78	1		3.78
	Total			71.655	3.78
<b>N2</b>	Venant de N1			71.655	
	Plancher étage	4.50		15.60	
	PP			4.50	
	PS			4.725	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			24.38	
	Surcharge	4.5	0.9		4.05
	Total			133.10	7.83
<b>N3</b>	Venant de N2			133.10	7.83
	Plancher étage	4.5		15.60	
	PP			4.50	
	PS			4.725	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			24.38	
	Surcharge	4.5	0.8		3.6
	Total			194.545	11.43
<b>N4</b>	Venant de N3			194.545	11.43
	Plancher étage	4.5		15.60	
	PP			4.50	
	PS			4.725	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			24.38	
	Surcharge	4.5	0.7		3.15
	Total			255.99	14.58
	Venant de N4			255.99	14.58

*Pré dimensionnement des éléments Et descente des charges*

*Promotion 2020*

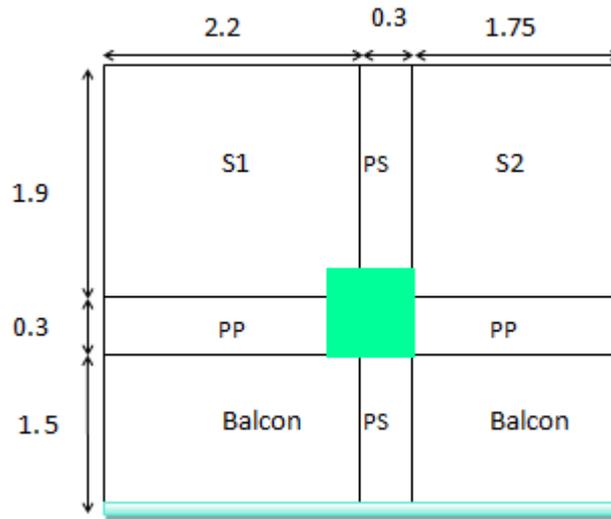
<b>N5</b>	Plancher étage	4.5		15.60	
	PP			4.20	
	PS			4.46	
	Poteau			19.125	
	Mur extérieur			22.91	
	Surcharge	4.5	0.6		2.7
	Total			322.285	17.28
<b>N6</b>	Venant de N5			322.285	17.28
	Plancher étage	4.5		15.60	
	PP			4.20	
	PS			4.46	
	Poteau			19.125	
	Mur extérieur			22.91	
	Surcharge	4.5	0.5		2.25
	Total			388.58	19.53
<b>N7</b>	Venant de N6			388.58	19.53
	Plancher étage	4.5		15.60	
	PP			4.20	
	PS	11,3		4.46	
	Poteau			19.125	
	Mur extérieur			22.91	
	Surcharge	4.5	0.5		2.25
	Total			454.875	21.78
<b>N8</b>	Venant de N7			454.875	21.78
	Plancher étage	4.5		15.60	
	PP			4.20	
	PS			4.46	
	Poteau			19.125	
	Mur extérieur			22.91	
	Surcharge	4.5	0.5		2.25
	Total			521.17	
	Venant de N8			521.17	
	Plancher étage	4.5		15.60	
	PP			3.90	

<b>N9</b>	PS			4.20	
	Poteau			27.54	
	Mur extérieur			21.43	
	Surcharge	4.5	0.5		2.25
	Total			593.84	26.28
<b>N10</b>	Venant de N9			593.84	26.28
	Plancher	4.50		15.60	
	PP			3.90	
	PS			4.20	
	Poteau			27.54	
	Mur extérieur			21.43	
	Surcharge	4.50	0.5		2.25
	Total			666.51	28.53
<b>N11</b>	Venant de N10			666.51	28.53
	Plancher	4.5		18.45	
	PP			3.90	
	PS			4.20	
	Poteau			27.54	
	Mur extérieur			21.43	
	Surcharge	4.5	0.5		2.25
	Total			742.03	30.78
<b>N12</b>	Venant de N11			742.03	30.78
	Plancher	4.5		18.45	
	PP			3.90	
	PS			4.20	
	Poteau			27.54	
	Mur extérieur			21.43	
	Surcharge	4.5	0.5		2.25
	Total			817.55	33.03

Tableau II.11 Descente des charges pour poteau d'angle

- $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 817.55 + 1.5 \times 33.03 = 1153.23 \text{ KN.}$
- $N_{ser} = G + Q = 817.55 + 33.03 = 850.58 \text{ KN.}$

**II.3.2.Poteau intermédiaire (D-1):**



**Figure II.16** Les sections entourées par le poteau intermédiaire

✓ **Surface des planchers :**

$$S_1 = (2.2 \times 1.9) - (0.2 \times 0.2) \Rightarrow S_1 = 4.14 \text{m}^2.$$

$$S_2 = 1.75 \times 1.9 \Rightarrow S_2 = 3.32 \text{m}^2.$$

$$S = S_1 + S_2 \Rightarrow S = 7.46 \text{m}^2.$$

$$S' = (2 + 0.5 + 1.75) \times (1.7 + 0.5) \Rightarrow S' = 9.35 \text{m}^2.$$

✓ **Surface des balcons :**

$$S = (2.2 + 1.75) \times 1.4 \Rightarrow S = 5.53 \text{m}^2.$$

$$S' = (2.2 + 1.75 + 0.3) \times 1.4 \Rightarrow S = 5.95 \text{m}^2.$$

✓ **Les charges permanentes et les charges d'exploitation :**

- **L'acotère:**  $G = 1.7125 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = 1.7125 \times l = 1.7125 \times (1.75 + 0.3 + 2.2) \Rightarrow G = 7.27 \text{ KN}.$$

- **Les planchers :**

**Plancher terrasse:**  $G = 6.32 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = 6.32 \times S = 6.32 \times 7.46 \Rightarrow G = 47.15 \text{ KN}.$$

$$Q=1 \times S'=1 \times 9.35 \Rightarrow Q=9.35\text{KN.}$$

**Plancher étage courant :**  $G=5.2 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$G=5.2 \times S=5.2 \times 7.46 \Rightarrow G=38.79 \text{ KN.}$$

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 7.46 \Rightarrow Q=11.19 \text{ KN.}$$

**Plancher entre sol 1 :**  $G=6.15\text{KN/m}^2$ ;  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$G=6.15 \times S=6.15 \times 7.46 \Rightarrow G=45.88 \text{ KN.}$$

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 7.46 \Rightarrow Q=11.19 \text{ KN.}$$

✓ **Les balcons:**

**Balcon terrasse:**  $G=7.47 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q=1.00 \text{ KN/m}^2$ .

$$G=7.47 \times S=7.47 \times 5.53 \Rightarrow G=41.31 \text{ KN.}$$

$$Q=1 \times S'=1 \times 5.95 \Rightarrow Q=5.95\text{KN.}$$

**Balcon étage courant :**  $G=5.35 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$G=5.35 \times S=5.35 \times 5.95 \Rightarrow G=31.83\text{KN.}$$

$$Q=3.5 \times S'=3.5 \times 5.53 \Rightarrow Q=19.35\text{KN.}$$

• **Les poteaux :**

$$G=0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25=12.24 \text{ KN.}$$

$$G=0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25=19.125 \text{ KN.}$$

$$G=0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25=27.54 \text{ KN.}$$

• **Les poutres :**

**Poutre principale :**

$$G=0.4 \times 0.3 \times (1.75+2.1) \times 25 \Rightarrow G=11.55\text{KN.}$$

$$G=0.4 \times 0.3 \times (1.75+2) \times 25 \Rightarrow G=11.25\text{KN.}$$

$$G=0.4 \times 0.3 \times (1.75+1.9) \times 25 \Rightarrow G=10.95\text{KN.}$$

**Poutre secondaire :**

$$G=0.35 \times 0.3 \times (1.8+1.5) \times 25 \Rightarrow G=8.66 \text{ KN.}$$

$$G=0.35 \times 0.3 \times (1.7+1.5) \times 25 \Rightarrow G=8.40 \text{ KN.}$$

$$G=0.35 \times 0.3 \times (1.6+1.5) \times 25 \Rightarrow G=8.14 \text{ KN.}$$

- **Les murs:**

Murs intérieur :  $G=2.5 \text{ KN/m}^2$

$$G=2.5 \times (1.5 \times (3.06-0.35) + 1.75 \times (3.06-0.4)) + 1.2 \times (3.06-0.35) \times 1.8=27.65\text{KN.}$$

$$G=2.5 \times (1.5 \times (3.06-0.35) + 1.75 \times (3.06-0.4)) + 1.2 \times (3.06-0.35) \times 1.7=27.32\text{KN.}$$

$$G=2.5 \times (1.5 \times (3.06-0.35) + 1.75 \times (3.06-0.4)) + 1.2 \times (3.06-0.35) \times 1.6=27.00\text{KN.}$$

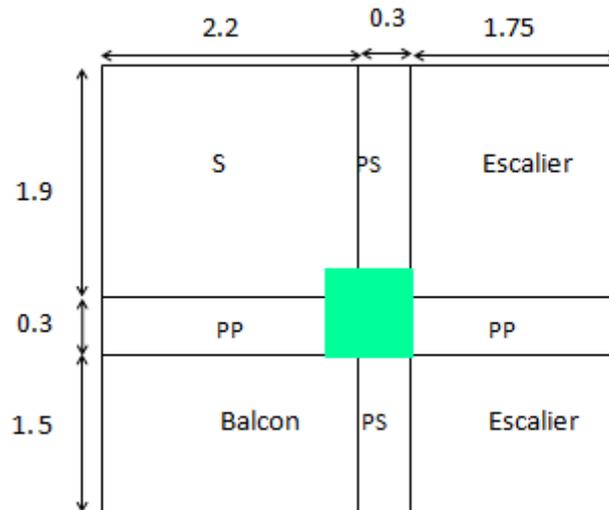


Figure II.17 Les sections entourées par le poteau intermédiaire à l'entre sol 2

- ✓ **Surface du plancher entre sol 2 :**

$$S = (2.2 \times 1.9) - (0.2 \times 0.2) \Rightarrow S=4.14\text{m}^2.$$

- ✓ **Surface de balcon :**

$$S = (1.4 \times 2.2) \Rightarrow S=3.08\text{m}^2.$$

$$S' = (1.4 \times 2.5) \Rightarrow S=3.50\text{m}^2.$$

- ✓ **Les charges permanentes et les charges d'exploitation :**

- **Plancher :**

$$G=6.15 \times S=6.15 \times 4.14 \Rightarrow G=25.46 \text{ KN.}$$

$$Q=1.5 \times S' = 1.5 \times 4.14 \Rightarrow Q=6.21\text{KN.}$$

- **Balcon:**

$$G=5.35 \times S=5.35 \times 3.08 \Rightarrow G=16.48 \text{KN.}$$

$$Q=3.5 \times S'=3.5 \times 3.50 \Rightarrow Q=12.25 \text{KN.}$$

- **Escalier :**

$$S_{\text{escalier}}=S_{\text{Palier}}+S_{\text{Paillasse}}$$

**Type1:**

$$S_{\text{Palier}}=1.75 \times 1.2=2.1 \text{m}^2.$$

$$S_{\text{Paillasse}}=1.75 \times 0.2=0.35 \text{m}^2.$$

$$G=5.35 \times 2.1 + 7.485 \times 0.35 \Rightarrow G=13.85 \text{ KN.}$$

$$Q=2.5 \times (2.1+0.35) \Rightarrow Q=6.12 \text{KN.}$$

**Type2 :**

$$S_{\text{Palier}}=1.75 \times 1.4=2.45 \text{m}^2.$$

$$S_{\text{Paillasse}}=1.75 \times 0.5=0.87 \text{m}^2.$$

$$G=5.35 \times 2.45 + 8.765 \times 0.87 \Rightarrow G=20.73 \text{ KN.}$$

$$Q=2.5 \times (2.45+0.87) \Rightarrow Q=8.30 \text{KN.}$$

- **Poteau :**

$$G=0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 27.54 \text{ KN.}$$

- **Les poutres :**

**Poutre principale :**

$$G=0.4 \times 0.3 \times (1.75+1.9) \times 25 \Rightarrow G = 10.95 \text{KN.}$$

**Poutre secondaire :**

$$G=0.35 \times 0.3 \times (1.6+1.5) \times 25 \Rightarrow G = 8.14 \text{KN.}$$

- **Les murs:**

$$\text{Mur intérieur: } G=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G=2.5 \times (1.6+1.5 \times (3.06-0.35) + 1.75 \times (3.06-0.4)) = 32.64 \text{ KN.}$$

Niveaux	Eléments	Q avant dégression	Dégression	G (KN)	Q (KN)
N <sub>1</sub>	Acrotère			7.27	
	Plancher terrasse	9.35		47.15	
	PP			11.55	
	PS			8.66	
	Poteau			12.24	
	Balcon terrasse	5.95		41.31	
	Mur			27.65	
	Surcharge	15.30	1		15.30
	Total			155.83	15.30
N <sub>2</sub>	Venant de N1			155.83	15.30
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			11.55	
	PS			8.66	
	Poteau			12.24	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.65	
	Surcharge	30.54	0.9		27.486
	Total			286.55	42.786
N <sub>3</sub>	Venant de N2			286.55	42.786
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			11.55	
	PS			8.66	
	Poteau			12.24	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur extérieur			27.65	
	Surcharge	30.54	0.8		24.432
	Total			417.27	67.218
N <sub>4</sub>	Venant de N3			417.27	67.218
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			11.55	
	PS			8.66	
	Poteau			12.24	
	Balcon	19.35		31.83	

*Pré dimensionnement des éléments Et descente des charges*

*Promotion 2020*

	Mur extérieur			27.65	
	Surcharge	30.54	0.7		21.378
	Total			547.99	88.596
N <sub>5</sub>	Venant de N4			547.99	88.596
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			11.25	
	PS			8.40	
	Poteau			19.125	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.32	
	Surcharge	30.54	0.6		18.324
	Total			684.705	106.92
N <sub>6</sub>	Venant de N5			684.705	106.92
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			11.25	
	PS			8.40	
	Poteau			19.125	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.32	
	Surcharge	30.54	0.5		15.27
	Total			821.42	122.19
N <sub>7</sub>	Venant de N6			821.42	122.19
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			11.25	
	PS			8.40	
	Poteau			19.125	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.32	
	Surcharge	30.54	0.5		15.27
	Total			958.135	137.46
	Venant de N7			958.135	137.46
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			11.25	
	PS			8.40	

*Pré dimensionnement des éléments Et descente des charges*

*Promotion 2020*

N <sub>8</sub>	Poteau			19.125	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.32	
	Surcharge	30.54	0.5		15.27
	Total			1094.85	152.73
N <sub>9</sub>	Venant de N8			1094.85	152.73
	Plancher étage	11.19		38.79	
	PP			10.95	
	PS			8.14	
	Poteau			27.54	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.00	
	Surcharge	30.54	0.5		15.27
	Total			1239.10	168.00
N <sub>10</sub>	Venant de N9			1239.10	168.00
	Plancher	11.19		38.79	
	PP			10.95	
	PS			8.14	
	Poteau			27.54	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.00	
	Surcharge	30.54	0.5		15.27
	Total			1383.35	183.27
N <sub>11</sub>	Venant de N10			1383.35	183.27
	Plancher	11.19		45.88	
	PP			10.95	
	PS			8.14	
	Poteau			27.54	
	Balcon	19.35		31.83	
	Mur			27.00	
	Surcharge	30.54	0.5		15.27
	Total			1534.69	198.54
	Venant de N11			1534.69	198.54
	Plancher	6.21		25.46	

N <sub>12</sub>	PP			10.95	
	PS			8.14	
	Poteau			27.54	
	Balcon	12.25		16.48	
	Escalier	14.42		34.58	
	Mur			32.64	
	Surcharge	32.88	0.5		16.44
	Total			1691.48	214.98

Tableau II.12 Descente des charges pour poteau d'intermédiaire

- $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1691.48 + 1.5 \times 214.98 = 2605.96 \text{ KN}$ .
- $N_{ser} = G + Q = 1691.48 + 228.035 = 1906.46 \text{ KN}$ .

II.3.3. Poteau central (E-5) :

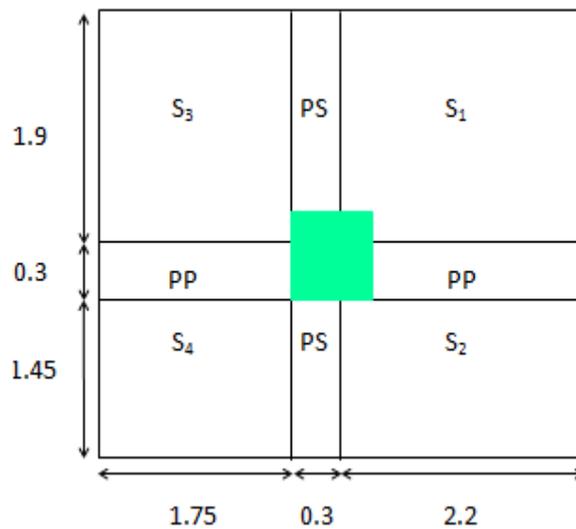


Figure II.18 Les sections entourées par le poteau central

✓ **Surface des planchers:**

- **Plancher terrasse:**

**Corps creux :**

$$S_1 = (1.9 \times 2.2) - (0.2 \times 0.2) \Rightarrow S_1 = 4.14 \text{m}^2.$$

$$S_2 = 1.45 \times 2.2 \Rightarrow S_2 = 3.19 \text{m}^2.$$

$$S_3 = 1.9 \times 1.75 \Rightarrow S_3 = 3.32 \text{m}^2.$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \Rightarrow S = 10.65 \text{m}^2.$$

$$S' = (1.9 + 0.3 + 1.45) \times 2.5 + (1.9 + 0.3) \times 1.75 \Rightarrow S' = 12.97 \text{m}^2.$$

**Dalle pleine:**

$$S_4 = 1.45 \times 1.75 \Rightarrow S_4 = 2.54 \text{m}^2.$$

$$S' = 2.54 \text{m}^2.$$

- **Plancher étage courant, RDC, et entre sol:**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \Rightarrow S = 10.65 \text{m}^2.$$

✓ **Les charges permanentes et les charges d'exploitation :**

- **Plancher terrasse :**

**Corps creux :**  $G = 6.32 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = 6.32 \times S = 6.32 \times 10.65 \Rightarrow G = 67.31 \text{ KN}.$$

$$Q = 1 \times S' = 1 \times 12.97 \Rightarrow Q = 12.97 \text{ KN}.$$

**Dalle pleine :**  $G = 7.28 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = 7.28 \times S = 7.28 \times 2.54 \Rightarrow G = 18.49 \text{ KN}.$$

$$Q = 1 \times S' = 1 \times 2.54 \Rightarrow Q = 2.54 \text{ KN}.$$

**Plancher étage courant :**  $G = 5.2 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = 5.2 \times S = 5.2 \times 10.65 \Rightarrow G = 55.38 \text{ KN}.$$

$$Q = 1.5 \times S = 1.5 \times 10.65 \Rightarrow Q = 15.97 \text{ KN}.$$

**Plancher entre sol:**  $G=6.15 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G=6.15 \times S=6.15 \times 10.65 \Rightarrow G=65.50 \text{ KN.}$$

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 10.65 \Rightarrow Q=15.97 \text{ KN.}$$

**Escalier:**

$$S_{\text{palier}}=1.3 \times 1.75=2.27 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{paillasse}}=1.2 \times 0.15=0.18 \text{ m}^2.$$

$$G_{\text{escalier}}=5.35 \times 2.27+8.765 \times 0.18=13.72 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{escalier}}=2.5 \times (2.27+0.18)=6.12 \text{ KN.}$$

- **Les poteaux :**

$$G=0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25= 27.54 \text{ KN.}$$

$$G=0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25= 19.125 \text{ KN}$$

$$G=0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25= 12.24 \text{ KN.}$$

- **Les poutres :**

**Poutre principale :**

$$G=0.4 \times 0.3 \times (1.75+1.9) \times 25 \Rightarrow G = 10.95 \text{ KN.}$$

$$G=0.4 \times 0.3 \times (1.75+2) \times 25 \Rightarrow G = 11.25 \text{ KN.}$$

$$G=0.4 \times 0.3 \times (1.75+2.1) \times 25 \Rightarrow G = 11.55 \text{ KN.}$$

**Poutre secondaire :**

$$G=0.35 \times 0.3 \times (1.6+1.45) \times 25 \Rightarrow G =8.00 \text{ KN.}$$

$$G=0.35 \times 0.3 \times (1.7+1.45) \times 25 \Rightarrow G =8.27 \text{ KN.}$$

$$G=0.35 \times 0.3 \times (1.8+1.45) \times 25 \Rightarrow G =8.53 \text{ KN.}$$

- **Cloison intérieur :**

$$G=2.5 \times (1.75 \times (3.06-0.4) +1.6+1.45 \times (3.06-0.35)) +1.2 \times (1.9 \times (3.06-0.4)) = 31.52 \text{ KN.}$$

$$G=2.5 \times (1.75 \times (3.06-0.4) +1.7+1.45 \times (3.06-0.35)) +1.2 \times (2 \times (3.06-0.4)) = 39.36 \text{ KN.}$$

$$G=2.5 \times (1.75 \times (3.06-0.4) +1.8+1.45 \times (3.06-0.35)) +1.2 \times (2.1 \times (3.06-0.4)) = 40.35 \text{ KN.}$$

Niveaux	Eléments	Q avant dégression	Dégression	G (KN)	Q (KN)
N <sub>1</sub>	CC	12.97		67.31	
	DP	2.54		18.49	
	PP			11.55	
	PS			8.53	
	Poteau			12.24	
	Cloison intérieur			40.35	
	Surcharge	15.51	1		15.51
	Total			158.47	15.51
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			158.47	15.51
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			11.55	
	PS			8.53	
	Poteau			12.24	
	Cloison intérieur			40.35	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.9		19.881
	Total			300.24	35.391
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			300.24	35.391
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			11.55	
	PS			8.53	
	Poteau			12.24	
	Mur intérieur			40.35	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.8		17.672
	Total			442.01	53.063
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			442.01	53.063
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			11.55	
	PS			8.53	
	Poteau			12.24	
	Mur intérieur			40.35	
	Escalier	6.12		13.72	

*Pré dimensionnement des éléments Et descente des charges*

*Promotion 2020*

	Surcharge	22.09	0.7		15.463
	Total			583.78	68.526
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			583.78	68.526
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			11.25	
	PS			8.27	
	Poteau			19.125	
	Mur intérieur			39.36	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.6		13.254
	Total			730.885	81.78
	N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>			730.885
Plancher		15.97		55.38	
PP				11.25	
PS				8.27	
Poteau				19.125	
Mur intérieur				39.36	
Escalier		6.12		13.72	
Surcharge		22.09	0.5		11.045
Total				877.99	92.825
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>			877.99	92.825
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			11.25	
	PS			8.27	
	Poteau			19.125	
	Mur intérieur			39.36	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.5		11.045
	Total			1025.095	103.87
N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub>			1025.095	103.87
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			11.25	
	PS			8.27	
	Poteau			19.125	

	Mur intérieur			39.36	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.5		11.045
	Total			1172.20	114.915
N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub>			1172.20	114.915
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			10.95	
	PS			8.00	
	Poteau			27.54	
	Mur intérieur			31.52	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.5		11.045
	Total			1319.31	125.96
N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub>			1319.31	125.96
	Plancher	15.97		55.38	
	PP			10.95	
	PS			8.00	
	Poteau			27.54	
	Mur intérieur			31.52	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.5		11.045
	Total			1466.42	137.005
N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			1466.42	137.005
	Plancher	15.97		65.50	
	PP			10.95	
	PS			8.00	
	Poteau			27.54	
	Cloison intérieure			31.52	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.5		11.045
	Total			1623.65	148.05
	Venant de N <sub>11</sub>			1623.65	148.05
	Plancher	15.97		65.50	
	PP			10.95	

<b>N<sub>12</sub></b>	PS			8.00	
	Poteau			27.54	
	Cloison intérieur			31.52	
	Escalier	6.12		13.72	
	Surcharge	22.09	0.5		11.045
	Total			1780.88	159.095

**Tableau II.13** Descente des charges pour poteau central

- $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1780.88 + 1.5 \times 159.095 = 2642.83 \text{ KN.}$
- $N_{ser} = G + Q = 1780.88 + 159.095 = 1939.975 \text{ KN.}$

✓ **Calculs de la section de poteau :**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0.90 \times \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0.064 \times N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 2.60596 = 0.167 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } B_r = (b - 0.02)(h - 0.02).$$

Si on fixe  $h = 0.60 \text{ m}$  :

$$b = \frac{B_r}{(h - 0.02)} + 0.02.$$

$$b \geq 0.31 \text{ m.}$$

On prend  $= 0.60 \text{ m.}$

$$B_r = (0.60 - 0.02) (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2 \geq 0.167 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\left( \frac{I_{\min}}{B} \right)}$$

$B$  : section du béton.

$i$  : rayon de giration.

$I_{\min}$  : Moment quadratique.

$\lambda$ : élançement ;



<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1707.14	0.111	25.125	30.150	50×50
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	1924.78	0.123	23.207	27.848	60×60
<b>RDC</b>	2142.42	0.137	25.621	30.745	60×60
<b>Entre sol 2</b>	2369.64	0.152	28.207	33.848	60×60
<b>Entre sol 1</b>	2605.97	0.167	33.724	40.47	60×60

Tableau II.14 Calcul des sections des poteaux

Vérification de flambement :

▫ **Vérification d'après RPA 2003:**

$\text{Min}(b ; h) = 40 \geq 30$  (en zone III).....CV.

$b = 40 \geq h_e / 20 = 15.3 \text{ cm}$  .....CV.

$1/4 \leq b/h \leq 4 \longrightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$ .....CV.

▫ **Vérification d'après BAEL91:**

$L_0 = 3.06\text{m}$ .

$$\lambda = \frac{2 \times \sqrt{3} \times 0.7 \times 3.06}{0.60} = 12.36$$

$< 35$  ..... CV.

Donc on adopté 3 types des sections du poteau :

- **Les entres sols+RDC+1<sup>er</sup>étage (b×h)= 60×60cm<sup>2</sup>.**
- **2<sup>ème</sup>+3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup>+5<sup>ème</sup>étages (b×h) = 50×50cm<sup>2</sup>.**
- **6<sup>ème</sup>+7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup>+9<sup>em</sup>étages (b×h) = 60×60cm<sup>2</sup>.**

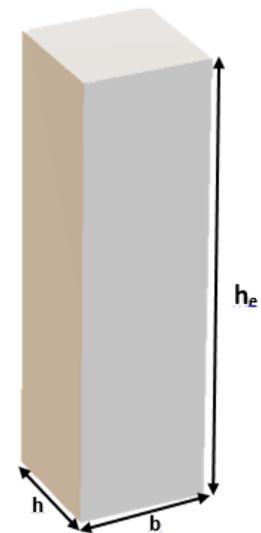
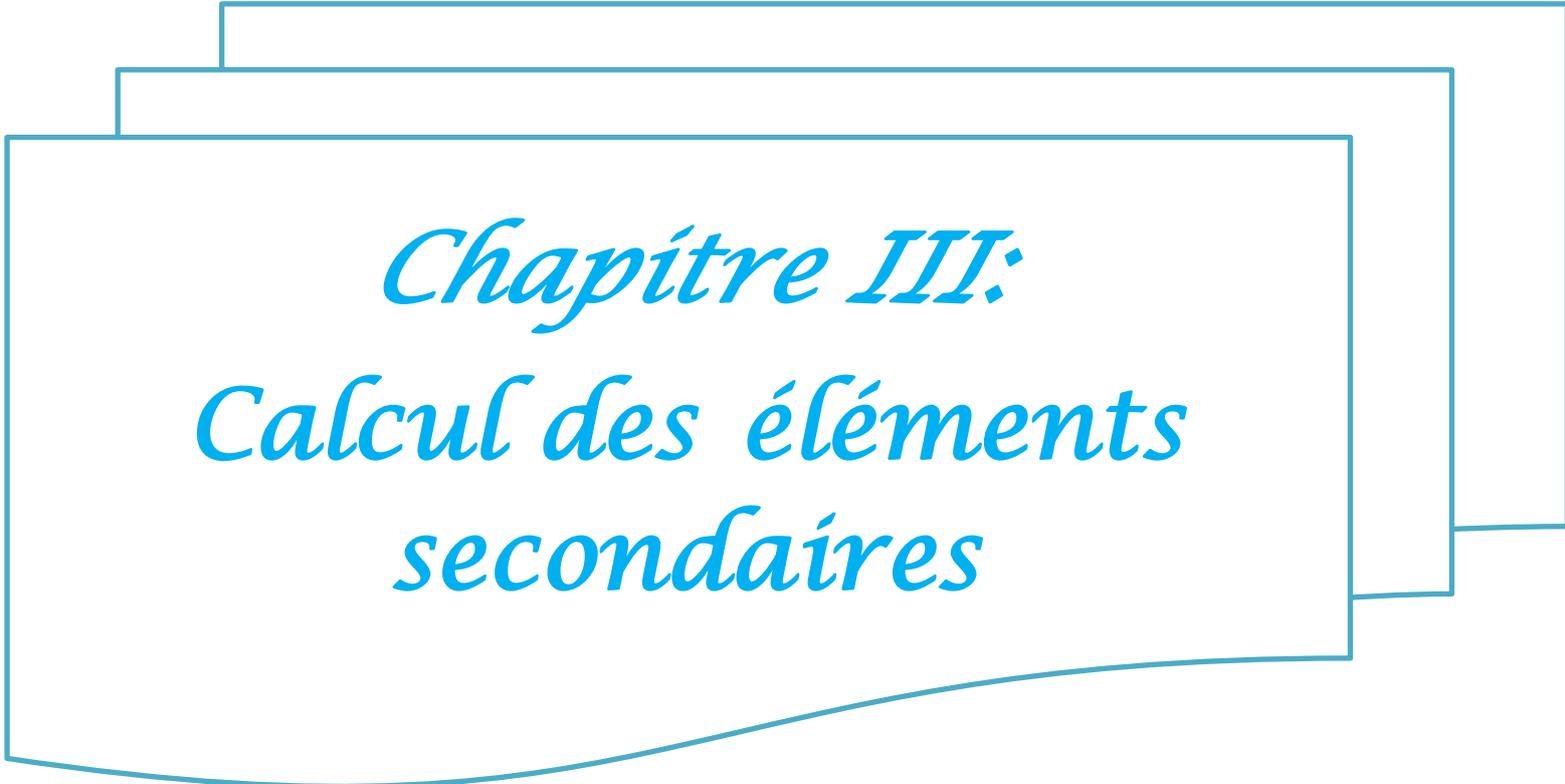


Figure II.20 Dimensions du poteau



*Chapitre III:  
Calcul des éléments  
secondaires*

## ❧ Chapitre III : Calcul des éléments secondaires ❧

### III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- L'acrotère.
- Plancher.
- Balcon.
- Escalier.

### III.2.Acrotère :

#### III.2.1.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

#### III.2.2.Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

**III.2.2.1. Dimensionnement :**

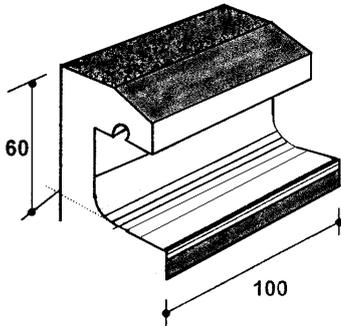


Figure III.1 Schéma descriptif

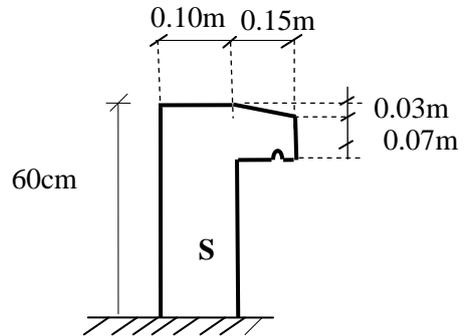


Figure III.2 Coupe transversale de l'acrotère

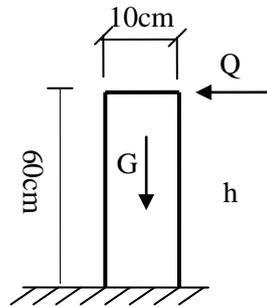


Figure III.3 Schéma statique de l'acrotère

**III.2.2.2. Principe de calcul :**

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

**III.2.3. Evaluation des charges :**

▫ **Charge Permanente:**

La surface de la coupe de l'acrotère est :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left( \frac{0.03 + 0.1}{2} \right) = 0.0685 \text{ m}^2.$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = S \times 25 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN / ml .}$$

▫ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1.00 \text{ KN/ml.}$$

▫ **Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone III** et le **groupe d'usage 2**. Donc : **A= 0.15**.
- **C<sub>p</sub>**: facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le **tableau (6.1)**, dans notre cas : **C<sub>p</sub>=0.8**.
- **W<sub>P</sub>**: le poids propre de l'acrotère : **W<sub>P</sub> = 1.7125KN/ml** .
- **F<sub>P</sub>** =  $4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{KN/ml}$ .

On a :  $F_P \geq Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations  $W_P, F_P$ .

- Poids propre:  $G=1.7125 \text{ KN}$ .
- Surcharge :  $F_p (Q)=1.37 \text{ KN/ml}$ .
- Un moment :  $M_{Fp} (Q) =0.822 \text{ KN.m}$ .
- Un effort tranchant :  $T_{Fp}=1.37 \text{ KN}$ .

**III.2.4.Evaluation des sollicitations :**

	<b>Moments (KN.m)</b>	<b>Effort normal (KN)</b>	<b>Effort tranchant (KN)</b>
<b>ELU</b>	1.11	2.312	2.055
<b>ELS</b>	0.822	1.7125	1.37

**Tableau III.1** Evaluation des sollicitations

### III.2.5. Vérification au flambement :

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$$L_f = 2L_o = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} \Rightarrow \lambda = \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} = 41.56.$$

$L_f$  : la longueur de flambement.

$e$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$  : l'élancement.

#### □ Calcul de l'excentricité :

$$c = e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.11}{2.312} = 0.48 \text{ m} \Rightarrow e_o > \frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm.}$$

C : Le centre de pression.

Le centre de pression C se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée (SPC).

#### □ Vérification du flambement :

$$\lambda_{\max} = \text{Max} \left( 50, \min \left( 100, \frac{e_o}{h} \right) \right) \text{ cm.}$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max} \left( 50, \min \left( 100, \frac{48}{10} \right) \right) \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 50 \text{ cm.}$$

On a :  $\lambda = 41.56 \leq \lambda_{\max} = 50$  donc pas de risque de flambement.

### III.2.6. L'excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_1.$$

$e_a$  : L'excentricité additionnelle accidentelle.

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \left( 3 \left( l_f \right)^2 \frac{1}{10000 h} \right) \times (2 + \alpha \phi) \quad \alpha = 0 ; \phi = 2 \text{ car : } \mathbf{G} \text{ ne crée aucun moment}$$

$$\text{Donc : } e_1 = \left( 3 \times (1.2)^2 \times \frac{1}{10000 \times 0.1} \right) \times (2 + 0) \Rightarrow e_1 = 0.864 \text{ cm .}$$

$$\text{Alors : } e = 48 + 2 + 0.864 = 50.864 \text{ cm.}$$

### III.2.7. Sollicitations majorées de $\delta_f$ :

▫ **Calcul de coefficient de majoration  $\delta_f$  :**

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[ 1 + 0.15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} ; 1.4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0.75 \\ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} < 0.75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{48}{10} = 4.8 \Rightarrow 4.8 > 0.75 .$$

$$\text{Donc : } \delta_f = \min[1.044 ; 1.4] = 1.044.$$

#### III.2.7.1. Etat limite ultime :

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.044 \times 2.312 = 2.41 \text{ KN.}$$

$$M_u^* = \delta_f \times M_u + N_u^* e_a = 1.044 \times 1.11 + 2.41 \times 0.02 = 1.207 \text{ KN.m.}$$

#### III.2.7.2. Etat limite de service :

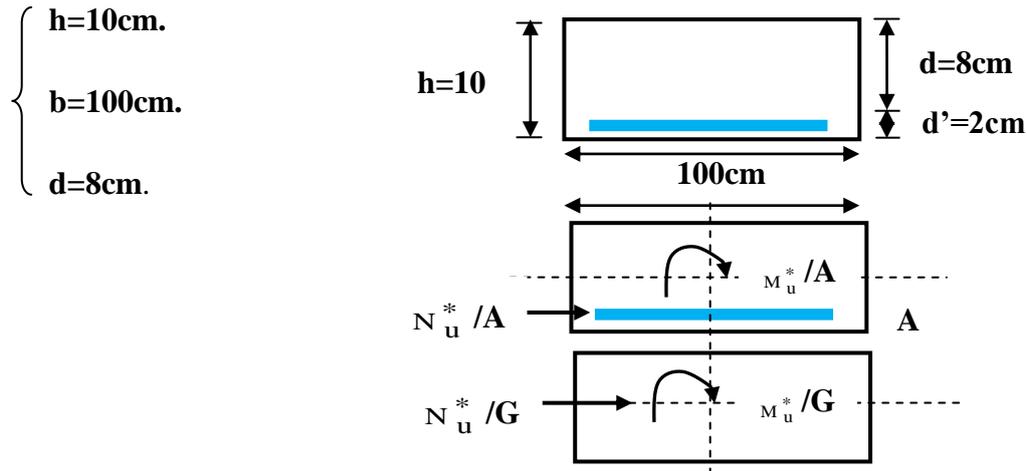
$$N_{\text{ser}}^* = N_{\text{ser}} = 1.712 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{ser}}^* = M_{\text{ser}} = 0.822 \text{ KN.m.}$$

### III.2.8. Ferrailage :

#### III.2.8.1. Calcul à L'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :



□ **Position du centre de pression :** Figure III.4 Coupes transversales de l'acrotère

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.207}{2.33} = 0.50\text{m.}$$

$$e_o = h/6 = 0.17\text{m.}$$

$e > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée(S.P.C).

□ **Calcul à la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \gamma_b = 1.5.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1.207 + 2.41 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1.099 \text{ .}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.099 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.16} = 0.0121.$$

$\mu_{bu} = 0.0121 < \mu_l = 0.186$ .....section simplement armée (pas d'acier comprimé).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0152.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.95 \text{ cm.}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \sigma_s} = \frac{1.099 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 0.397 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = A_{su}^* - \left( \frac{N_u^*}{f_{su}} \right) = 0.397 - \frac{2.41}{348} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

### III.2.8.2.Calcul à L'ELS :

□ **Position du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.822}{1.7125} = 0.48 \text{ m.}$$

$$e_o = h/6 = 0.17 \text{ m.}$$

$e_s > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée(S.P.C)

□ **Calcul à la flexion simple :**

➤ **Calcul des contraintes :**

- La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte de l'acier :**

(Fissuration préjudiciable) avec  $\eta = 1.6$ .

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \text{ Mpa} \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_{ser}^a = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 0.822 + 1.712 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser}^a = 0.873 .$$

Calcul du moment limite de service  $M_l$  :

$$M_l = \mu_r . b . d^2 . \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{sc}) = 0.484.$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_l = 19.5 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser}^a < M_l \text{ ( pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d (1 - \alpha_r / 3) = 0.067 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z \sigma_s} = \frac{0.873 \times 10^3}{0.067 \times 240 \times 100} = 0.542 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} = 0.542 - \frac{1.725}{240} = 0.534 \text{ cm}^2.$$

**III.2.8.3.Ferrailage minimal :**

$$A_{s \min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d$$

$$f_{t28} = 0.6 + f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 1 \times 0.08 = 0.845 .$$

Alors :  $A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{\min}] = \text{Max} [0.32, 0.534, 0.845] \Rightarrow A_s = 0.845 \text{ cm}^2.$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4T8**..... $A_s=2.01\text{cm}^2$ .

**III.2.8.4.Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2.$$

On adopte : **3T8**..... $A_r=1.51\text{cm}^2$ .

□ **L'espace maximal :**

Dans le sens le moins sollicité:  $St \leq \min [4h, 45\text{cm}] = 40\text{cm}$ .

Soit :  $St=20\text{cm}$ .

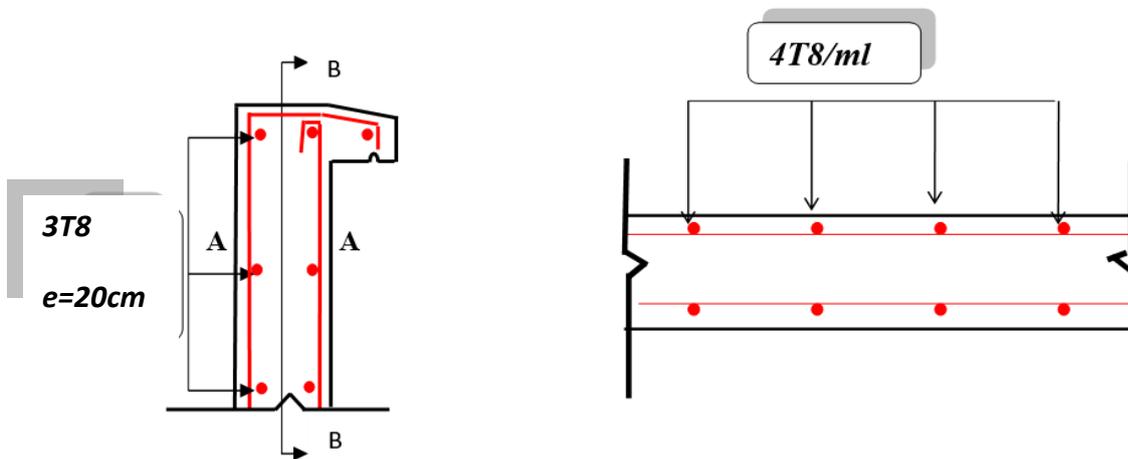


Figure III.5 Coupe A-A

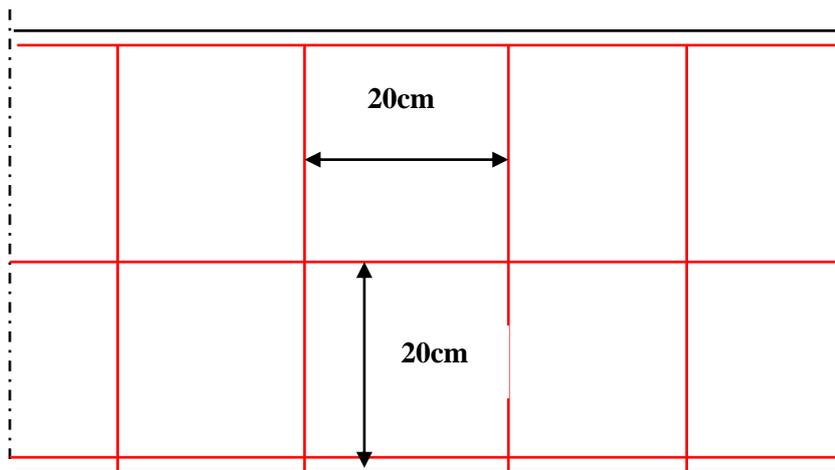


Figure III.6 Coupe B-B

### III.3. Balcon :

#### III.3.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrillé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), et une charge d'exploitation **Q**.

Dans notre cas on a deux types des balcons :

- Balcons encastrés sur **trois** côtés.
- Balcons encastrés d'**un** côté.

#### III.3.2. Sollicitation de calcul :

##### a. Type I : Balcons encastrés sur trois côtés :

$l_x = 1.2\text{ m}$  ;  $l_y = 3.65\text{ m}$ . Après le pré dimensionnement on a obtenue que ;  $e = 15\text{ cm}$ .

##### □ Evaluation des charges:

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

La charge permanente :  $G = 5.35\text{KN/ml}$ .

La charge d'exploitation :  $Q = 3.50\text{KN/ml}$ .

##### L'E.L.U :

- $q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.47\text{KN/ml}$ .

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

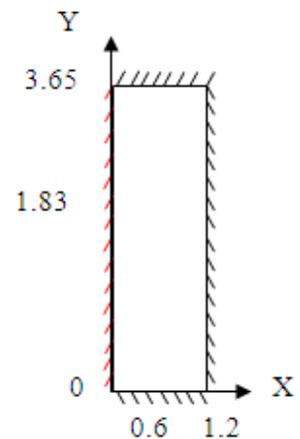


Figure III.7 Balcon encastré à 3 cotés

ELU	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN. m)
En travée	0.00	1.83	0.29
Sur appui	1.20	1.83	5.84
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN. m)
En travée	0.00	1.83	1.68
Sur appui	0.00	3.65	6.17
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub> (KN)
Max	1.20	1.83	15.14
Min	0.45	3.65	-4.90
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN)
Max	0.00	0.00	25.81
Min	0.00	3.65	-25.81

Tableau III.2 Résultats des efforts à ELU

ELS :

○  $q_s = G + Q = 8.85 \text{ KN/ml}$ .

Selon SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN. m)
En travée	0.00	1.83	0.21
Sur appui	1.20	1.83	-4.15
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN. m)
En travée	0.00	1.83	1.19
Sur appui	0.00	3.65	-4.38
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub> (KN)
Max	1.20	1.83	10.74
Min	0.45	3.65	-3.48
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN)
Max	0.00	3.65	-18.31
Min	0.00	0.00	18.31

Tableau III.3 Résultats des efforts à ELS

➤ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELU et l'ELS.

**ELU :**

On a :

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm.}$
- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 15 - 2 - 0.5 = 12.5 \text{ cm.}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 11.5 \text{ cm.}$

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (1001 \times 5) \text{ cm}^2$ .

On utilise les formules suivantes :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

➤ **Sens xx:**

Section	b (cm)	d (cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	Z (cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	12.5	0.29	0.001	12.49	1.50	0.066	4HA8 = 2.01
Appuis	100	12.5	5.85	0.026	12.30	1.50	1.36	4HA10 = 3.14

Tableau III.4 Ferrailage dans le sens xx

➤ **Sens yy:**

Section	b (cm)	d (cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	Z (cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	11.5	1.68	0.008	11.44	1.38	0.42	4HA8 = 2.01
Appuis	100	11.5	6.17	0.032	11.27	1.38	1.57	4HA10 = 3.14

Tableau III.5 Ferrailage dans le sens yy

- **Espacement maximal :**

**Sens X-X:**

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(45 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$  .

**Sens Y-Y:**

- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(60 ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$  .
- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$V_{ux} = 15.14 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 25.81 \text{ KN} .$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = 2.5 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.14 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.121 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{25.81 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.224 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**ELS :**

- **Vérification à l'ELS :**
  - **Vérification de la contrainte :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

Fissuration est considérée comme préjudiciable .

○ La position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0.$$

○ Calcul de l'inertie I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s(d - y)^2 + 15 \times A'_s(y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} ; \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ (FeE400)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}.$$

ELS	Sens XX		Sens YY	
	Travée	Appui	Travée	Appui
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	0.21	4.15	1.19	4.38
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	15	15	15	15
<b>d (cm)</b>	12.5	12.5	11.5	11.5
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>) ELU</b>	2.01	3.14	2.01	3.14
<b>Y<sub>ser</sub>(cm)</b>	2.46	2.99	2.34	2.85
<b>I</b>	3535.40	5150.75	2956.85	4295.77
<b>K</b>	0.006	0.080	0.040	0.101
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math></b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math></b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_{st}</math></b>	9.036	114.12	54.96	131.04
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	0.15	2.39	0.94	2.90
<b><math>\sigma_{st}</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	CV	CV	CV	CV

**Tableau III.6** Vérification des contraintes

Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

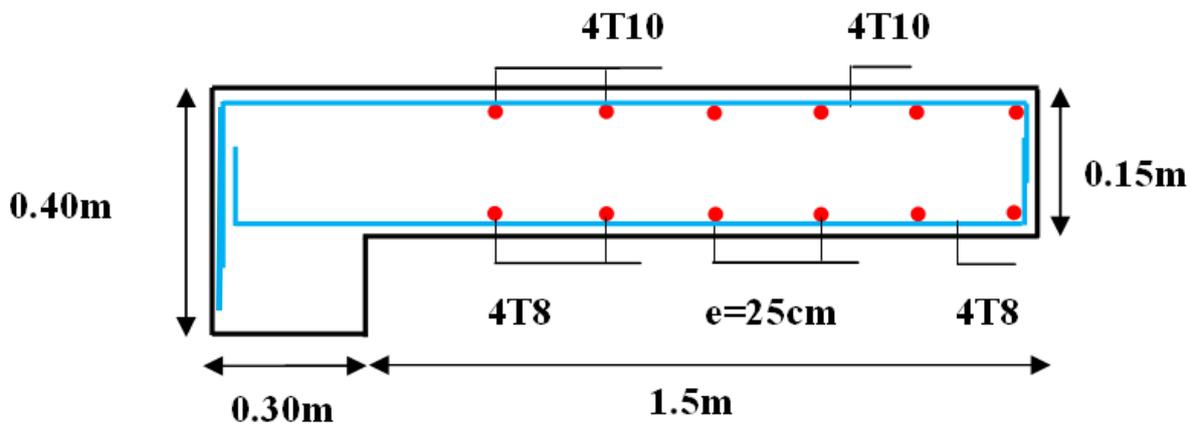
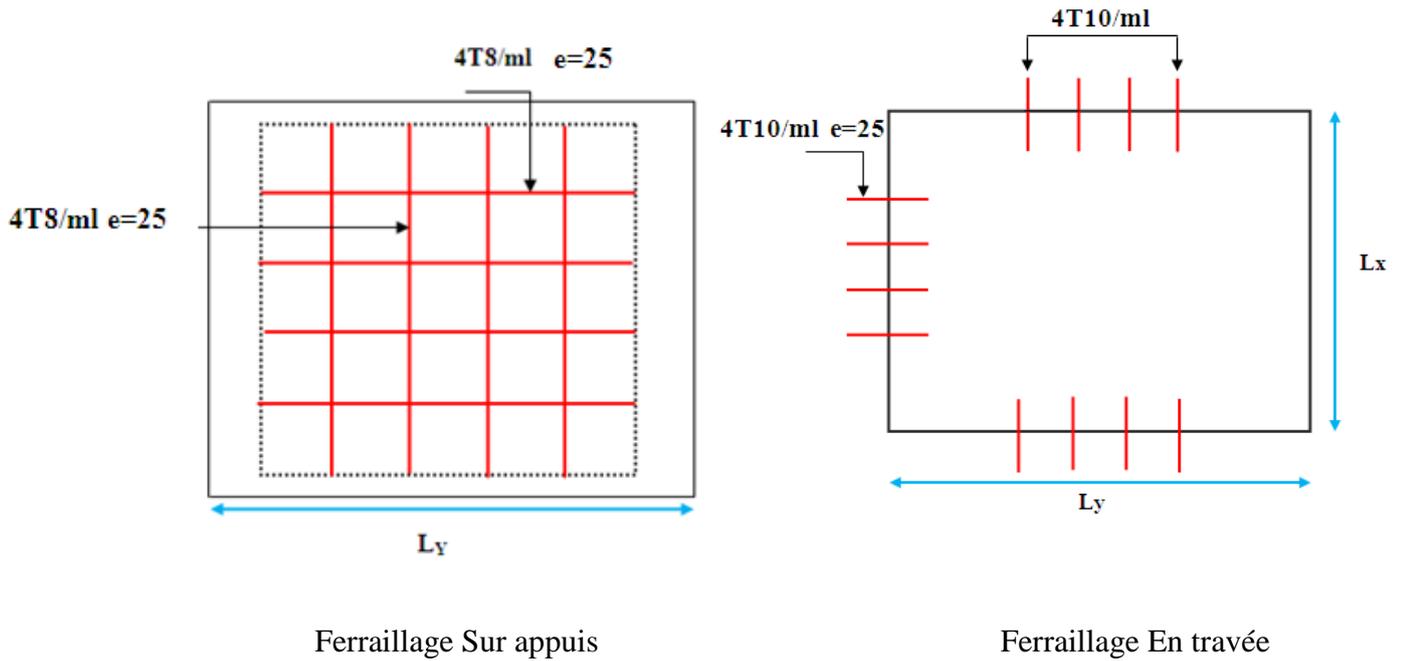


Figure III.8 Ferrailage du balcon encastré à trois côtés

➤ Type II : Balcons encastrés sur un seul côté :

$l_x = 4.5\text{ m} ; l_y = 1.50\text{ m}.$

Après le pré-dimensionnement, on a obtenu que:  $e = 15\text{ cm}.$

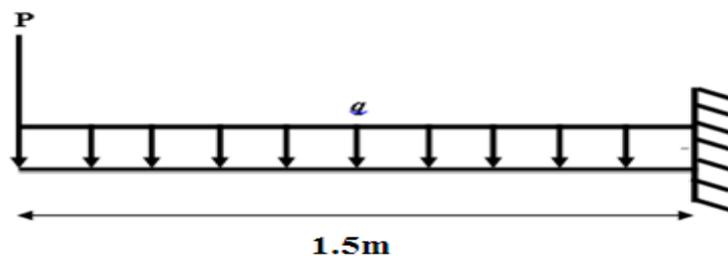


Figure III.9 Balcon encastré à un seul côté

▫ **Evaluation des charges 5 :**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

La charge permanente :  $G = 5.35\text{KN/ml}$ .

La charge d'exploitation :  $Q = 3.50\text{KN/ml}$ .

▫ **L'E.L.U :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.47\text{KN/ml}.$$

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

<b>ELU</b>	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>xx</sub> (KN. m)</b>
<b>En travée</b>	0.45	1.50	0.30
<b>Sur appui</b>	0.75	0.00	2.81
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>yy</sub>(KN. m)</b>
<b>En travée</b>	0.00	1.50	0.28
<b>Sur appui</b>	0.75	0.00	13.93
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>T<sub>zx</sub>(KN)</b>
<b>Max</b>	0.00	0.00	7.85
<b>Min</b>	4.50	0.00	-7.85
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>T<sub>zy</sub>(KN)</b>
<b>Max</b>	4.5	1.50	0.39
<b>Min</b>	0.45	0.00	-24.08

**Tableau III.7** Résultats des efforts à ELU

➤ **ELS :**

○  $q_s = G + Q = 8.85\text{KN. m}$

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN. m)
En travée	0.45	0.00	0.22
Sur appui	0.75	1.50	2.00
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN. m)
En travée	0.00	0.00	0.20
Sur appui	0.75	1.50	9.88
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub> (KN)
Max	0.00	1.50	5.57
Min	4.50	1.50	-5.57
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN)
Max	0.45	1.50	17.09
Min	4.50	0.00	-0.28

Tableau III.8 Résultats des efforts à ELS

▫ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

➤ **ELU :**

On a :

$$\circ (\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm.}$$

Donc :

$$\circ \varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de **d<sub>x</sub>** et **d<sub>y</sub>** :

$$\circ d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 15 - 2 - 0.5 = 12.5 \text{ cm.}$$

$$\circ d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 11.5 \text{ cm.}$$

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) = (100×15) cm<sup>2</sup>.

On utilise les formules suivantes :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e};$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

➤ Sens xx:

Section	b (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	12.5	0.30	0.000013	12.49	1.50	0.07	4HA10 = 3.14
Appuis	100	12.5	2.81	0.01266	12.40	1.50	0.65	4HA10 = 3.14

Tableau III.9 Ferrailage dans le sens xx

➤ Sens yy:

Section	b (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	11.5	0.28	0.0014	11.49	1.38	0.07	4HA10 = 3.14
Appuis	100	11.5	13.93	0.074	10.99	1.38	3.64	4HA12 = 4.52

Tableau III.10 Ferrailage dans le sens yy

□ Espacement maximal :

Sens X-X:

- $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(45; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ .

Sens Y-Y:

- $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(60; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$V_{ux} = 7.85 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 24.08 \text{ KN} .$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{7.85 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.063 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}.$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24.08 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.209 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}.$$

➤ **ELS:**

○ **Vérification de la Contrainte :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{n M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Fissuration est considérée comme préjudiciable

○ **La position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0.$$

○ **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s (d - y)^2 + 15 \times A'_s (y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_a = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a \text{ avec } n = 15.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3}f_{te}; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ (FeE400).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

ELS	Sens XX		Sens YY	
	Travée	Appui	Travée	Appui
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	0.22	2.00	0.20	9.88
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	15	15	15	15
<b>d (cm)</b>	12.5	12.5	11.5	11.5
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>) ELU</b>	3.14	3.14	3.14	4.52
<b>Y<sub>ser</sub>(cm)</b>	2.99	2.99	2.85	3.33
<b>I</b>	5150.76	5150.76	4295.77	3672.50
<b><math>\bar{\sigma}_a</math></b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math></b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_a</math></b>	6.09	55.39	6.04	329.69
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	0.12	1.16	0.13	8.95
<b><math>\sigma_a</math></b>	CV	CV	CV	CNV
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	CV	CV	CV	CV

**Tableau III.11** Vérification des contraintes

➤ **Calcul les armatures à l'ELS :**

➤ **Appui sens yy :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} ; A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

➤ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

M <sub>SER</sub> (KN.m)	μ <sub>s</sub>	B	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	A <sub>S</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>M<sub>ay</sub> = 9.88</b>	0.0038	0.9006	4.73	35.32	5.70	Vérifier	6T12	20

**Tableau III.12** Calcul des armatures

**Remarque :**

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieures.

➤ **Schéma de ferrailage:**

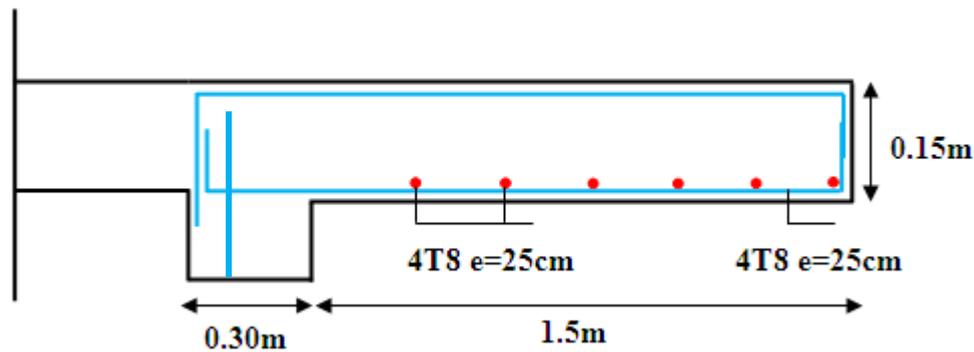


Figure III.10 Ferrailage de balcon encastrés sur un seul

### III.4. Les planchers :

#### III.4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

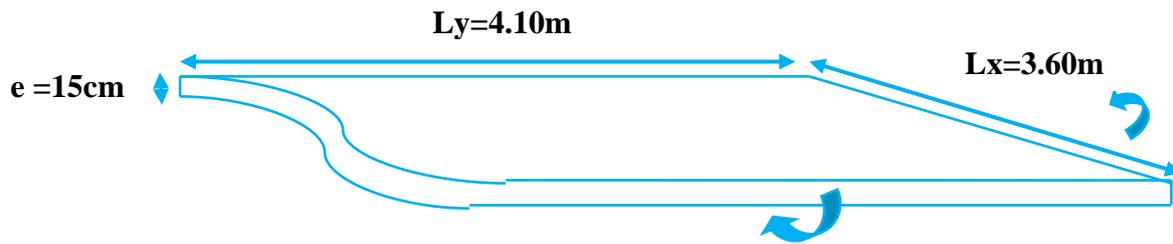
Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers :

- planchers en corps creux (pour la terrasse et les étages courants).
- planchers en dalle pleine (pour plancher entresol).

#### III.4.2. Planchers dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres Dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.



Calcul  $\alpha$  :

Figure III.11 Dalle pleine

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.60}{4.10} = 0.87 > 0.4.$$

La dalle travaille dans les deux sens.

▫ **dalle pleine :**

a) **Evaluation des charges et des surcharges :**

La charge permanente :  $G=6.15\text{KN/m}^2$ .

La charge variable :  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ .

**-Combinaison des charges :**

$$-q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

$$-q_s = G + Q.$$

	<b>G (KN/m)</b>	<b>Q (KN/m)</b>	<b>Q<sub>u</sub> (KN/m)</b>	<b>Q<sub>ser</sub> (KN/m)</b>
<b>Dalle</b>	6.15	1.5	10.55	7.65

**b) Calcul des moments sur les deux sens :**

En supposant que la dalle repose librement sur son contour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Les coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donnés par règles BAEL91

$$\text{On a : } \mu(x) = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.90^3)}; \mu(y) = \alpha^3(1.9 - 0.9 \times \alpha)$$

$$\mu(x) = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times 0.87)} = 0.040.$$

$$\mu(y) = \alpha^3(1.9 - 0.9 \times \alpha) = 0.87^3(1.9 - 0.9 \times 0.87) = 0.735.$$

- **Moment sur travée :**

Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0.85 \times M_x. \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0.85 \times M_y.$$

Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0.75 \times M_x. \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0.75 \times M_y.$$

- **Moment sur appui :**

Pour un panneau de rive :

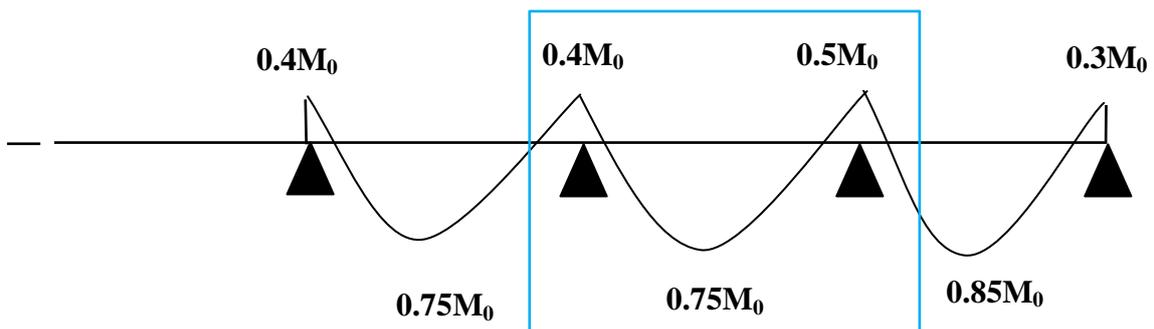
$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0.3 \times M_x. \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0.3 \times M_y.$$

Pour un panneau intermédiaire :

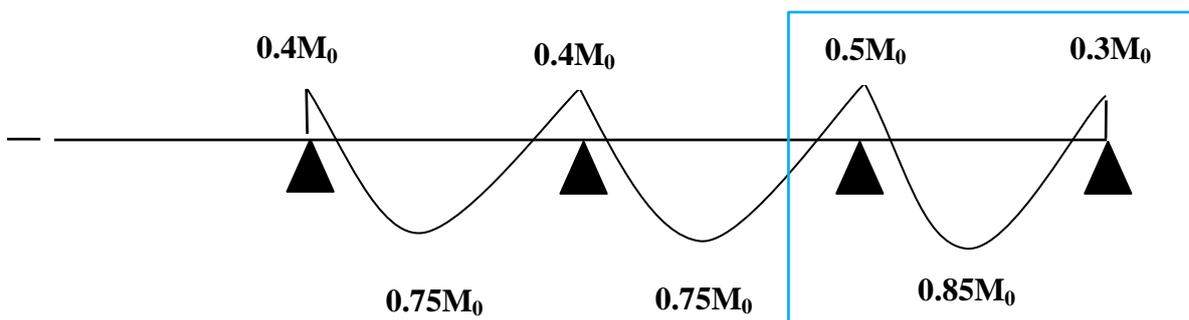
$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0.5 \times M_x. \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0.5 \times M_y.$$

$$M_{0x} = \mu_x \times P \times l_x^2 M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

- **Sens x :**



- **Sens y :**



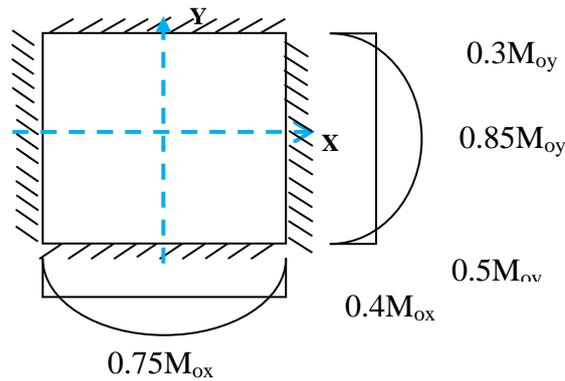


Figure III.12 Distribution des moments sur les panneaux

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

• Sollicitations :

Dalle	$L_x$	$L_y$	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	3.60	4.10	0.87	0.040	0.735	5.47	4.02
ELS	3.60	4.10	0.87	0.040	0.735	3.97	2.92

Tableau III.13 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

• Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :

Dalle	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)
ELU	2.19	4.10	2.01	3.42
ELS	1.59	2.97	1.46	2.48

Tableau III.14 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

c) Calcul le ferrailage :

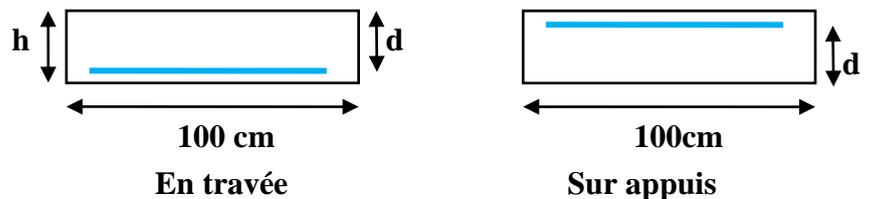
La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$  soumise à la flexion simple

On a :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$ .

○  $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm}$ .

○  $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm}$ .



Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 15 - 2 - 0.5 = 12.5 \text{ cm.}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 11.5 \text{ cm.}$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$
- $A_{smin} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

**Condition de non fragilité : selon BAEL :**

**Pour Fe E400 :**

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>Mu(KN. m)</b>	2.19	4.10	2.01	3.42
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>d (m)</b>	0.125	0.125	0.115	0.115
<b>μ</b>	0.010	0.018	0.011	0.018
<b>Z (cm)</b>	12.43	12.36	11.43	11.37
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	0.51	0.95	0.51	0.86
<b>As (min)</b>	1.63	1.63	1.50	1.50
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T8 = 2.01</b>	<b>4T8 = 2.01</b>	<b>4T8 = 2.01</b>	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25
<b>St<sub>max</sub> (cm)</b>	33	33	45	45
<b>St &lt; St<sub>max</sub></b>	CV	CV	CV	CV

**Tableau III.15** Calcul de ferrailage

**d)- Vérification de l'espacement :**

- Le sens L<sub>X</sub>:  $st=100/4=25\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm})= 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$
- Le sens L<sub>Y</sub>:  $st: st=100/4=25\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm})= 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$

**e)- Vérification de l'effort tranchant :**

$$1) \tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2)) = 15.07\text{KN.}$$

$$V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = 14.41\text{KN/m.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} = 0.120 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$  vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**f)- Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable  $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6(\text{HA}).$
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2)]. \text{BAEL 91.}$

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$
- **Y** : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \times A_{st}}{b}$
- $E = 2 \times d \times D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = K \times Y$
- $\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y)$

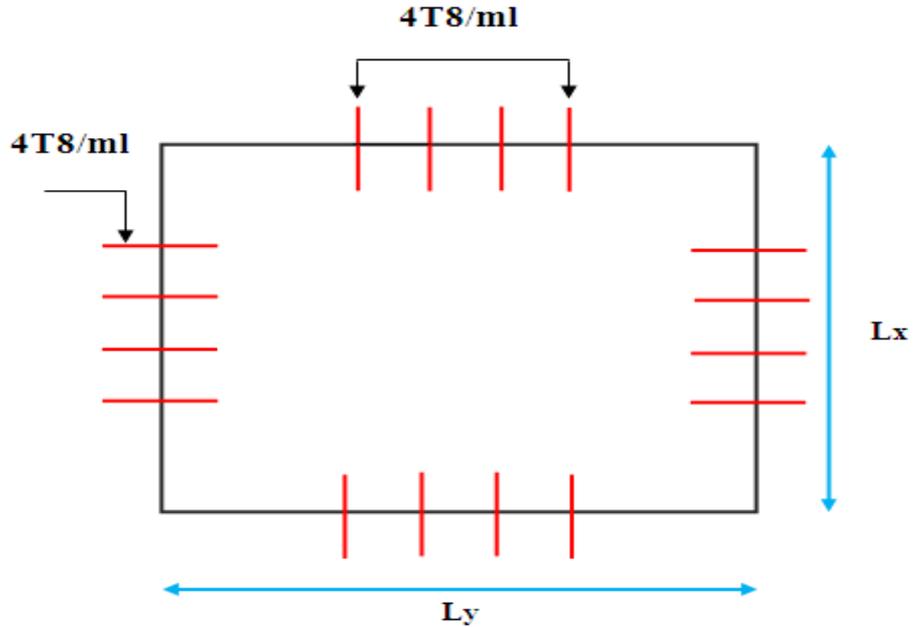
Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	1.59	2.97	1.46	2.48
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	15	15	15	15
<b>d (cm)</b>	12.5	12.5	11.5	11.5
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T8 = 2.01</b>	<b>4T8 = 2.01</b>	<b>4T8 = 2.01</b>	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>D (cm)</b>	0.3015	0.3015	0.3015	0.3015
<b>E (cm<sup>2</sup>)</b>	7.5375	7.5375	6.9345	6.9345
<b>Y<sub>ser</sub> (cm)</b>	3.0634	3.0634	2.9519	2.9519
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	3643.11	3643.11	3060.46	3060.46
<b>K (<math>\frac{N}{mm^3}</math>)</b>	0.044	0.082	0.048	0.081
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (Mpa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (Mpa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_{st}</math> (Mpa)</b>	62.30	116.11	61.56	103.88
<b><math>\sigma_{bc}</math> (Mpa)</b>	1.35	2.51	1.42	2.39
<b><math>\sigma_{bc} &lt; \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>\sigma_{st} &lt; \bar{\sigma}_{st}</math></b>	CV	CV	CV	CV

Tableau III.16 Vérification des contraintes à l'ELS

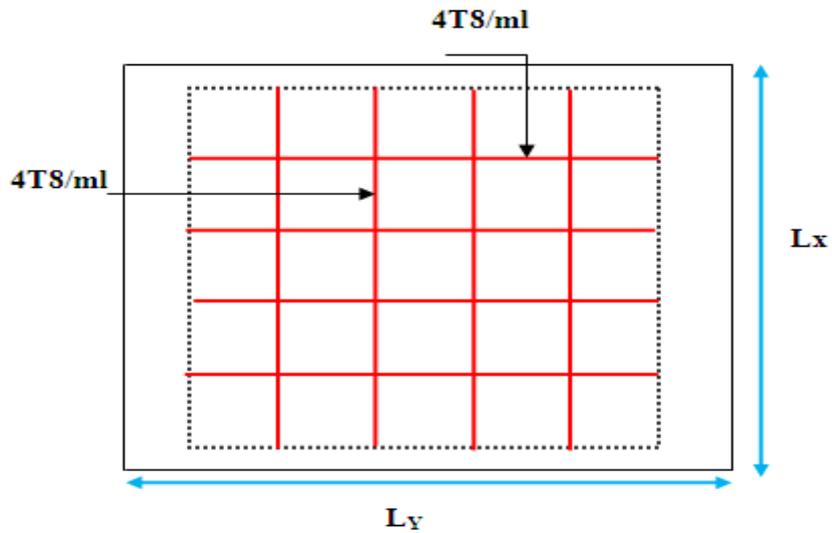
▫ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{360} = 0.042 > \frac{2.48}{20 \times 3.19} = 0.042 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{2.01}{100 \times 12.5} = 0.0016 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

g)-Croquis de ferrailage :



**Sur appui**



**En travée**

**Figure III.13** Ferrailage de la dalle pleine

### III.4.3.Plancher corps-creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- La dalle de compression.

#### III.4.3.1.Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### III.4.3.2.Méthode de calcul :

- **La méthode forfaitaire :**

a. Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_w, M_e$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ).

On applique la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant

**BAEL91 :**

- Condition 1 : Les charges d'exploitations sont modérées, où  $Q \leq \max(2G ; 5 \frac{KN}{m^2})$
- Condition 2 : Les portées doivent vérifier la relation suivante :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- Condition 3 : Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

**I = constant.**

- Condition 4 : les fissurations sont considérées non préjudiciables à la tenue du béton armé ainsi que à celle du revêtement.

**b. Calcul des moments forfaitaire :**

- Les moments sur appuis :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

- Cas d'une poutre à deux travées :



- Cas d'une poutre à plusieurs travées :



**Remarque :** dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :  $M_a=0.3M_0$ .

- Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

- Pour les travées de rive : le max entre :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Soit :

$\alpha$  : Est le rapport de charges d'exploitation a la somme de charges permanent et d'exploitation

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment

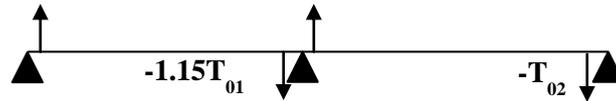
isostatique :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_e$  ;  $M_w$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

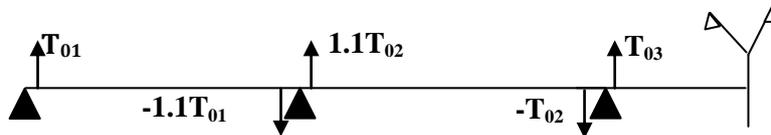
$M_t$  : le moment max de la travée considérée.

**c. Les efforts tranchants :  $T_0 = \frac{ql}{2}$**

➤ cas d'une poutre à deux travées :



➤ cas d'une poutre à plusieurs travées :



**Remarque** : si une des 3 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot, expliquée comme suite :

▫ **Méthode Caquot :**

➤ Moments sur appui :

•  $M_a = 0.3M_0$  Appui de rive ; avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

•  $M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5 (l'_w + l'_e)}$  Appui intermédiaire.

•  $M_t \geq 1.25 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$  Moment en travée.

$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$(M_w, M_e)$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives  $l'_0$  à gauche et à droite avec :

$l' = 1$  Pour une travée de rive.

$l' = 0.8 \times l$  Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

➤ Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{l} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{l} \end{cases} \quad \text{Avec : } T_0 = \frac{ql}{2}$$

(  $T_\omega ; T_e$  ) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

$h = 25 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

$h_0 = 5 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

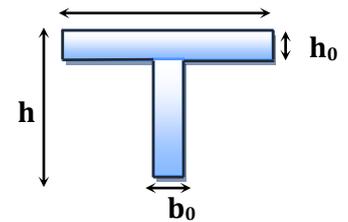


Figure III.14 La Section de la poutrelle

Dans notre projet, nous avons 03 types des poutrelles :

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

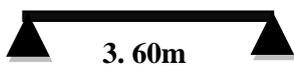


Figure III.15 Les différents types des poutrelles

▫ **Choix de la méthode :**

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

**1- Condition 1:**

Terrasse  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{max.} (2 \times 6.32 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12.64 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

Plancher étage courant :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{max.} (2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10.40 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV.}$

**2- Condition 2:**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** ». donc → Condition est vérifiée.

**3- Condition 3:**

○ **Type 01** :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1.16 ; 0.89 ; 1.12 ; 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

○ **Type 02** :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1.16 ; 0.89 ; \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

○ **Type 03** :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1.16 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

→ La condition vérifiée.

**4- Condition 4:**

5- La fissuration du béton est non préjudiciable..... C.V.

Alors la méthode est applicable.

**III.4.3.3. Détermination des charges agissant sur les poutrelles :**

**Type 01 :**

➤ **Plancher terrasse :**

- Charge permanente : **G=6.32KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0.65 : **G=4.108 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitations : **Q=1 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0.65 : **G=0.65 KN/ml.**

➤ **Plancher étage courant :**

- Charge permanente : **G=5.20 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0.65 : **G=3.38 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitations : **Q=1.5 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0.65 : **G=0.975KN/ml.**

III.4.3.4. Calcul des sollicitations :

a. Combinaison des charges :

- ELU:  $P_u = 1.35 G + 1.5Q$ .
- ELS:  $P_{ser} = G + Q$ .

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$P_u$ (KN/ml)	$P_{ser}$ (KN/ml)
Plancher terrasse	4.108	0.65	6.52	4.76
Plancher étage courant	3.38	0.975	6.03	4.36

Tableau III.17 Combinaison des charges

a- Calcul des moments :

Type 01 :

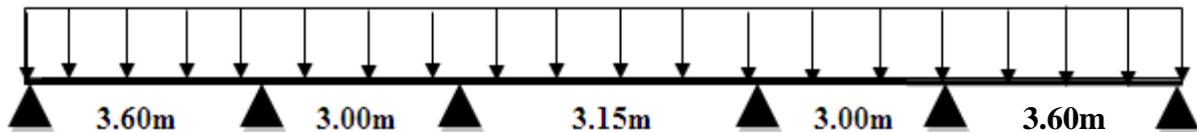


Figure III.16 Les différents types des poutrelles

Plancher étage courant :

➤ En travée :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1	6.03	9.77	6.52	4.36	7.06	4.71
2	6.03	6.78	4.19	4.36	4.90	3.02
3	6.03	7.48	4.99	4.36	5.40	3.60
4	6.03	6.78	4.19	4.36	4.90	3.02
5	6.03	9.77	6.52	4.36	7.06	4.71

Tableau III.18 Résultats des sollicitations en travée (étage courant)

➤ **Sur appui :**

	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
<b>1</b>	6.03	2.93	4.36	2.12
<b>2</b>		4.88		3.53
<b>3</b>		2.99		2.16
<b>4</b>		2.99		2.16
<b>5</b>		4.88		3.53
<b>6</b>		2.93		2.12

**Tableau III.19** Résultats des sollicitations sur appuis (étage courant)

**Plancher terrasse :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
<b>1</b>	6.52	10.56	6.87	4.76	7.71	5.01
<b>2</b>	6.52	7.34	4.40	4.76	5.35	3.21
<b>3</b>	6.52	8.09	5.94	4.76	5.90	3.84
<b>4</b>	6.52	7.34	4.40	4.76	5.35	3.21
<b>5</b>	6.52	10.56	6.49	4.76	7.71	5.01

**Tableau III.20** Résultats des sollicitations en travée (terrasse)

➤ **Sur appui :**

Appui	E.L.U		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.52	3.17	4.76	2.31
2		5.28		3.85
3		3.23		3.36
4		3.23		2.36
5		5.28		3.85
6		3.17		2.31

Tableau III.21 Résultats des sollicitations sur appuis (terrasse)

➤ **Diagramme des moments :**

Type 01 :

Plancher étage courant :

- **ELU :**



Figure III.17 Diagramme du moment à l'ELU étage courant

- **ELS :**

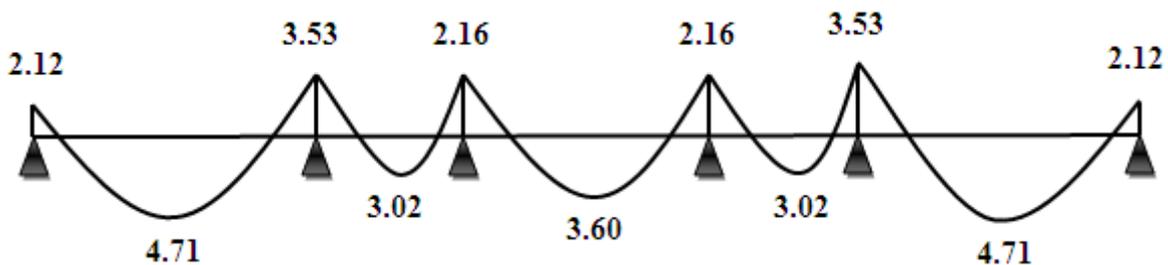


Figure III.18 Diagramme du moment à l'ELS étage courant

Plancher terrasse :

- ELU :

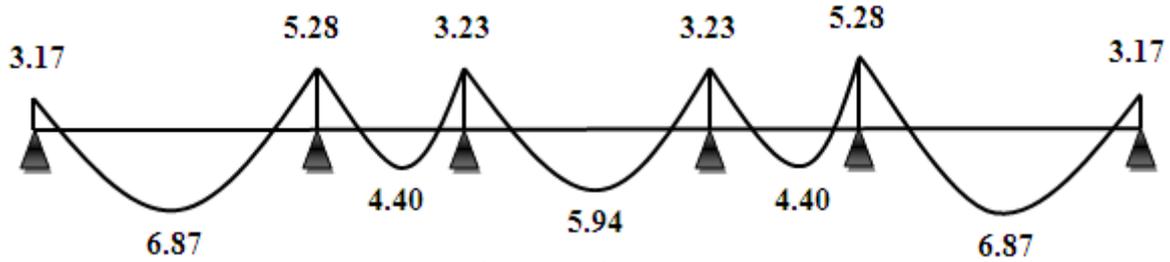


Figure III.19 Diagramme du moment à L'ELU terrasse

- ELS :

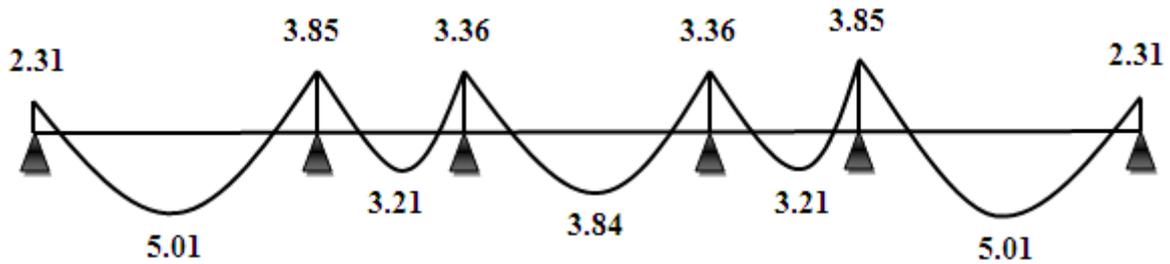


Figure III.20 Diagramme du moment à L'ELS terrasse

b- Calcul des efforts tranchant :

Type 01 :

Plancher étage courant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	10.85
	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-11.93
2	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	9.94
	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-9.94
3	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	10.44
	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-10.44
4	$T_{e(4-5)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	9.94
	$T_{w(4-5)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-9.94

<b>5</b>	$T_{e(5-6)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	11.93
	$T_{w(5-6)} = -\frac{q_u l}{2}$	-10.85

**Tableau III.22** Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant)

**Plancher terrasse :**

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
<b>1</b>	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	11.73
	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-12.90
<b>2</b>	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	10.75
	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-10.75
<b>3</b>	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	11.29
	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-11.29
<b>4</b>	$T_{e(4-5)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	10.75
	$T_{w(4-5)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-10.75
<b>5</b>	$T_{e(5-6)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	12.90
	$T_{w(5-6)} = -\frac{q_u l}{2}$	-11.73

**Tableau III.23** Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse)

➤ Diagramme des efforts tranchant :

Type 01 :

Plancher étage courant :

- ELU :

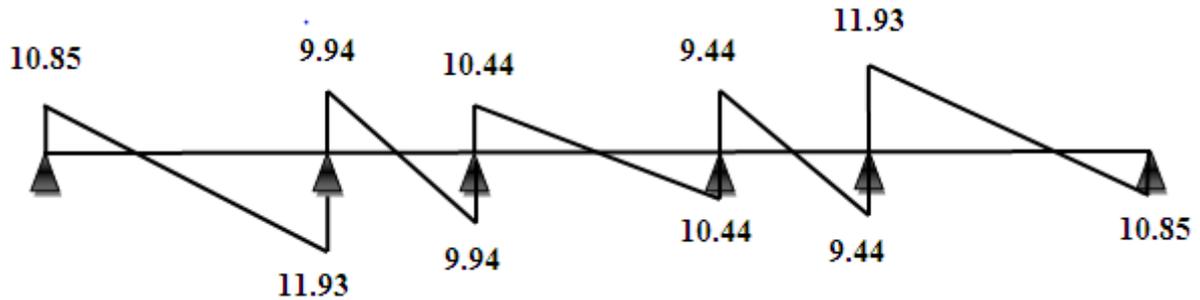


Figure III.21 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (étage courant)

Plancher terrasse :

- ELU :

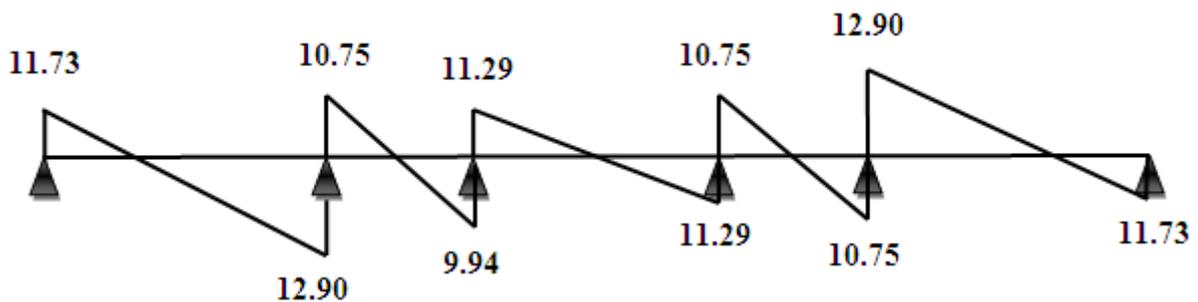


Figure III.22 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (terrasse)

➤ Calcul les armatures à L'ELU :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

Type 01 :

Plancher étage courant :

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.52 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 2.93 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^t = 4.88 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.2 \times \left( 225 - \frac{50}{2} \right)$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 6.52 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b=0.65m et h=0.25m.

**Sur appui :**

- Sur appui de rive :

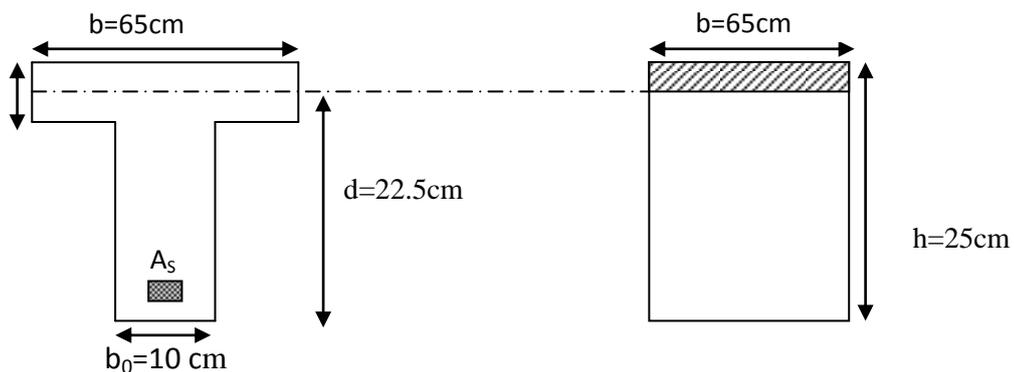
$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 2.93 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×25).

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 4.88 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×25).



**Figure III.23** Coupe de section rectangulaire et T étage courant

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.52	65	22.5	0.013	0.017	22.34	0.84	3HA10=2.36
<b>Appui de rive</b>	2.93	10	22.5	0.040	0.052	22.03	0.38	1HA10=0.79
<b>Appui Intermédiaire</b>	4.88	10	22.5	0.067	0.087	21.70	0.64	1HA10=0.79

**Tableau III.24** Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage courant)

**a. Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de condition non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 650 \times 225 = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.36 > A_{min} = 1.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 > A_{min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appui intermédiaire :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 > A_{min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**a. Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{\text{cal}} < \tau_{\text{adm}}$

$$T_{u \text{ max}} = 11.93 \text{ KN.}$$

➤ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11.93 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$  le section vérifier l'effort tranchant

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) ; \phi_1 : \text{diamètre minimum des armatures longitudinales .}$$

$$\phi_t : \min \left( \frac{250}{35} ; 35 ; \frac{100}{10} \right) = 7.1 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre  $\phi 6 \longrightarrow$  1 cadre T8.

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T8} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte:  $S_t \leq 20 \text{ cm.}$

Suivant , **L'RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).**

**c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :**

• **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 10.85 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.07 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Sur appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 11.93 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.17 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.17 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**c. Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

• **En travée :**

$$\alpha = 0.017$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.017 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Sur appui de rive :**

$$\alpha = 0.052$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.052 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0.087$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.087 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**c. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{3.60} = 0.069 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.071 \geq \frac{6.52}{15 \times 9.77} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 100}{100 \times 225} = 0.010 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

⇒ **donc le calcul de la flèche est inutile.**

➤ **Plancher terrasse :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.87 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 3.17 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^t = 5.28 \text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- **Si  $M_u < M_t$  :** l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- **Si  $M_u > M_t$  :** l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.2 \times \left( 225 - \frac{50}{2} \right)$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 6.49 \text{KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b=0.65m et h=0.25m.

**Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 3.17 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×25).

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 5.28 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×25).

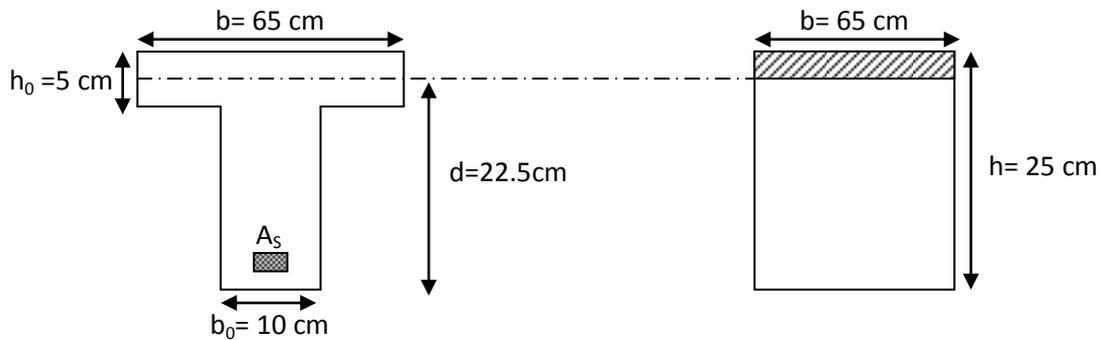


Figure III.24 Coupe de section rectangulaire et T terrasse

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{doptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.87	65	22.5	0.014	0.018	22.33	0.88	3HA10=2.36
<b>Appui de rive</b>	3.17	10	22.5	0.044	0.056	21.99	0.41	1HA10=0.79
<b>Appui Intermédiaire</b>	5.28	10	22.5	0.073	0.095	21.64	0.70	1HA10=0.79

Tableau III.25 Le ferrailage de la nervure à l'ELU (terrasse)

**a. Vérification a L'ELU :**

➤ **Vérification de condition non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 650 \times 225 = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.36 > A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Sur appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.79 > A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appui intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 180 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.79 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**a. Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{\text{cal}} < \tau_{\text{adm}}$

$$T_{u \text{ max}} = 12.90 \text{ KN.}$$

➤ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12.90 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$  le section vérifier l'effort tranchant.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) ; \phi_1 : \text{diamètre inimum des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_t: \min\left(\frac{250}{35}; 35; \frac{100}{10}\right) = 7.1 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre  $\phi 6 \longrightarrow 1$  cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T8} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte:  $S_t \leq 20 \text{ cm}$ .

**c.Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :**

• **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 11.73 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ MPa} \leq 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

• **Sur appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 12.90 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.27 \text{ MPa} \leq 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

**c.Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée :**

$$\alpha = 0.018$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.018 \leq 0.440 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui de rive :**

$$\alpha = 0.056$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.056 \leq 0.46 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0.095$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.095 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**c. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{3.60} = 0.069 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.051 \leq \frac{6.87}{15 \times 10.56} = 0.043 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 100}{100 \times 225} = 0.010 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

⇒ **donc le calcul de la flèche est inutile .**

Type 02 :

➤ **Plancher terrasse :**

- Charge permanente :  $G=6.32\text{KN/m}^2$  ; pour une bande de 0.65 :  $G=4.108 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitations :  $Q=1 \text{ KN/m}^2$  ; pour une bande de 0.65 :  $G=0.65 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Plancher étage courant :**

- Charge permanente :  $G=5.20 \text{ KN/m}^2$  ; pour une bande de 0.65 :  $G=3.38 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitations :  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ ; pour une bande de 0.65 :  $G=0.975\text{KN/ml}$ .

III.4.3.5. Calcul des sollicitations :

b. Combinaison des charges :

- ELU :  $P_u = 1.35 G + 1.5Q$ .
- ELS :  $P_{ser} = G + Q$ .

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$P_u$ (KN/ml)	$P_{ser}$ (KN/ml)
Plancher terrasse	4.108	0.65	6.52	4.76
Plancher étage courant	3.38	0.975	6.03	4.36

Tableau III.26 Combinaison des charges.

c. Calcul des moments :

Type 02 :

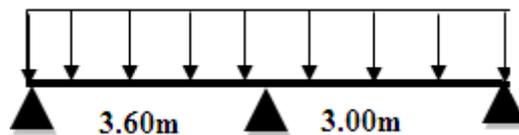


Figure III.25 Les différents types des poutrelles

**Plancher étage courant :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
<b>1</b>	6.03	9.77	6.19	4.36	7.06	4.47
<b>2</b>	6.03	6.78	4.19	4.36	4.90	3.02

**Tableau III.27** Résultats des sollicitations en travée (étage courant)

➤ **Sur appui :**

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments(KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
<b>1</b>	6.03	2.93	4.36	2.12
<b>2</b>		5.86		4.23
<b>3</b>		2.03		1.47

**Tableau III.28** Résultats des sollicitations sur appuis (étage courant)

**Plancher terrasse :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
<b>1</b>	6.52	10.56	6.55	4.76	7.71	4.78
<b>2</b>	6.52	7.34	4.40	4.76	5.35	3.21

**Tableau III.29** Résultats des sollicitations en travée (terrasse)

➤ Sur appui :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.52	3.17	4.76	2.31
2		6.34		4.62
3		2.20		1.61

Tableau III.30 Résultats des sollicitations sur appuis (terrasse)

➤ Diagramme des moments :

Type 02 :

Plancher étage courant :

- ELU :

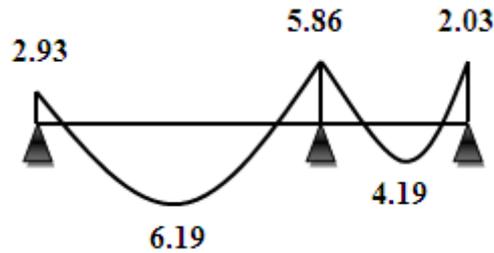


Figure III.26 Diagramme du moment à L'ELU étage courant

- ELS :

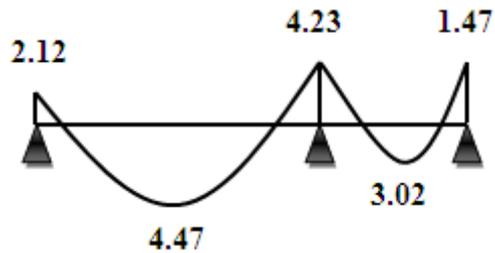


Figure III.27 Diagramme du moment à L'ELU étage courant

Plancher terrasse :

- ELU :

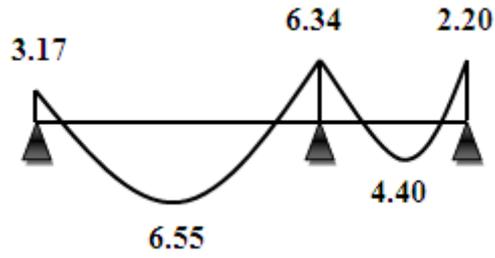


Figure III.28 Diagramme du moment à L'ELU terrasse

- ELS :

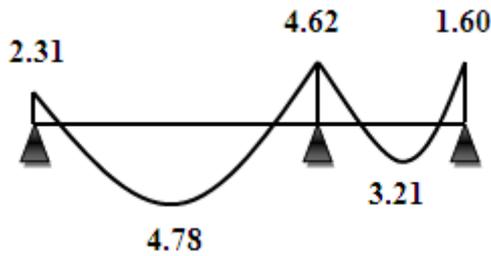


Figure III.29 Diagramme du moment à L'ELS terrasse

c- Calcul les efforts tranchant :

Type 02 :

Plancher étage courant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	10.85
	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{q_u l}{2}$	-12.48
2	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{q_u l}{2}$	10.40
	$T_{w(2-3)} = -\frac{q_u l}{2}$	-9.04

Tableau III.31 Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant)

Plancher terrasse :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	11.73
	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{q_u l}{2}$	-13.48
2	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{q_u l}{2}$	11.24
	$T_{w(2-3)} = -\frac{q_u l}{2}$	-9.77

Tableau III.32 Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse)

➤ Diagramme des efforts tranchant :

Type 02 :

Plancher étage courant :

- ELU :

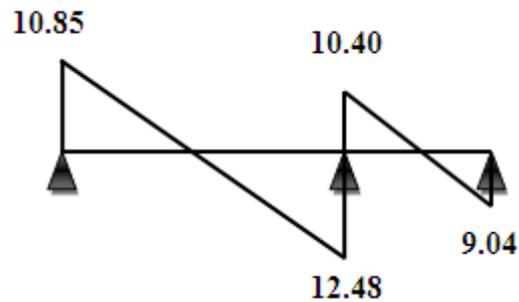


Figure III.30 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (étage courant)

Plancher terrasse :

- ELU :

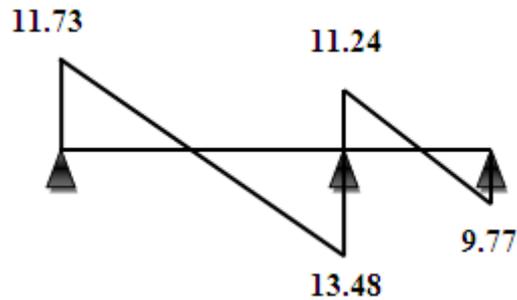


Figure III.31 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (terrasse)

➤ **Calcule les armatures à L'ELU :**

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

**Type 02 :**

➤ **Plancher étage courant:**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.19 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 2.93 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^i = 5.86 \text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

➤ **Si  $M_u < M_t$**  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

➤ **Si  $M_u > M_t$**  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.2 \times \left( 225 - \frac{50}{2} \right)$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 6.19 \text{KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec :  $b=0.65\text{m}$  et  $h=0.25\text{m}$ .

**Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 94.61 \text{ KN.m} > M_u = 2.93 \text{KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 94.61 \text{KN.m} > M_u = 5.86 \text{KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

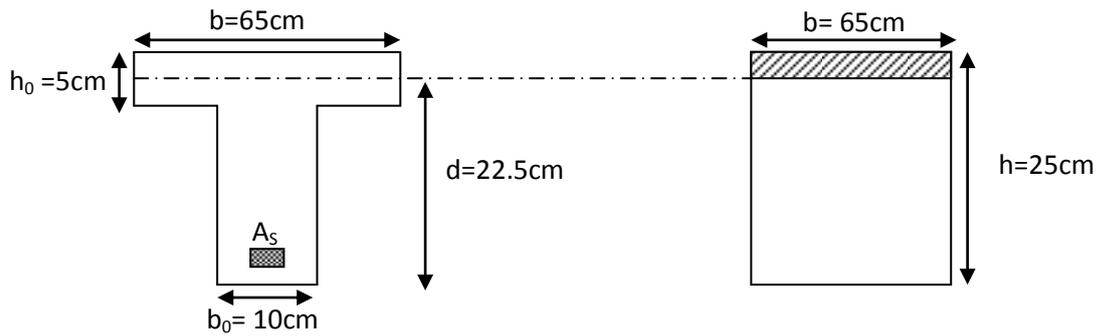


Figure III.32 Coupe de section rectangulaire et T étage courant

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	$M_u$ (KN.m)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{doptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.19	65	22.5	0.013	0.016	22.34	0.79	3HA10=2.36
<b>Appui de rive</b>	2.93	10	22.5	0.040	0.052	22.03	0.38	1HA10=0.79
<b>Appui Intermédiaire</b>	5.86	10	22.5	0.081	0.106	21.54	0.78	1HA10=0.79

Tableau III.33 Le ferrailage de la nervure à l'ELU.(étage courant)

**a.Vérification a L'ELU :**

➤ **Vérification de condition non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 650 \times 225 = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.36 > A_{min} = 1.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Sur appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 > A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

✓ **Appui intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 > A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

**a. Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u \max} = 12.48 \text{ KN.}$$

➤ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12.48 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$  le section vérifier l'effort tranchant.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) ; \phi_1 : \text{diamètre inimum des armatures longitudinales .}$$

$$\phi_t : \min \left( \frac{250}{35} ; 35 ; \frac{10}{10} \right) = 7.1 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre  $\phi 8 \longrightarrow$  1 cadre T8.

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T8} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte:  $S_t \leq 20 \text{ cm}$ .

Suivant , L’RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).

**c.Vérification de la compression du béton vis de l’effort tranchant :**

- **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 10.85 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.07 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 12.48 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.23 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**c.Vérification à l’ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée :**

$$\alpha = 0.016$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.016 \leq 0.440 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui de rive :**

$$\alpha = 0.052$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.052 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0.106$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.106 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**c. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,25}{3,60} = 0,069 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,071 \geq \frac{6,19}{15 \times 9,77} = 0,042 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 100}{100 \times 225} = 0,0105 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

⇒ **donc le calcul de la flèche est inutile.**

➤ **Plancher terrasse:**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.55\text{KN.m.}$$

$$M_{\max}(\text{appui de rive}) : M_u^a = 3.17\text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^t = 6.34\text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- **Si  $M_u < M_t$  :** l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

➤ Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.2 \times \left( 225 - \frac{50}{2} \right)$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 5.99 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec :  $b=0.65\text{m}$  et  $h=0.25\text{m}$ .

**Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 3.17 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 6.34 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

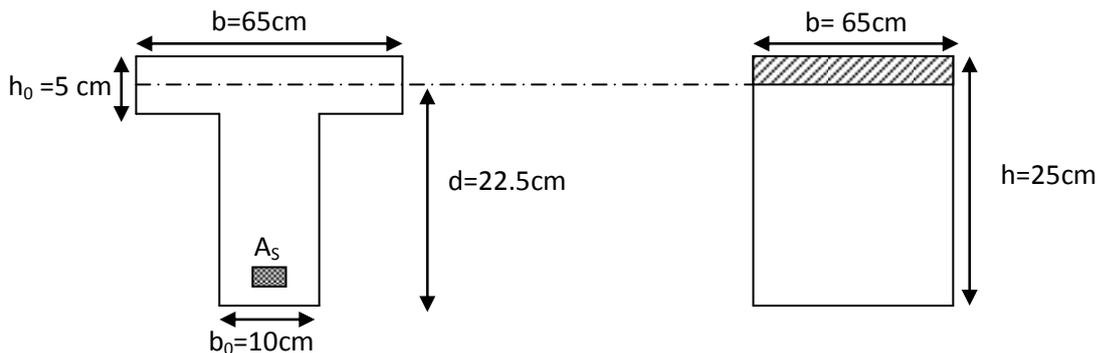


Figure III.33 Coupe de section rectangulaire et T terrasse

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$

•  $A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.55	65	22.5	0.014	0.017	22.34	0.84	3HA10=2.36
<b>Appui de rive</b>	3.17	10	22.5	0.044	0.056	21.99	0.41	1HA12=1.13
<b>Appui Intermédiaire</b>	6.34	10	22.5	0.088	0.115	21.45	0.84	1HA12=1.13

Tableau III.34 Le ferrailage de la nervure à l'ELU (terrasse)

**a.Vérification a L'ELU :**

➤ **Vérification de condition non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 650 \times 225 = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.36 > A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Sur appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.13 > A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appui intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.13 > A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**a.Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{\text{cal}} < \tau_{\text{adm}}$

$$T_{u \text{ max}} = 13.48 \text{ KN.}$$

➤ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u\text{cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13.48 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.59\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u\text{cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$  le section vérifier l'effort tranchant.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right); \phi_1: \text{diamètre minimum des armatures longitudinales .}$$

$$\phi_t: \min\left(\frac{250}{35}; 35; \frac{100}{10}\right) = 7.1 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre  $\phi 6 \longrightarrow$  1 cadre T8.

$$\Rightarrow A_t = 1T8 = 0.50 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm}) = 20.25\text{cm.}$$

On adopte:  $S_t \leq 20 \text{ cm.}$

Suivant , **L'RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).**

**c.Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :**

• **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 11.73 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.15\text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15\text{MPa} \leq 13.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 13.48 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.33 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.33 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**c.Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée :**

$$\alpha = 0.017$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.017 \leq 0.440 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui de rive :**

$$\alpha = 0.056$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.056 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0.115$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.115 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**c. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{3.60} = 0.069 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.071 \geq \frac{6.55}{15 \times 10.56} = 0.04 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 100}{100 \times 225} = 0.010 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

⇒ donc le calcul de la flèche est inutile.

**Type 0 3 :**

➤ **Plancher terrasse :**

- Charge permanente : **G=6.32KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0.65 : **G=4.108 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitations : **Q=1 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0.65 : **G=0.65 KN/ml.**

➤ **Plancher étage courant :**

- Charge permanente : **G=5.20 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0.65 : **G=3.38 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitations : **Q=1.5 KN/m<sup>2</sup>**; pour une bande de 0.65 : **G=0.975KN/ml.**

**III.4.3.6. Calcul des sollicitations :**

**b .Combinaison des charges :**

- **ELU** :  $P_u = 1.35 G + 1.5Q.$
- **ELS** :  $P_{ser} = G + Q.$

	<b>G (KN/ml)</b>	<b>Q (KN/ml)</b>	<b>P<sub>u</sub> (KN/ml)</b>	<b>P<sub>ser</sub> (KN/ml)</b>
Plancher terrasse	4.108	0.65	6.52	4.76
Plancher étage courant	3.38	0.975	6.03	4.36

**Tableau III.35** Combinaison des charges

d- Calcul des moments :

Type 03:

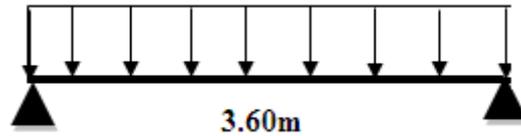


Figure III.34 Poutrelle type 03

Plancher étage courant :

➤ En travée :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6.03	9.77	7.49	4.36	7.06	5.42

Tableau III.36 Résultats des sollicitations en travée (étage courant)

➤ Sur appui :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.026	2.93	4.36	2.12
		2.93		2.12

Tableau III.37 Résultats des sollicitations sur appuis (étage courant)

Plancher terrasse :

➤ En travée:

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6.52	10.56	7.92	4.76	7.71	5.78

Tableau III.38 Résultats des sollicitations en travée

➤ Sur appui :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.52	3.17	4.76	2.31
2		3.17		2.31

Tableau III.39 Résultats des sollicitations sur appuis (terrasse)

➤ Diagramme des moments :

Type 02 :

Plancher étage courant :

- ELU :

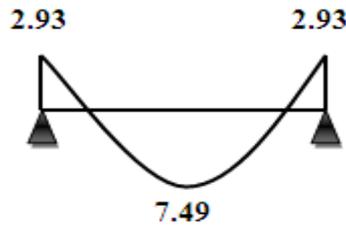


Figure III.35 Diagramme du moment à L'ELU étage courant

- ELS :

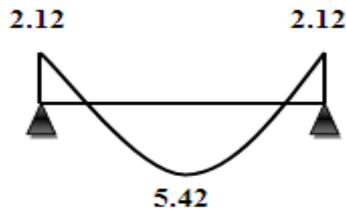


Figure III.36 Diagramme du moment à L'ELU étage courant

Plancher terrasse :

- ELU :

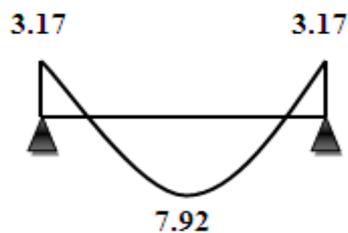


Figure III.37 Diagramme du moment à L'ELU terrasse

- ELS :



Figure III.38 Diagramme du moment à L'ELS courant

a- Calcul les efforts tranchant :

Type 03 :

Plancher étage courant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{w(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	10.85
	$T_{w(1-2)} = -\frac{q_u l}{2}$	-10.85

Tableau III.40 Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant)

Plancher terrasse :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	11.73
	$T_{w(1-2)} = -\frac{q_u l}{2}$	-11.73

Tableau III.41 Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse)

➤ Diagramme des efforts tranchant :

Type 03 :

Plancher étage courant :

- ELU :

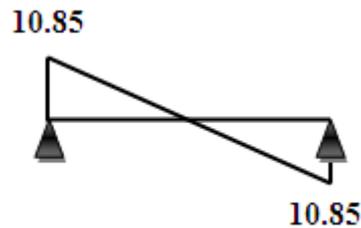
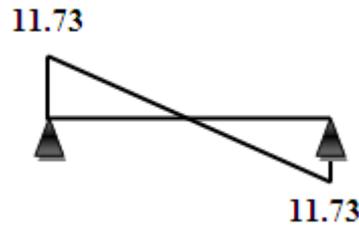


Figure III.39 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (étage courant)

**Plancher terrasse :**

- **ELU :**



**Figure III.40** Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (terrasse)

- **Calcule les armatures à L'ELU :**

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

**Type 03 :**

- **Plancher étage courant:**

$$M_{\max}(\text{travée}) : M_u^t = 7.49 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max}(\text{appui de rive}) : M_u^a = 2.93 \text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- **Si  $M_u < M_t$  :** l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- **Si  $M_u > M_t$  :** l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.2 \times \left( 225 - \frac{50}{2} \right)$$

$$M_t = 92.30 \text{KN.m} > M_u = 7.49 \text{KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec :  $b=0.65\text{m}$  et  $h=0.25\text{m}$ .

**Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 94.61 \text{ KN.m} > M_u = 2.93 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×25).

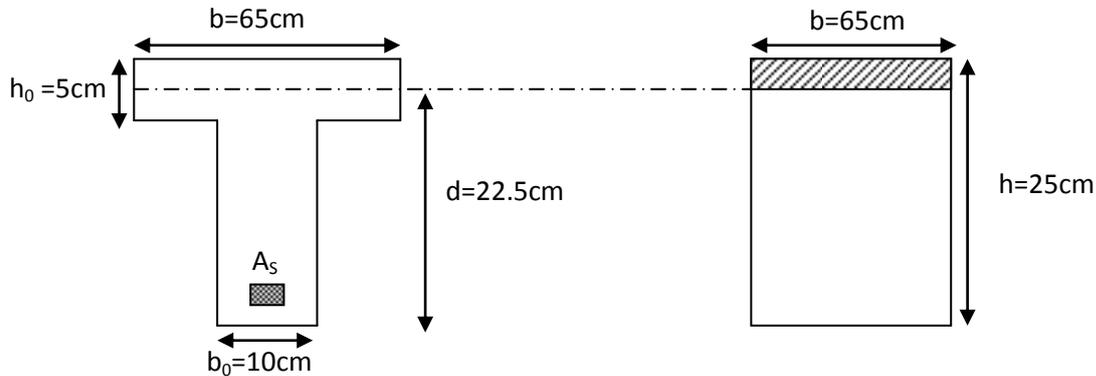


Figure III.41 Coupe de section rectangulaire et T étage courant

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{doptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	7.49	65	22.5	0.016	0.020	22.31	0.96	3HA10=2.36
Appui de rive	2.93	10	22.5	0.040	0.052	22.03	0.38	1HA10=0.79

Tableau III.42 Le ferrailage de la nervure à l'ELU.(étage courant)

**a.Vérification à L'ELU :**

- **Vérification de condition non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 650 \times 225 = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.36 > A_{min} = 1.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Sur appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 > A_{min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**a. Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u \max} = 10.85 \text{ KN.}$$

➤ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10.85 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$  le section vérifie l'effort tranchant.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) ; \phi_1 : \text{diamètre minimum des armatures longitudinales .}$$

$$\phi_t : \min \left( \frac{250}{35} ; 35 ; \frac{10}{10} \right) = 7.1 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre  $\phi 8 \longrightarrow$  1 cadre T8.

$$\Rightarrow A_t = 1T8 = 0.50 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte :  $S_t \leq 20 \text{ cm.}$

Suivant , **L'RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).**

**c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :**

- **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 10.85 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.07 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**p. Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée :**

$$\alpha = 0.020$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.440.$$

$$\alpha = 0.020 \leq 0.440 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui de rive :**

$$\alpha = 0.052$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.052 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**p. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{3.60} = 0.069 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.071 \geq \frac{7.49}{15 \times 9.77} = 0.051 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 100}{100 \times 225} = 0.0105 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

⇒ **donc le calcul de la flèche est inutile.**

➤ **Plancher terrasse:**

$M_{\max}$  (travée) :  $M_u^t = 7.92\text{KN.m.}$

$M_{\max}$ (appui de rive) :  $M_u^a = 3.17\text{KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- **Si  $M_u < M_t$**  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- **Si  $M_u > M_t$**  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.2 \times \left( 225 - \frac{50}{2} \right)$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 7.92\text{KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b=0,65m et h=0,25m.

**Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 3.17\text{KN.m.}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×25).

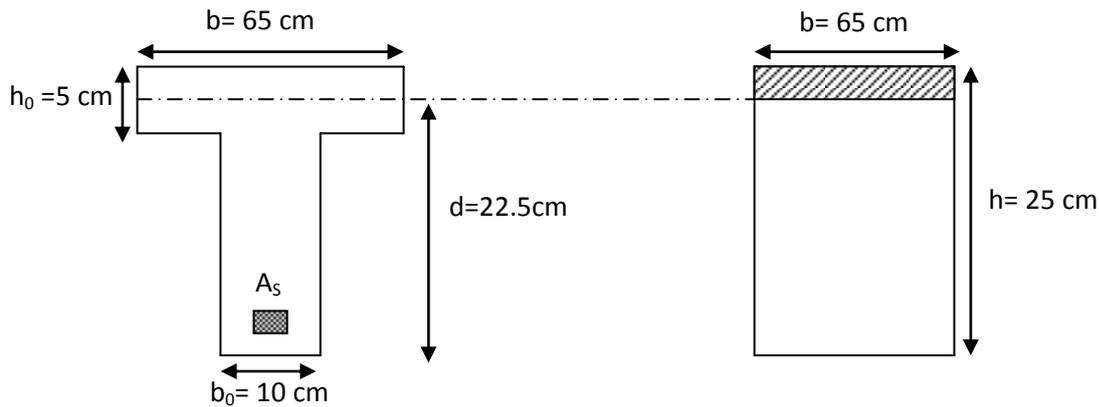


Figure III.42 Coupe de section rectangulaire et T terrasse

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	7.92	65	22.5	0.016	0.020	22.30	1.02	3HA10=2.36
Appui de rive	3.17	10	22.5	0.044	0.056	22.99	0.41	1HA10=0.79

Tableau III.43 Le ferrailage de la nervure à l'ELU (terrasse)

**a. Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de condition non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 650 \times 225 = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.36 > A_{min} = 1.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui :**

- ✓ **Appui de rive :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 225 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 > A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**a. Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{\text{cal}} < \tau_{\text{adm}}$

$$T_{u \text{ max}} = 11.73 \text{ KN.}$$

- **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11.73 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$  le section vérifier l'effort tranchant.

- **Calcul des armatures transversales :**

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

$\phi_1$ : diamètre inimum des armatures longitudinales .

$$\phi_t : \min \left( \frac{250}{35} ; 35 ; \frac{100}{10} \right) = 7.1 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre  $\phi 6 \longrightarrow$  1 cadre T8.

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T8} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte:  $S_t \leq 20 \text{ cm.}$

Suivant , **L'RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).**

**p. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :**

- **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 11.73 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.15 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**p. Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée :**

$$\alpha = 0.021$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.021 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui de rive :**

$$\alpha = 0.056$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\alpha = 0.056 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**p. Condition de la flèche:**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{3.60} = 0.069 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

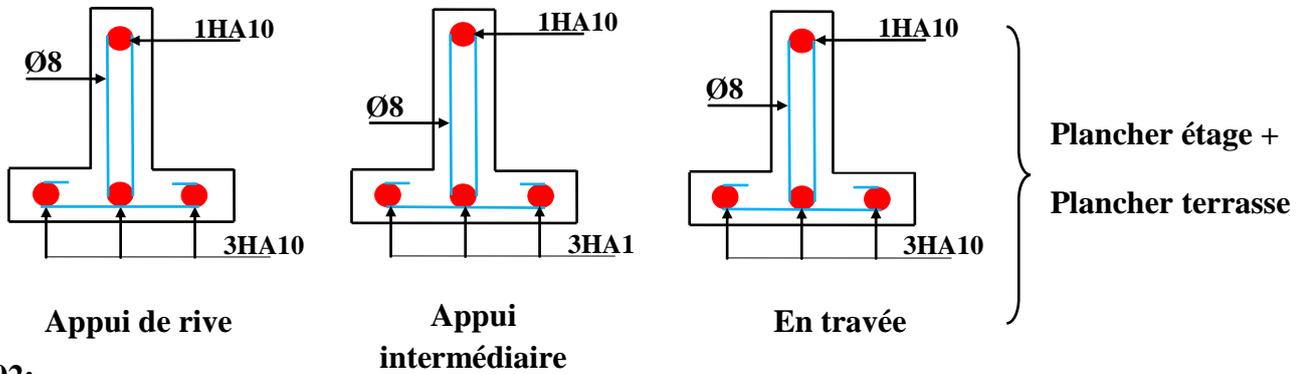
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.071 \geq \frac{7.92}{15 \times 10.56} = 0.050 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 100}{100 \times 225} = 0.010 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

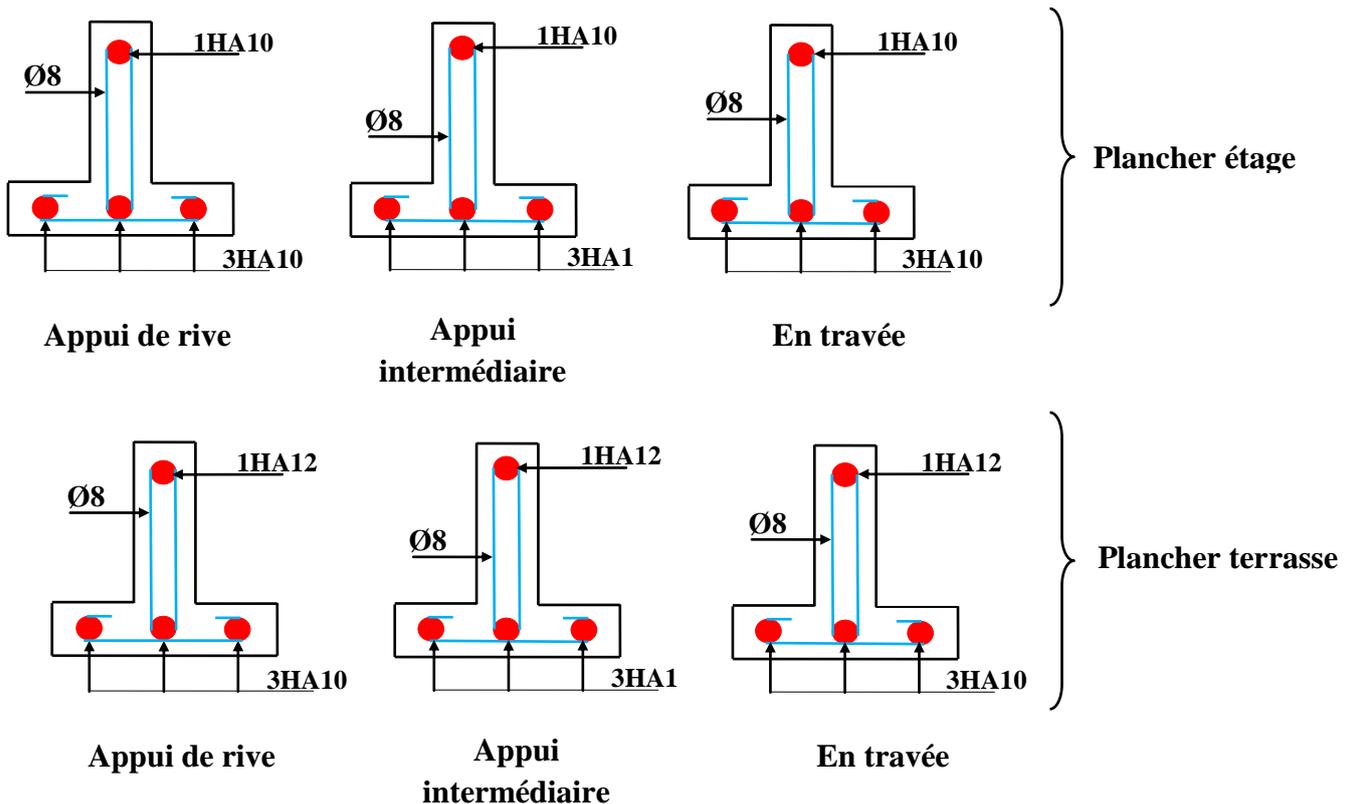
⇒ donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ Schemas de ferrailage :

**Type 01:**



**Type 02:**



2<sup>e</sup>Type 03 :

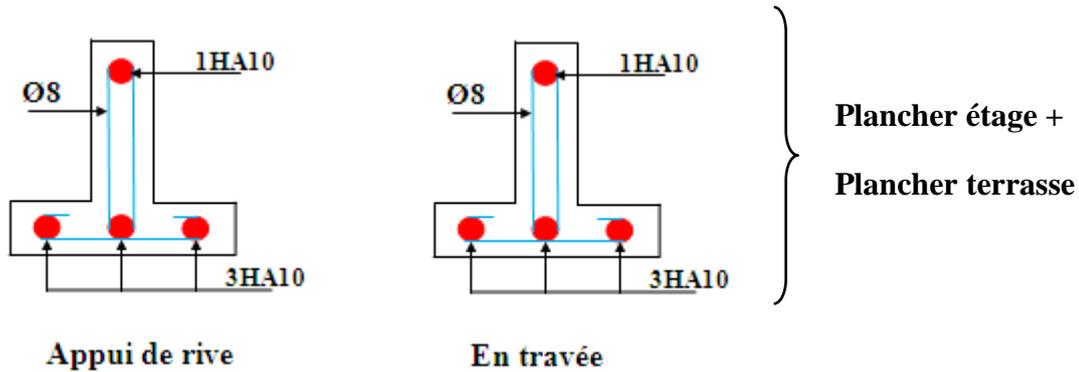


Figure III.43 Ferrailage des types des poutrelles

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

✓ Si :  $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$

✓ Si :  $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$ .

**A** : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en :  $\text{cm}^2$  pour mètre de nervures).

$L_n$  : Écartement entre axe des nervures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $\left(\frac{A}{2}\right)$ .

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit :  $L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \leq 65 \text{ cm} \leq 80$ .

D'ou :  $A_{\text{perp}} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

On adopte :  $5T6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ .

- Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0.352 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

On adopte : 5T6 = 1.41 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens

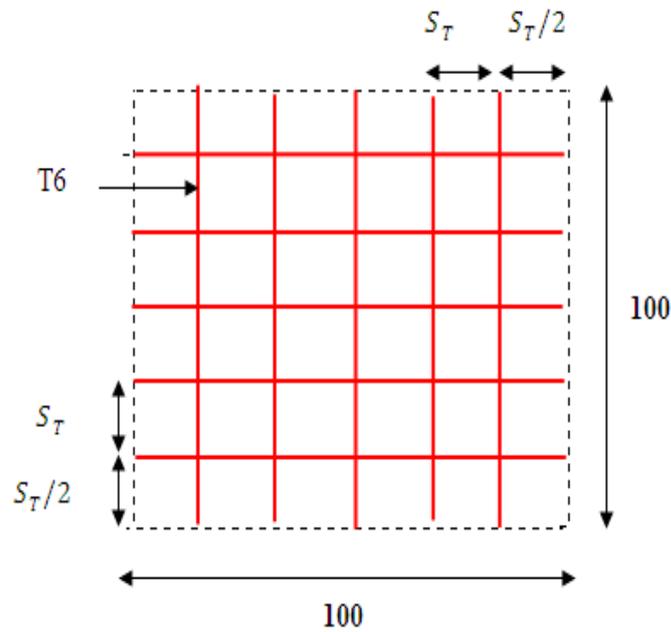


Figure III.44 Ferrailage de la dalle de compression

### III.5.Escaliers :

#### III.5.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

#### III.5.2.Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une Marche

"h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une Marche.

S'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon.la projection horizontal d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

#### III.5.3.Escalier à un volé :

➤ Calcul des sollicitations :

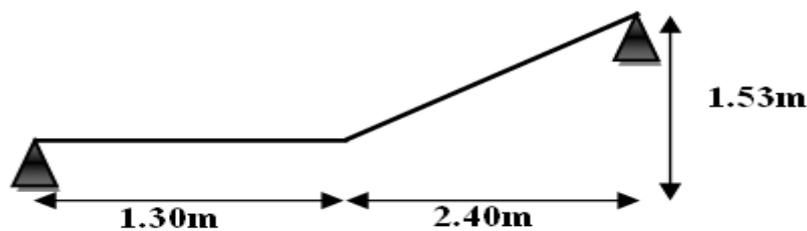


Figure III.45 Escalier à un volée

- Paillasse :  $G_2 = 8.765 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$ .
- Palier :  $G_1 = 5.35 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$ .

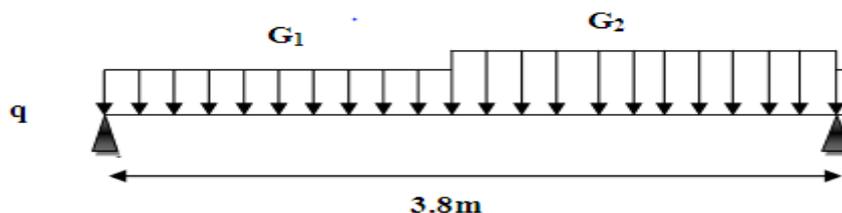


Figure III.46 Schéma statique de l'escalier

La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$

$$q_{eq} = \frac{5.35 \times 1.4 + 8.765 \times 2.4}{3.705} = 7.50 \text{KN/ml}$$

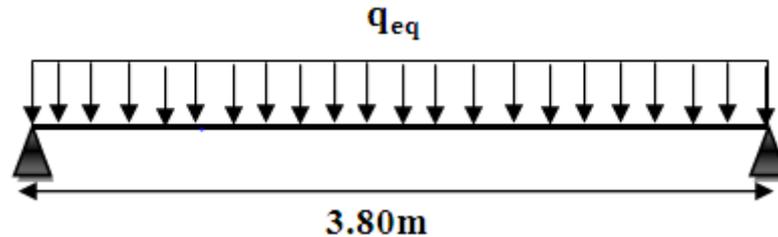


Figure III.47 La charge équivalente

A L'E.L.U:  $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.50 + 1.5 \times 2.5 = 13.87 \text{KN/ml}$ .

A L'E.L.S:  $q_s = G + Q = 7.50 + 2.5 = 10.00 \text{KN/ml}$ .

□ **A l'état limite ultime :**

$$q_{eq} = 13.87 \text{ KN/ml.}$$

○ Moment isostatique :

$$M_0 = ql^2 / 8 = 13.87 \times 3.8^2 / 8 = 25.03 \text{KN.m.}$$

○ Moment en appuis :

$$M_a = 0.3M_0 = 7.51 \text{ KN.m.}$$

○ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 21.27 \text{KN. m.}$$

□ **A l'état limite service :**

$$q_{eq} = 10.00 \text{KN/ml.}$$

○ Moment isostatique :

$$M_0 = ql^2 / 8 = 10.00 \times 3.8^2 / 8 = 18.05 \text{KN.m.}$$

○ Moment en appuis :

$$M_a = 0.3M_0 = 5.42 \text{KN.m.}$$

○ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 15.34 \text{KN. m.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$ .

On a :  $d = e - c - \frac{\phi}{2} \Rightarrow d = 17 - 2 - 0.5 = 14.5 \text{ cm}$ .

**e** : C'est l'épaisseur de la paillasse.      **c** : c'est l'enrobage des armatures (2 cm).

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	<b>d(cm)</b>	$f_{bu}$ (MPa)	<b>Fe</b> (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	14.5	14.2	400	348

**Tableau III.44** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

<b>Section</b>	<b>b</b> (cm)	<b>d</b> (cm)	<b>M<sub>u</sub></b> (KN.m)	$\mu_{bu}$	<b>Z</b> (cm)	<b>A<sub>smin</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>s</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>adopt</sub></b> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	100	14.5	21.27	0.071	13.88	1.75	4.40	4HA12 = 4.52
<b>Appuis</b>	100	14.5	7.51	0.025	14.28	1.75	1.51	4HA10 = 3.14

**Tableau III.45** Calcul de ferrailage

□ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

Donc :  $S_t \leq 33 \text{ cm}$ .

On prend :

- En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \dots\dots\dots \text{CV}$ .
- En appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \dots\dots\dots \text{CV}$ .

▫ **Les armatures de réparation :**

$$\text{Sur appui } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On adopte: 4 HA 8 = 2.01cm<sup>2</sup>; St = 25 cm.

▫ **Vérification de la contrainte tangentielle:**

La fissuration est considérée non préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } V_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$V_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{13.87 \times 3.8}{2} = 26.35 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{25.84 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.181 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

▫ **Vérification des contraintes du béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \mu_{bu} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

○ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21.27}{15.34} = 1.38.$$

$$\mu_{bu} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\mu_{bu} = 0.071 < 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

○ **Sur appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.51}{5.42} = 1.38.$$

$$\mu_{bu} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44.$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < 0.44 \dots \dots \dots CV.$$

▫ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

▫ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{380} = 0.044 < 0.0625 \dots \dots \dots CNV. \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.0625 < 0.084 \dots \dots \dots CNV. \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52 \times 10^2}{1000 \times 145} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0031 < 0.0105 \dots \dots \dots CV. \end{array} \right.$$

▫ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gv}$  ;  $f_{gi}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

D'après le BAEL on a :

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

▫ **La position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0$$

$$100y^2 + 135.6y - 1966.2 = 0$$

La solution de l'équation est :  $Y_{ser} = 3.81 \text{ cm}$ .

▫ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s(d - y)^2 + 15 \times A'_s(y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times 3.81^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (14.5 - 3.81)^2 = 9591.46 \text{ cm}^4.$$

▫ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15 \times A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)}{b \times d + 15 \times A_s} = \frac{\left( \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 14.5 \right)}{100 \times 14.5 + 15 \times 4.52} = 10.16 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 100 \times 15 \left( \frac{17}{2} - 10.16 \right) + 15 \times 4.52 \times (14.5 - 10.16)^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 14.5} = 0.0031.$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ avec : } \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0031} = 6.74 \text{ MPa}.$$

$$\text{Donc : } \lambda_v = \frac{2}{5} \times 6.74 = 2.69 \text{ MPa}.$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}.$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164.2}{3} = 10721.4 \text{ MPa}.$$

▫ **Flèche due à l'ensemble des charges permanente «  $f_{gv}$  ;  $f_{gi}$  » :**

La combinaison :  $q = G$ ..... (Pour 1ml)

- Paillasse :  $G = 8.765 \text{ KN/m}$ .
- Palier :  $G = 5.35 \text{ KN/m}$ .

$$q_{eq} = \frac{5.35 \times 1.4 + 8.765 \times 2.4}{3.8} = 7.50 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 13.53 \text{ KN. m}$ .
- Moment sur appuis :  $M_a = 0.3M_0 = 4.06 \text{ KN. m}$ .
- Moment en travée :  $M_s = M_t = 0.85M_0 = 11.50 \text{ KN. m}$ .

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 11.50 \times 10^6 \times (145 - 38.1)}{9591.46 \times 10^4} = 192.30 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 192.30 + 2.1} \right) = 0.183.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 38413.92 \times 10^4}{1 + 6.74 \times 0.183} = 189288611.77 \text{ mm}^4.$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{11.50 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 32164.2 \times 189288611.77} = 2.73 \text{ mm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 38413.92 \times 10^4}{1 + 2.69 \times 0.183} = 283036352.12 \text{ mm}^4.$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{11.50 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10721.39 \times 283036352.12} = 5.47 \text{ mm.}$$

▫ **Flèche instantanée due à j «  $f_{ji}$  » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse :  $G = 7.165 \text{ KN/m}$ .
- Palier :  $G = 3.75 \text{ KN/m}$ .

$$q_{eq} = \frac{3.75 \times 1.4 + 7.165 \times 2.4}{3.8} = 5.90 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 10.65 \text{ KN. m}$ .

- Moment sur appuis :  $M_a = 0.3M_0 = 3.19 \text{ KN.m}$ .
- Moment en travée :  $M_s = M_t = 0.85M_0 = 9.05 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 9.05 \times 10^6 \times (145 - 38.1)}{9591.46 \times 10^4} = 151.33 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 151.33 + 2.1} \right) = 0.078.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 38413.92 \times 10^4}{1 + 6.74 \times 0.078} = 276708619.31 \text{ mm}^4.$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{9.05 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 32164.2 \times 276708619.31} = 1.47 \text{ mm.}$$

▫ **Flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :**

$$q_{eq} = 7.50 + 2.5 = 10.00 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 18.05 \text{ KN.m}$ .
- Moment sur appuis :  $M_a = 0.3M_0 = 5.42 \text{ KN.m}$ .
- Moment en travée :  $M_s = M_t = 0.85M_0 = 15.34 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 15.34 \times 10^6 \times (145 - 38.1)}{9591.46 \times 10^4} = 256.51 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 256.51 + 2.1} \right) = 0.306.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 38413.92 \times 10^4}{1 + 6.74 \times 0.306} = 137904769.65 \text{ mm}^4.$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{15.34 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 32164.2 \times 137904769.65} = 4.99 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = 5.47 - 2.73 + 4.99 - 1.47 = 6.27 \text{ mm.}$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{ si : } L \leq 5\text{m.} \\ \bar{f} \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{ si : } L > 5\text{m.} \end{array} \right.$$

$$L = 3.51 \text{ m} < 5\text{m} \rightarrow \bar{f} \leq \frac{380}{500} = 0.76\text{cm} = 7.6 \text{ mm} \rightarrow 6.27 < 7.6 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Schéma de ferrailage:

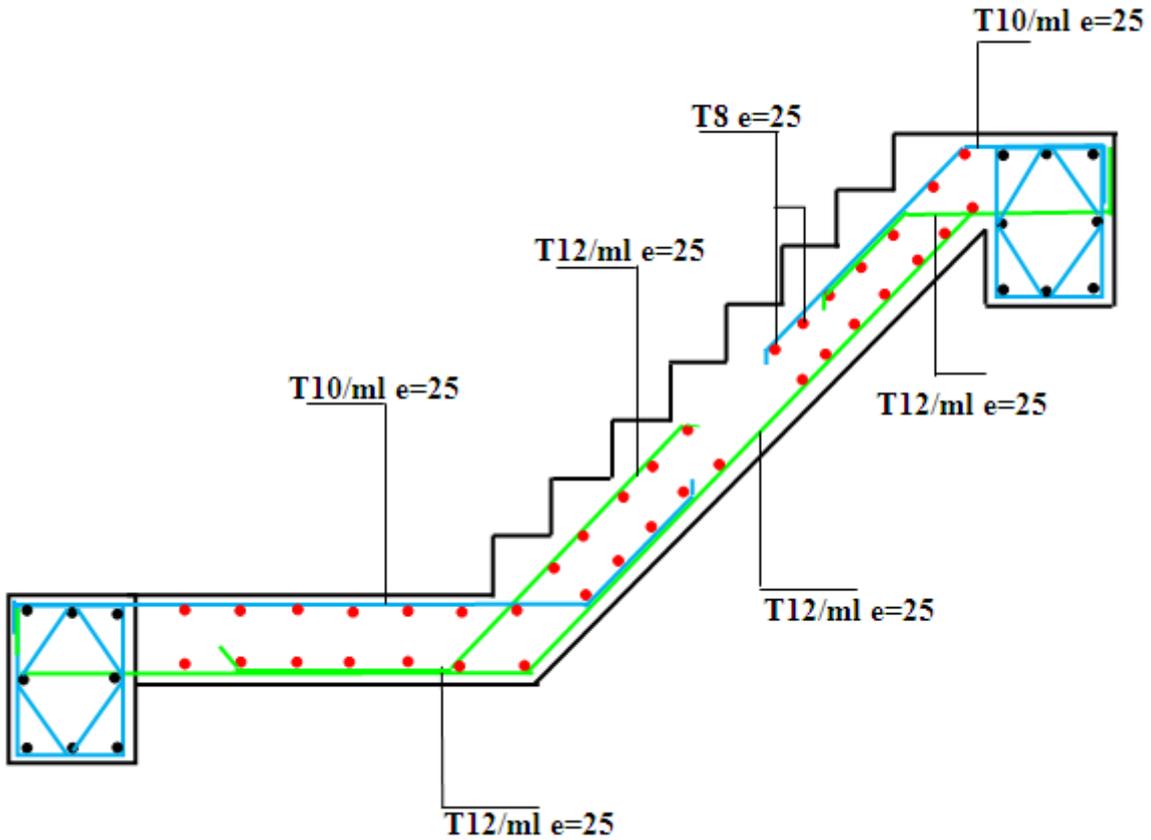


Figure III.48 Ferrailage de l'escalier à un volé

III.5.4.Escalier à deux volés type1 :

Escalier a deux volées (paillasse adjacente) :

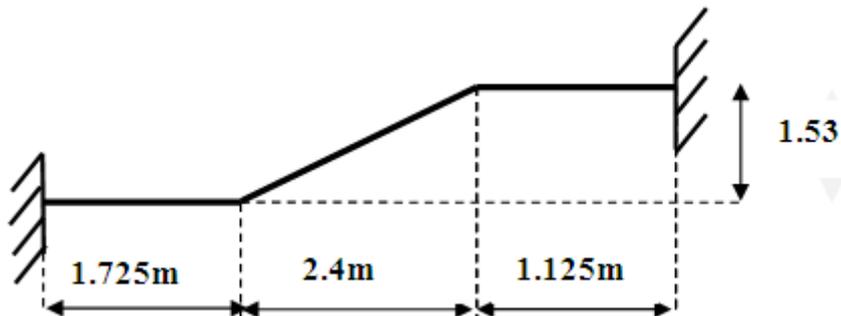


Figure III.49 Escalier à deux volés type 1

- Paillasse1 :  $G_1=8.765\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$ .
- Palier:  $G_2=5.35\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$ .

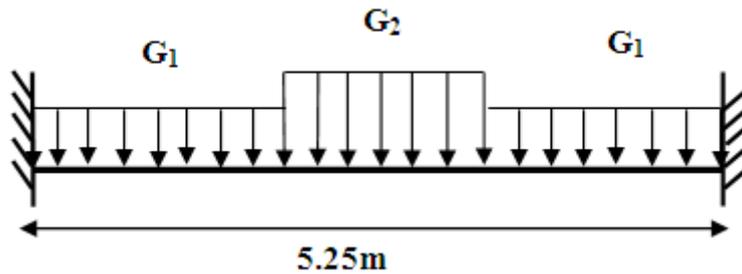


Figure III.50 Schéma statique de l'escalier

**Calcul des sollicitations :**

Paillasse :  $G=8.765 \text{ KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$ .

Palier :  $G=5.35 \text{ KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$ .

**La charge équivalente :**

$$\text{Les charges équivalentes : } q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{q_1 \times 1.725 + q_2 \times 2.4 + q_3 \times 1.125}{1.725 + 2.4 + 1.125}$$

$$q_{eq} = \frac{5.35 \times 2.85 + 8.765 \times 2.4}{5.25} = 6.91 \text{ KN/ml.}$$

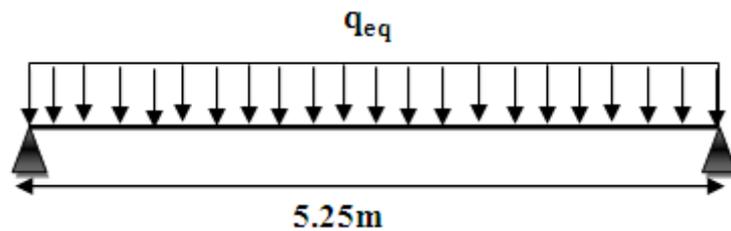


Figure III.51 La charge équivalente

A L'E.L.U:  $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.91 + 1.5 \times 2.5 = 13.08\text{KN/ml}$ .

A L'E.L.S:  $q_s = G + Q = 6.91 + 2.5 = 9.41 \text{ KN/ml}$ .

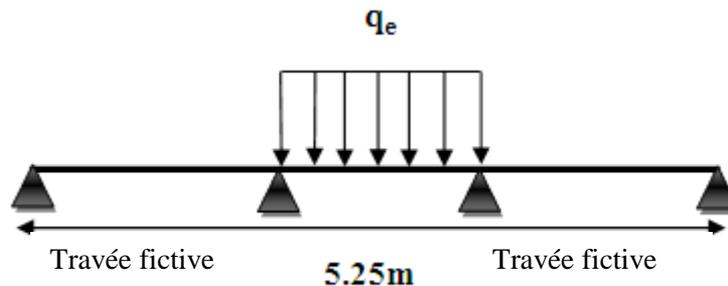


Figure III.52 La charge équivalente «Caquot»

**Calcul des moments « Caquot » :**

▫ **A l'état limite ultime :**

○ Moment isostatique :  $M_0 = \frac{qu \cdot l^2}{8} = 45.06 \text{ KN.m.}$

○ Moment en appui:  $M_e = M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{13.08(0.8 \times 5.25)^2}{8.5} = 27.14 \text{ KN.m.}$

○ Moment sur travée :  $M_t = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 29.18 \text{ KN.m.}$

▫ **A l'état limite servis :**

○ Moment isostatique :  $M_s = \frac{qserl^2}{8} = 32.42 \text{ KN.m.}$

○ Moment en appui :  $M_e = M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{9.41(0.8 \times 5.25)^2}{8.5} = 19.53 \text{ KN.m.}$

○ Moment sur travée :  $M_t = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 21.00 \text{ KN.m.}$

	<b>M<sub>0</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>e</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b>
<b>ELU</b>	45.06	27.14	29.18
<b>ELS</b>	32.42	19.53	21.00

**Tableau III.46** Calcul de ferrailage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m, la section du béton est : (b×h)= (100×17) cm<sup>2</sup>.

On a :

On utilise les formules suivantes :

$b = 100 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm.}$

$d = e - c - \frac{\phi}{2} \Rightarrow d = 17 - 2 - 0.5 = 14.5 \text{ cm.}$

**e** : C'est l'épaisseur de la paillasse.      **c** : c'est l'enrobage des armatures (2 cm).

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (cm)	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	14.5	14.2	348	400

**Tableau III.47** Différents coefficient pour le calcul de ferrailage

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(m)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$U_{bu}$	A	Z(cm)	$A_{smin}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$
Travée	100	14.5	29.18	0.098	0.129	13.75	1.75	6.10	4T14=6.16
Appuis	100	14.5	27.14	0.091	0.119	13.81	1.75	5.64	4T14=6.16

**Tableau III.48** Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

□ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45\text{cm} ; 33 \text{ cm})$$

Donc :  $S_t \leq 33\text{cm}$ .

On prend :

- En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33$ .....CV.
- En appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33$ .....CV.

□ **Les armatures de répartition :**

$$\text{Sur appui } A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée } A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54\text{cm}^2.$$

On adopte: 4 HA 8 = 2.01cm<sup>2</sup>.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm}.....\text{CV.}$$

▫ **Vérification de la contrainte tangentielle:**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :  $\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$  Fissuration non

préjudiciable.

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$  Avec :  $T_u$  l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = q \frac{l}{2} = 13.08 \times \frac{5.25}{2} = 34.33 \text{ KN .}$$

$$\tau_u = \frac{34.33 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

▫ **Vérification des contraintes du béton :**

Il faut vérifier que :  $\mu_{bu} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

▫ **En travée :**

$$\alpha = 0.129 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39 .$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.445 .$$

Donc :  $\alpha = 0.129 \leq 0.445 \dots\dots\dots \text{CV} .$

▫ **Sur appui :**

$$\alpha = 0.119 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39 .$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.445 .$$

Donc :  $\alpha = 0.119 \leq 0.445 \dots\dots\dots \text{CV} .$

▫ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

▫ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{525} = 0.032 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.0625 < 0.064 \dots\dots\dots \text{CNV.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16 \times 10^2}{1000 \times 145} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0042 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

▫ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gv}$  ;  $f_{gi}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

D'après le BAEL on a :

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

▫ **La position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0.$$

La solution de l'équation est :  $Y = 6.16 \text{ cm}$ .

▫ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s(d - y)^2 + 15 \times A'_s(y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0.$$

▫ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15 \times A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d\right)}{b \times d + 15 \times A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ avec: } \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

Y Cm	I cm <sup>4</sup>	V Cm	I <sub>0</sub> cm <sup>4</sup>	P	λ <sub>i</sub> Mpa	λ <sub>p</sub> MPa	E <sub>i</sub> MPa	E <sub>v</sub> MPa
4.70	12334.86	10.30	39511.60	0.0042	5.00	2.00	32164.19	10721.4

Tableau III.49 Différents coefficients pour le calcul de la flèche

- **Flèche due à l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub> ; f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q = G..... (Pour 1ml)

- Paille : G = 8.765 KN/m .
- Palier : G = 5.35 KN/m.

$$q_{eq} = \frac{8.765 \times 2.4 + 2.85 \times 5.35}{5.25} = 6.91 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul du moment et contrainte :**

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{6.91 \times 5.25^2}{8} = 23.81 \text{ KN.m.}$

- Moment sur appui:  $M_e = M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{6.91(0.8 \times 5.25)^2}{8.5} = 14.34 \text{ KN.m.}$

- Moment en travée  $M_t = M_g = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 15.42 \text{ KN.m.}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 15.42 \times 10^6 \times (145 - 47)}{12334.86 \times 10^4} = 183.76 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 183.76 + 2.1} \right) = 0.291.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 39511.6 \times 10^4}{1 + 5 \times 0.291} = 17703.77 \text{ cm}^4.$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{15.42 \times 10^6 \times 5250^2}{10 \times 32164.19 \times 17703.77 \times 10^4} = 7.46 \text{ mm.}$$

▫ **Flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse : G = 7.165KN/m.
- Palier : G = 3.75KN/m.

$$q_{eq} = \frac{7.165 \times 2.4 + 3.75 \times 2.85}{5.25} = 5.31 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{5.31 \times 5.25^2}{8} = 18.29 \text{ KN.m.}$
- Moment sur appui :  $M_e = M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{5.31(0.8 \times 5.25)^2}{8.5} = 11.02 \text{ KN.m.}$
- Moment en travée :  $M_t = M_g = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 11.84 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 141.1 + 2.1} \right) = 0.178.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 39511.6 \times 10^4}{1 + 5 \times 0.178} = 22996.17 \text{ cm}^4.$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{11.84 \times 10^6 \times 5250^2}{10 \times 32164.19 \times 22996.17} = 4.41 \text{ mm.}$$

▫ **Flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :**

$$q_{eq} = 6.91 + 2.5 = 9.41 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{9.41 \times 5.25^2}{8} = 32.42 \text{ KN.m.}$

○ Moment sur appui  $M_e = M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{9.41(0.8 \times 5.25)^2}{8.5} = 19.53 \text{ KN.m.}$

○ Moment en travée  $M_t = M_g = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 21.00 \text{ KN.m.}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 21.00 \times 10^6 \times (145 - 47)}{12334.86 \times 10^4} = 250.26 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 250.21 + 2.1} \right) = 0.417.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 39511.6 \times 10^4}{1 + 5 \times 0.417} = 14088.41 \text{ cm}^4.$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{21 \times 10^6 \times 5250^2}{10 \times 32164.19 \times 14088.41 \times 10^4} = 12.77 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = 14.43 - 4.41 + 12.77 - 7.46 = 15.33 \text{ mm.}$$

On a aussi :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{ si : } L \leq 5\text{m.} \\ \bar{f} \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{ si : } L > 5\text{m.} \end{cases}$$

$$L = 5.25\text{m} > 5\text{m} \rightarrow \bar{f} \leq 5 + \frac{5250}{1000} = 10.25\text{mm} \rightarrow 15.33 < 7.4 \dots \dots \dots \text{ CNV.}$$

La flèche ne vérifie pas la condition :  $\Delta f \leq \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$  ; alors

On ajoute une poutre noyée.

□ **flèches due l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub>, f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml)

- Paillasse : q<sub>1</sub>=8.765 KN/ml.
- Palier : q<sub>2</sub>=5.35 KN/ml.

$$q_{eq} = \frac{8.765 \times 2.4}{2.4} = 8.765 \text{ KN/ml.}$$

○ Moment isostatique:  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 6.31 \text{ KN.m.}$

- Moment sur appui:  $M_a = 0.4M_0 = 2.52 \text{ KN.m}$ .
- Moment en travée:  $M_t = M_g = 0.75M_0 = 4.73 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 4.73 \times 10^6 \times (145 - 47)}{12334.86 \times 10^4} = 56.36 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = -0.206 = 0.$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_l \cdot \mu} = 43462.76 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{Ml^2}{10 E_i I_{fg}} = 0.19 \text{ mm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 43462.76 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{Ml^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.58 \text{ mm.}$$

□ **flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse :  $q_1 = 7.165 \text{ KN/ml}$ .
- Palier :  $q_2 = 3.75 \text{ KN/ml}$ .

La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{7.165 \times 2.4}{2.4} = 7.156 \text{ KN/ml}$ .

- Moment isostatique:  $M_0 = 5.15 \text{ KN.m}$ .
- Moment sur appui:  $M_a = 0.4M_0 = 2.06 \text{ KN.m}$ .
- Moment en travée:  $M_t = M_j = 0.75M_0 = 3.86 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 3.86 \times 10^6 \times (145 - 47)}{12334.86 \times 10^4} = 46.00 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = -0.279 = 0.$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_l \cdot \mu} = 43462.76 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{Ml^2}{10 E_i I_{ji}} = 0.16 \text{ mm.}$$

□ **flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :**

$$q_{eq} = 8.765 + 2.5 = 11.265 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique:  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{11.265 \times (2.4)^2}{8} = 8.11 \text{ KN.m}$ .

- Moment sur appui:  $M_a = 0.4 M_0 = 3.24 \text{ KN.m}$ .

- Moment en travée:  $M_t = M_{pi} = 0.75M_0 = 6.08 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 6.08 \times 10^6 \times (145 - 47)}{12334.86 \times 10^4} = 72.45 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = -0.106 = 0.$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 43462.76 \text{ cm}^4.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 0.25 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = 0.58 - 0.16 + 0.25 - 0.19 = 0.48 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = 2.14 \text{ mm.}$$

**On a aussi :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq L/500 \dots \text{si } : L \leq 5 \text{ m.} \\ L=2.40 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = 2400/500 = 4.80 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = 0.48 \text{ mm} \leq \bar{f} = 4.80 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Poutre noyée :**

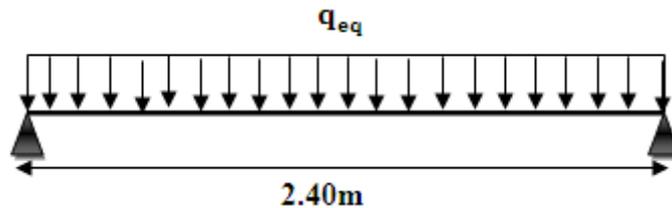


Figure III.53 La poutre noyée

➤ **Définition :**

La poutre noyée est une poutre incorporée dans les planchers et elle est destinée à reprendre les charges telle que :

- Poids propre.
- Poids de dalle.

Elle est encastrée dans les voiles et fléchit d'une manière proportionnelle au fléchissement des dalles aux quelle il fait partie. La poutre noyée a une hauteur égale à l'épaisseur de la dalle (15cm) et une largeur de 30cm.

➤ **Evaluation de charge :**

Poids propre de la poutre :  $G=0.15 \times 0.30 \times 25=1.125 \text{KN/m}$ .

Poids de la dalle :  $G'=5.2 \text{ KN/m}$ .....Alors,  $G_{\text{TOT}}=5.2+1.125=6.325 \text{ KN/m}$ .

$Q=2.5 \text{ KN/m}$ .

➤ **Calcul de ferrailage :**

✓ **Calcul à l'ELU :**

$q_u=1.35G+1.5Q=1.35 \times 6.325 +1.5 \times 2.5=12.29 \text{KN/m}$ .

▫ **Calcul des sollicitations :**

- Moment isostatique :  $M_0=q_u \times l^2/8 =12.29 \times 2.4^2/8 =8.85 \text{ KN.m}$ .
- Moment sur appui :  $M_a=0.4M_0=0.4 \times 8.85 =3.54 \text{ KN.m}$ .
- Moment en travée:  $M_t=0.75M_0=0.75 \times 8.85 =6.63 \text{KN.m}$ .
- Effort tranchant :  $V_u=q_u \times l /2=14.75 \text{ KN}$ .

▫ **Calcul des armatures :**

Pour le calcul, on utilise les formules suivantes : (le calcul se fera par assimilation à la flexion simple).

$F_{bu}=14.2 \text{Mpa}$ ,  $\mu_{bu}=M_U /b \times d^2 \times f$ ,  $Z_b=d \times (1-0.40 \times \alpha)$ .  $A_s=M_U /Z_b \times f_{ed}$ .

$A_{\text{min}}=0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e=0.55 \text{cm}^2$ .

Section	$M_U$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z_b$ (cm)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	3.54	30	13.5	0.045	0.058	13.18	0.77	0.48	3T8=1.51
Travée	6.63	30	13.5	0.085	0.111	12.89	1.47	0.48	3T8=1.51

**Tableau III.50** Ferrailage de la poutre noyée

➤ **Calcul à ELS :**  $q_{\text{ser}}=G+Q=8.82 \text{ KN/m}$ .

▫ **Calcul des sollicitations :**

- Moment isostatique :  $M_0=q_{\text{ser}} \times l^2/8=8.82 \times 2.4^2/8=6.35 \text{ KN.m}$ .
- Moment sur appui :  $M_a=0.4M_0=0.4 \times 6.35 =2.54 \text{ KN/m}$ .
- Moment en travée :  $M_t=0.75M_0=0.75 \times 6.35 =4.76 \text{ KN .m}$ .
- Effort tranchant :  $V = q_{\text{ser}} \times l /2=10.58 \text{KN}$ .

▫ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier la condition suivante:  $\tau_u < \tau_{\text{lim}}$  ..... Pas de risque de cisaillement.

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_{lim} = 3.33 \text{ Mpa}$ .

$$\tau = V_U / b_0 \times d = 14.75 / 0.3 \times 0.135 = 0.364 \text{ Mpa} \dots \tau < \tau_{lim} (\text{CV}).$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$S_t \leq \text{Min} (0.90d ; 40\text{cm}) = \text{min} (0.90 \times 13.5 = 12.15 ; 40\text{cm}) = 12.15\text{cm}.$$

$$S_t \leq 12.15\text{cm}.$$

$$\varphi_t \leq \text{min} (h/35 ; b_0/10 ; \varphi) = 4.28\text{mm} \dots \text{on prend un cadre de } \varphi 8 \text{ chaque } 14\text{cm}.$$

$$A_t \times f_e / b \times S_t \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0.40\text{MPa}) = (0.165 ; 0.40) = 0.40\text{MPa} \dots A_t \geq 1.51\text{cm}^2.$$

**Donc :**

$$\text{On adopte : } \varphi_t = 8\text{mm} \dots 2\varphi 8 = 1.01\text{cm}^2 > 0.360\text{cm}^2.$$

D'après RPA 99, l'espacement entre les armatures transversales doit être limitée à :

○ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \varphi_t) = \text{Min} (3.75 ; 9.6) = 3.75\text{cm}.$$

$$S_t \leq 3.75\text{cm} \dots S_t = 10\text{cm}.$$

○ **Zone courante:**

$$S_t \leq h/2 \dots \text{On adopte ; } S_t = 8\text{cm}.$$

➤ **Vérification de la contrainte admissible :**

Puisqu'on a une fissuration peu nuisible, il faut que cette formule vérifiée :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100.$$

	$\gamma$	$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100$	$\alpha$	<b>vérification</b>
<b>En travée</b>	1.39	0.445	0.223	CV
<b>Sur appui</b>	1.39	0.445	0.084	CV

**Tableau III.51** Vérification de ferrailage de la poutre noyée

➤ Schéma du ferrailage :

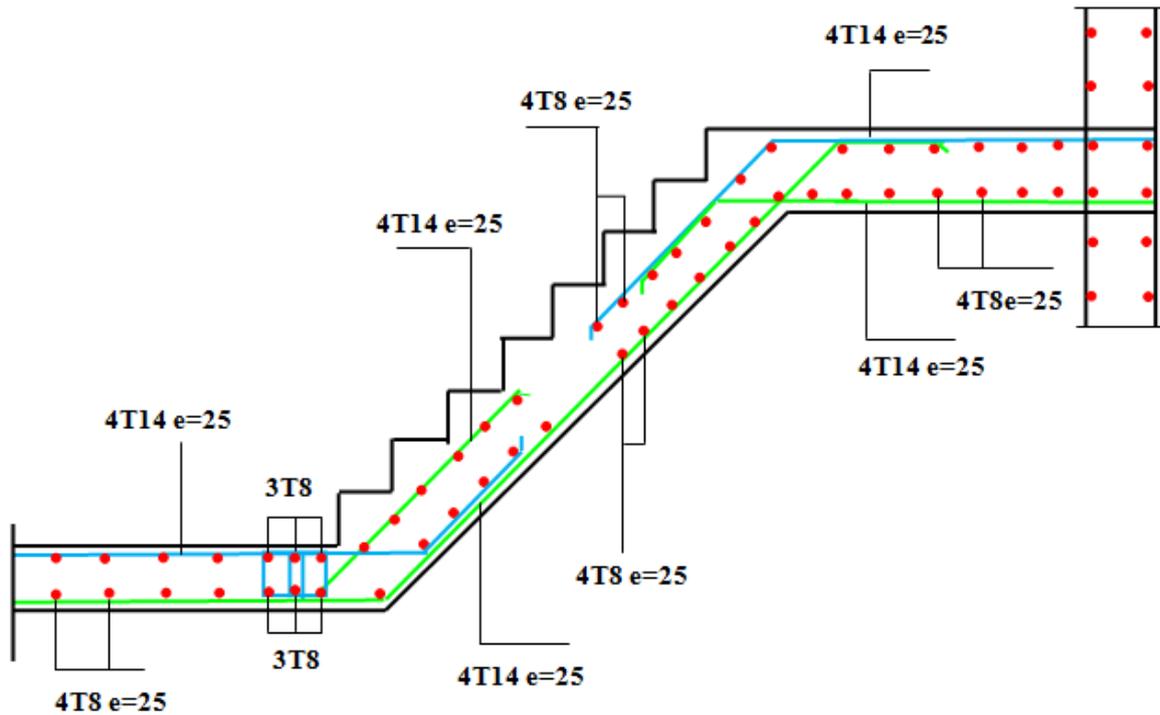


Figure III.54 Schéma de ferrailage d'escalier type1

III.5.5.Escalier à deux volés type2 :

Remarque : On prend l'escalier encastre dans cette étude.

▫ Calcul des sollicitations :

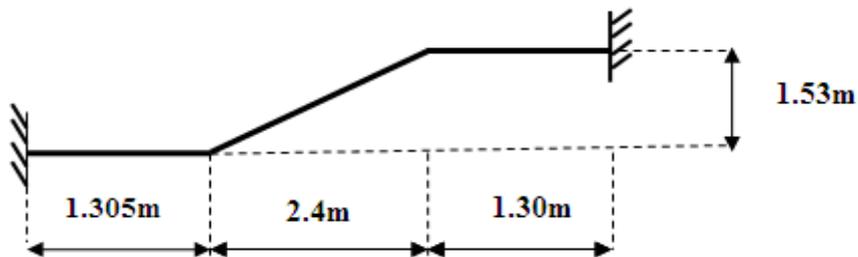


Figure III.55 Escalier à deux volés type 2

-Paillasse1 :  $G=8.765\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$ .

-Palier:  $G=5.35\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$ .

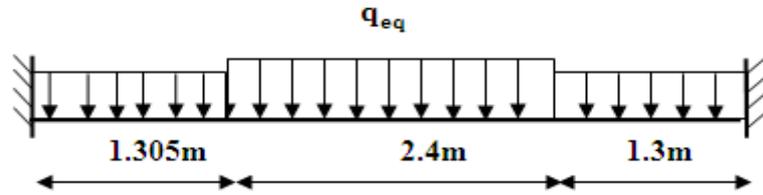


Figure III.56 Schéma statique de l'escalier

$$q_u = 1.35G + 1.5Q.$$

palier :  $q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.79 \text{ KN/ml.}$

pailasse :  $q_2 = 1.35 \times 8.765 + 1.5 \times 2.5 = 15.58 \text{ KN/ml.}$

La charge équivalente:  $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$

$$q_{eq} = \frac{10.79(1.305 + 1.30) + (15.58)2.4}{5.005} = 13.09 \text{ KN/ml.}$$

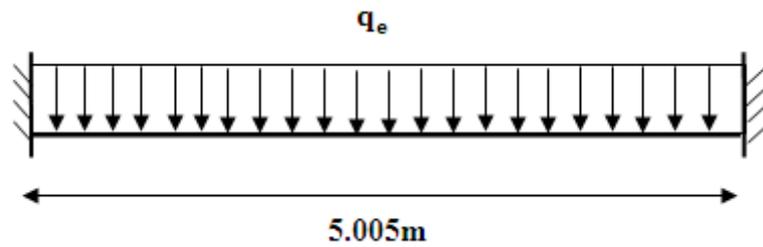


Figure III.57 La charge équivalente

Alors :  $q_{eq} = 13.09 \text{ KN/ml.}$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

□ A l'état limite ultime :

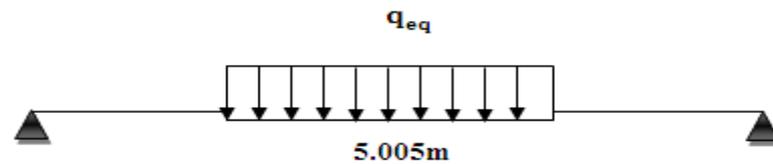


Figure III.58 La charge équivalente (Caquot)

$$q_{eq} = 13.09 \text{ KN/ml.}$$

○ Moment isostatique :

$$M_0 = q l^2 / 8 = (13.09 \times 5.005^2) / 8 = 40.99 \text{ KN.m.}$$

○ Moment en appuis :

$$M_w = \frac{(q_w \times l_w^3) + (q_e \times l_e)}{8.5 \times (l_w + l_e)} = \frac{13.09(0.8 \times 5.005)^2}{8.5} = 24.69 \text{ kN. m.}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 1.25M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 26.55 \text{ KN.m.}$$

**-Ferrailage d'escalier :**

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage :  $C \geq 1 \text{ cm}$  soit  $c = 2 \text{ cm}$ .

**-Calcul des armatures :**

- **Armatures longitudinal :**

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$ .

On à:

$$d = e - c - \frac{\phi}{2} \Rightarrow d = 17 - 2 - 0.5 = 14.5 \text{ cm.}$$

**e** : C'est l'épaisseur de la paillasse.      **c** : c'est l'enrobage des armatures (2 cm).

**ϕ** : C'est le diamètre des armatures (en générale  $\phi = 1 \text{ cm}$  pour les dalles pleines)

<b>f<sub>c28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>θ</b>	<b>f<sub>t28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>γ<sub>b</sub></b>	<b>γ<sub>s</sub></b>	<b>d(cm)</b>	<b>f<sub>bu</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Fe</b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>
25	1	2.1	1.5	1.15	14.5	14.2	400	348

**Tableau III.52** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage

On utilise les formules suivantes :

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} ; A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ;$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	Mu (KN.m)	$\mu$	A	Z (cm)	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	14.5	26.55	0.088	0.115	13.83	1.75	5.52	6HA14=9.24
Appuis	100	14.5	24.69	0.083	0.108	13.87	1.75	5.11	6HA14=9.24

**Tableau III.53** Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

□ **Escapements maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm}.$$

➤ en travée :  $S_t = 100/6 = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$  .....C.V.

➤ en appuis :  $S_t = 100/6 = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$  .....C.V.

□ **Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_s = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31\text{cm}^2$  on adopte : 5T8=2.51cm<sup>2</sup> ; st=20cm.

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31\text{cm}^2$  on adopte : 5T8=2.51cm<sup>2</sup> ; st=20cm.

**-Vérifications à ELU :**

□ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$  .

$$T_u = ql/2 = 13.09 \times 10^3 \times 5.005/2 = 40.99\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{40.99 \times 10^2}{1000 \times 145} = 0.028 \quad , \text{ avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$  .....C.V.

□ **Vérification de la condition non fragilité :**

$A_s \geq A_{s \text{ min}} \rightarrow A_s = 9.24\text{cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1.75\text{cm}^2$  ..... C.V.

$A_s \geq A_{s \text{ min}} \rightarrow A_s = 9.24\text{cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1.75\text{cm}^2$  ..... C.V.

□ **A l'état limite de service :**

$$q_s = G + Q.$$

**palier :**  $q_1 = q_3 = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml.}$

**paillasse :**  $q_2 = 8.767 + 2.5 = 11.26 \text{ KN/ml.}$

La charge équivalente:  $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$

$$q_{eq} = \frac{7.85(1.305 + 1.30) + (11.26)2.4}{5.005} = 9.49 \text{ KN/ml.}$$

Alors :  $q_{eq} = 9.49 \text{ KN/ml.}$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

- Moment isostatique :

$$M_0 = q l^2 / 8 = (9.49 \times (5.005)^2) / 8 = 29.72 \text{ KN. m.}$$

- Moment en appui :

$$M_w = \frac{(q_w \times l_w^3) + (q_e \times l_e^3)}{8.5 \times (l_w + l_e)} = \frac{9.49(0.8 \times 5.005)^2}{8.5} = 17.89.$$

- Moment en travée :

$$M_t = 1.25 M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 19.26.$$

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

- **En travée :**  $\alpha = 0.115.$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{26.55}{19.26} = 1.38.$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44.$$

Donc :  $\alpha = 0.115 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{C.V.}$

- **Sur appui :**  $\alpha = 0.108.$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24.69}{17.89} = 1.38.$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44.$$

Donc :  $\alpha = 0.108 \leq 0.44$  ..... CV.

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

▫ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{500,5} = 0.034 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.065 > 0.075 \dots\dots\dots \text{CNV.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.24 \times 10^2}{100 \times 14.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0064 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gi}$  ,  $f_{gv}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $L/500$ .

D'après le BAEL91 on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10 E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10 E_v I_{fv}}$

▫ **La position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0.$$

La solution de l'équation est :  $Y = 5.10 \text{ cm}$ .

▫ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s(d - y)^2 + 15 \times A'_s(y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0.$$

▫ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15 \times A_s (d - V)^2$$

$$V = \frac{\left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)}{b \times d + 15 \times A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ avec: } \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	ρ (10 <sup>-3</sup> )	(Mλ <sub>i</sub> Pa)	λ <sub>v</sub> (MPa)	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
5.10	16668.39	6.37	3.29	1.316	8.95	45514.64	32164.2	10721.4

**Tableau III .54** Différents coefficients pour le calcul de la flèche

▫ **Flèche due à l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub> ; f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q = G..... (Pour 1ml)

- Paillasse : G = 8.765 KN/m.
- Palier : G = 5.35 KN/m.
- $q_{eq} = \frac{5.35(1.305+1.30)+(8.765)2.4}{5.005} = 6.98$  KN/ml.

▫ **Calcul du moment et contrainte :**

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{6.91 \times 5.25^2}{8} = 21.85$  KN/ml.
- Moment sur appui :  $M_e = M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = 13.17$  KN/ml.
- Moment en travée  $M_t = M_g = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 14.14$  KN/ml.

Calcul de la contrainte :

$$\sigma_s = 15 \text{ Mg(d-y)}/I = 15 \times 14.14 \times 10^3 (14.5-5.10)/16668.39 = 119.61 \text{ MPA.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.28.$$

$$I_{fs} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \cdot \mu} = 26059.80 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fs}} = 4.22 \text{ mm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \mu} = 36585.19 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fv}} = 9.03 \text{ mm.}$$

▫ **Flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse : G = 7.165 KN/m.
- Palier : G = 3.75 KN/m.

$$q_{eq} = \frac{3.75(1.305 + 1.30) + (7.165)2.4}{5.005} = 5.39 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{5.31 \times 5.25^2}{8} = 16.87 \text{ KN.m.}$
- Moment sur appui :  $M_e = M_w = \frac{q_w l'^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = 10.16 \text{ KN.m.}$
- Moment en travée :  $M_t = M_g = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 10.92 \text{ KN.m.}$

Calcul de la contrainte :

$$\sigma_s = 15 \text{ Mj (d-y)}/I = 15 \times 10.92 \times 10^3 (14.5-5.10)/16668.39 = 92.37 \text{ MPA.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.17.$$

$$I_{fs} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \cdot \mu} = 32108.06 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fs}} = 2.65 \text{ mm.}$$

▫ **Flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :**

La charge équivalente :

$$G+Q = 6.98+2.5 = 9.48 \text{ KN/ml.}$$

- Moment isostatique  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{9.41 \times 5.25^2}{8} = 26.68 \text{KN/ml}$ .
- Moment sur appui  $M_e = M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = 17.88 \text{KN.m}$ .
- Moment en travée  $M_t = M_g = 1.25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 15.47 \text{KN/ml}$ .

Calcul de la contrainte :

$$\sigma_s = 15 \text{ Mpi (d-y)} / I = 15 \times 15.47 \times 10^3 (14.5 - 5.10) / 16668.39 = 130.86 \text{MPA}.$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.32.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 24389.17 \text{cm}^4.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \times l^2}{10 \cdot I_{fi} E_i} = 4.9 \text{mm}.$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{si : } L \leq 5\text{m}. \\ \bar{f} \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{si : } L > 5\text{m}. \end{array} \right.$$

$$L = 5.005 \text{m}.$$

$$\Delta f = 9.03 - 3.65 + 4.9 - 4.22 = 6.06 \text{mm} \leq f_{adm} = f_{ad} = \frac{L}{500} = 10.1 \text{mm} \dots \text{CV}.$$

➤ Schéma du ferrailage :

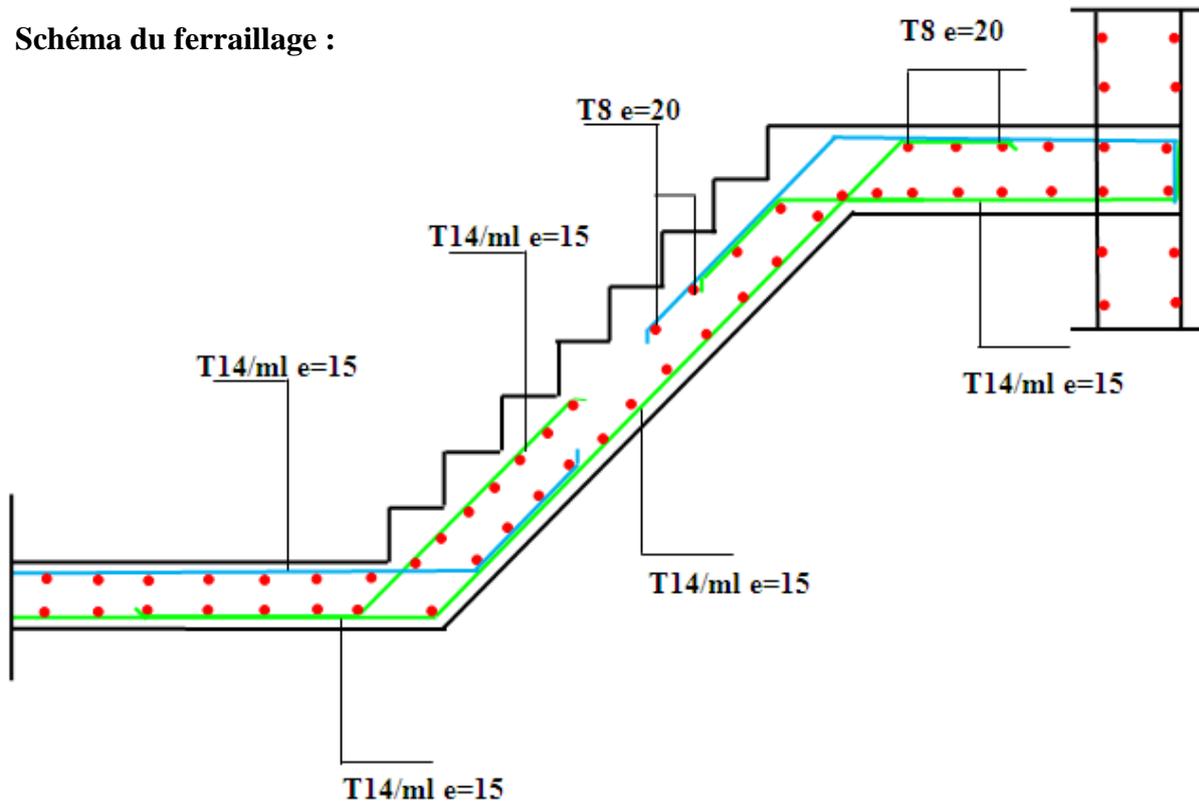


Figure III.59 Schéma du ferrailage de l'escalier type 2

III.5.6. Etude de la poutre palière :

III.5.6.1. Définition :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

➤ Pré dimensionnement :

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Suivant les conditions de RPA99/version 2003.

- $h \geq 30\text{cm}$  ;  $h = 40\text{cm}$  ..... CV.
- $b \geq 20\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$  ..... CV.
- $h/b \leq 4$  ;  $h/b = 35/30 = 1.16 \leq 4$  ..... CV.

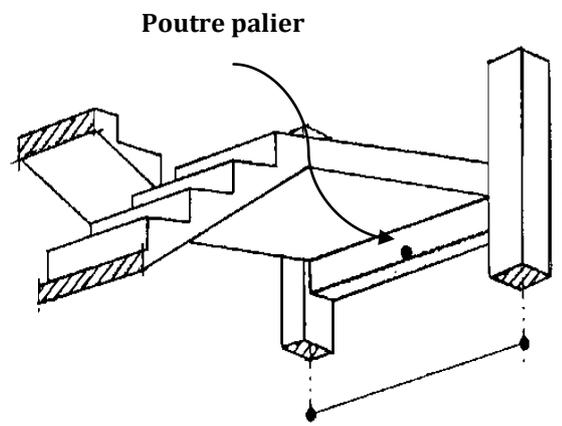


Figure III.60 La Poutre palière

Donc : nous prenons la section de la poutre palière (b×h) = (30×40) cm<sup>2</sup>.

➤ **Calcul des sollicitations :**

▫ **A l'état limite ultime :**

pois propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$ .

pois propre de la paillasse :  $R = \left( \frac{q_u \times l}{2} \right) = 22.90 \text{ KN/ml}$ .

Donc :  $q_{u \text{ tot}} = (1.35 G_p) + R = (1.35 \times 3) + 22.90 = 26.95 \text{ KN/ml}$ .

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{u \text{ tot}} l^2}{8} = 41.26 \text{ KN.m}$ .
- Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 35.07 \text{ KN.m}$ .
- Moment sur appui :  $M_a = 0.5 M_0 = 20.63 \text{ KN.m}$ .

▫ **A l'état limite service :**

pois propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.40 \times 25 = 3.00 \text{ KN/ml}$ .

pois propre de la paillasse :  $R = \left( \frac{q_{ser} \times l}{2} \right) = 16.60 \text{ KN/ml}$ .

Donc :  $q_{ser \text{ tot}} = (G_p + R) = (3 + 16.60) = 19.6 \text{ KN/ml}$ .

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{ser \text{ tot}} l^2}{8} = 30.01 \text{ KN.m}$ .
- Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 25.50 \text{ KN.m}$ .
- Moment sur appui :  $M_a = 0.5 M_0 = 15.00 \text{ KN.m}$ .

➤ **Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :**

h=40cm ; b=30cm ; d=36.5cm .

Section	b(cm)	d(cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	30	36.5	35.07	0.061	0.078	35.36	1.32	2.84	3T12=3.39
Appuis	30	36.5	20.63	0.036	0.045	35.84	1.32	1.65	3T12= 3.39

Tableau III.55 Résultats du calcul du ferrillage de poutre palière

➤ **Vérification :**

▫ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$  ; Avec  $T_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui

$T_u = \frac{q_u l}{2} = 22.90 \text{ KN}$ .

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.21 \text{ MPa}$ .

$\tau_u \leq \bar{\tau}$  .....CV.

▫ **Vérification à ELS :**

▫ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

○ **En travée :**  $\alpha = 0.078 \leq 0.44$  .....CV.

○ **Sur appui :**  $\alpha = 0.045 \leq 0.44$  .....CV.

▫ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

▫ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{485} = 0.114 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.114 > 0.085 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.03 \times 10^2}{300 \times 315} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.005 < 0.0105 \dots\dots\dots CV.$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :**

▫ **Calcul du moment dus à la torsion :**

$$M_a = 0.1 \times L / 2 \times v_u = 0.1 \times 22.90 \times 3.5 / 2 = 4.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tor} = M_a \times L / 2 = 4.01 \times 3.5 / 2 = 7.01 \text{ KN.m.}$$

▫ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } a = \min(b \times h) \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$

▫ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 b_0 \times \Omega} = \frac{7.01 \times 10}{75000 \times 50 \times 2} = 0.93 \text{ MPa.}$$

▫ **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow (0.93)^2 + (0.21)^2 = 0.91 < 11.08.$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots CV.$$

▫ **Calcul des armatures:**

$$\text{D'après le BEAL91 : } A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$$

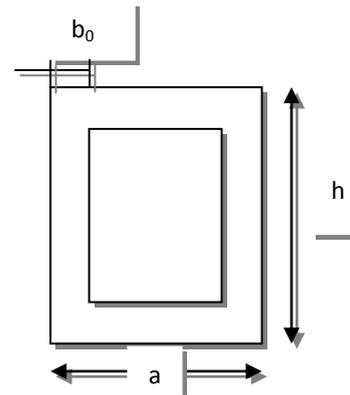


Figure III.61 Section creuse

Avec :  $u$  : périmètre de la section efficace  $\Omega$ .

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$$U = [(h - b_o) + (b - b_o)] \times 2 = 1.1 \text{ m.}$$

$$A_{stor} = \frac{7.01 \times 110 \times 10^5}{348 \times 750 \times 2 \times 10^2} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

Alors les aciers longitudinaux :

$$\text{En Travée : } A_s^{fle} = 3\text{T12} = 6.03 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appui : } A_s^{fle} = 3\text{T12} = 6.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^{tor} = 2\text{T14} = 3.08 \text{ cm}^2.$$

□ **Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa.}$

$$\text{Donc : } \frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e = \frac{3.08}{5 \times 110} \times 400 = 2.24 \dots \text{CV.}$$

□ **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega \sigma_s} = \frac{7.01 \times 10^5}{348 \times 750 \times 2 \times 10^2} = 0.013 \text{ cm.}$$

$$s_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq \min(0.9 \times 36.5 ; 40 \text{ cm}) = 32.85 \text{ cm.}$$

On adopte :  $s_t = 25 \text{ cm.}$

$$\frac{A_t}{s_t} = 0.013 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.325 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 2T8  $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2.$

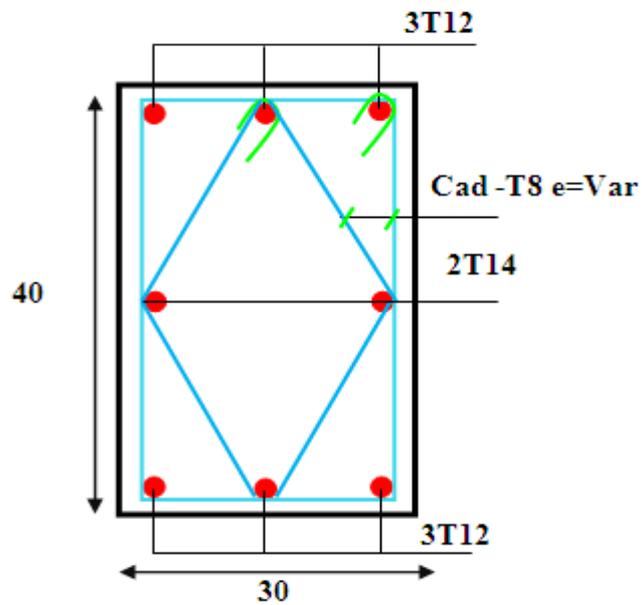


Figure III.62 Ferrailage de la poutre palière

### III.6.Conclusion :

D'après le pré dimensionnement on calcul les sollicitations et le ferrailage des différents éléments secondaires on basent sur le BAUL et RPA99.Pour assurer la sécurité et la durabilité de ces éléments.



*Chapitre IV:*  
*Etude sismique*

## ❧ Chapitre IV : Etude sismique ❧

### **IV.1.Introduction :**

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du **20<sup>ème</sup>** siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active).

Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

### **IV.2.L'objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000**,

**ETABS,...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

### **IV.3. Domaine d'application :**

Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que :

- Constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants...
- Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels...).
- Réseaux et ouvrages enterrés.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques.

Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de sismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

### **IV.4. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :**

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- a. La méthode statique équivalente.
- b. La méthode d'analyse modale spectrale.
- c. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **a. Méthode statique équivalente :**

##### **➤ Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

➤ **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées.

**b. Méthode d'analyse modale spectrale :**

➤ **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.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan,

encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et **une** rotation d'axe vertical).
3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

**c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

**IV.4.1.Choix de la méthode de calcul :**

➤ **Critères de classification par RPA 99 version 2003 :**

**a. Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, notre bâtiment se situe à Alger qui est une zone de sismicité élevée '**ZONE III**'.

**b. Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage de moyenne importance, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2). Le calcul dynamique se fera par la méthode

dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

- La régularité en plan et en élévation (la hauteur (**39.42m**) > **23m**).

#### **IV.5. La modélisation de la structure :**

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.1**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

##### ➤ **Présentation du logiciel ETABS 9.7.4 :**

**L'ETABS 9.7.4** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

**ETABS** offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

##### ➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force

nodale [ **F** ] au déplacement [ **δ** ] peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité [ **K** ] de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

➤ **Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

➤ **Démarches de modélisation de notre structure :**

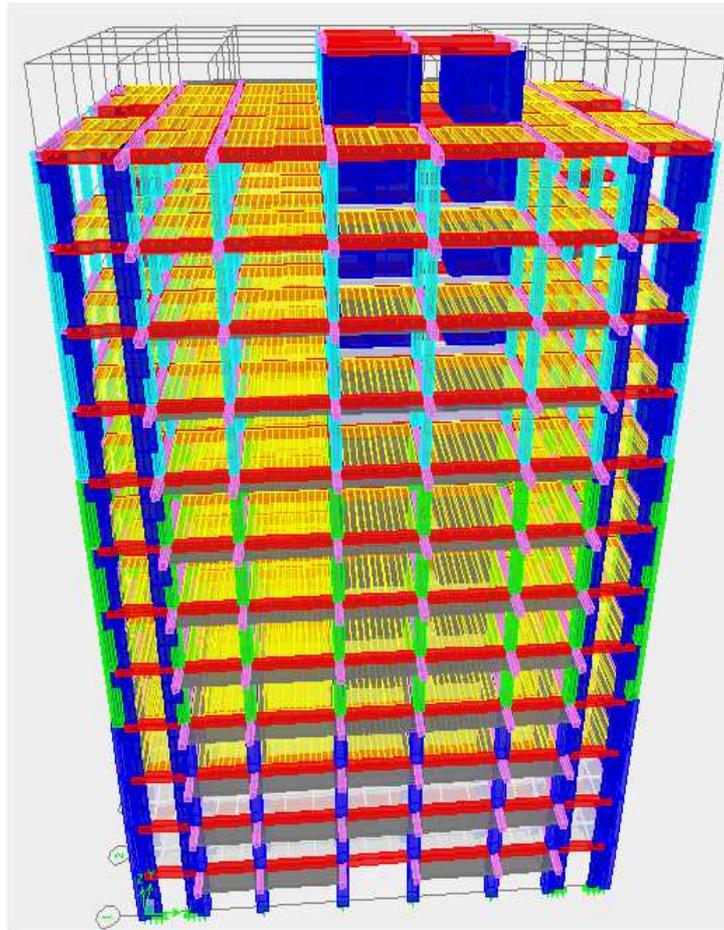
Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
5. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
6. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

➤ **Etapes de modélisation :**

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
2. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
3. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
4. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
5. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
6. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.



**Figure IV.1** La vue en 3D de la structure

#### **IV.5 .1.L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'**ETABS** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

#### **IV.5.2.Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

### IV.5.3. Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices  $[K]$  et  $[M]$  de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

#### ➤ Spectre de réponse de calcul :

Le **RPA99/version 2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left[ 2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & \text{Si } : 0 \leq T \leq T_1. \\ 2.5\eta \times [1.25 \times A] \times \frac{Q}{R} & \text{Si } : T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta [1.25 \times A] \times \frac{Q}{R} \times \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & \text{Si } : T_2 \leq T \leq 3.00 \text{ sec.} \\ 2.5 \times [1.25 \times A] \times \frac{Q}{R} \times \left[ \frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \times \left[ \frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & \text{Si } : T > 3.00 \text{ sec.} \end{cases}$$

#### ➤ Combinaisons d'action :

- ▣ **ELU** :  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$ . **CBA93, A.3.3.2.**
- ▣ **ELS** :  $G + Q$ . **CBA93, A.3.3.2.**
- ▣  $G + Q \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2.**
- ▣  $G + Q \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2.**
- ▣  $0.8 \times G \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2.**
- ▣  $0.8 \times G \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2.**
- ▣  $G + Q + 1.2E_x$ . **RPA 2003,5.2.**
- ▣  $G + Q + 1.2E_y$ . **RPA 2003,5.2.**

➤ **Nombre de mode à considérer :**

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** 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 l'excitation doit être tel que :

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
2. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
3. Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Donc le nombre des modes minimum **K** est égal à  $K = 3 \times \sqrt{N}$ , notre cas **K = 12** mode.

- **N** : Le nombre des niveaux au-dessus du sol.
- $T_K$  : la période du mode **K** →  $T_K \leq 0.20$  sec.

➤ **Période fondamentale théorique :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules **4-6** du **RPA99/version2003**.

On a donc :

$$T = C_t \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. → **h<sub>N</sub> = 39.42m**.
- **C<sub>T</sub>** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du **RPA99/version2003 art 4.2.4**.

	<b>C<sub>T</sub></b>	<b>h<sub>N</sub> (m)</b>	<b>T<sub>emp</sub> (s)</b>	<b>1.3 × T<sub>emp</sub></b>
<b>Sens-X</b>	0.05	39.42	0.786	1.022
<b>Sens-Y</b>	0.05	39.42	0.786	1.022

**Tableau IV.1** Période fondamentale de la structure

D'après **RPA99 version 2003** (Art 4.2.4.4 page54), il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de **30%**.

Nous avons  $1.3 \times T_{emp} = 1.022 \text{ sec.}$

➤ **Disposition des voiles :**

**a. La variante proposée (architecturale):**

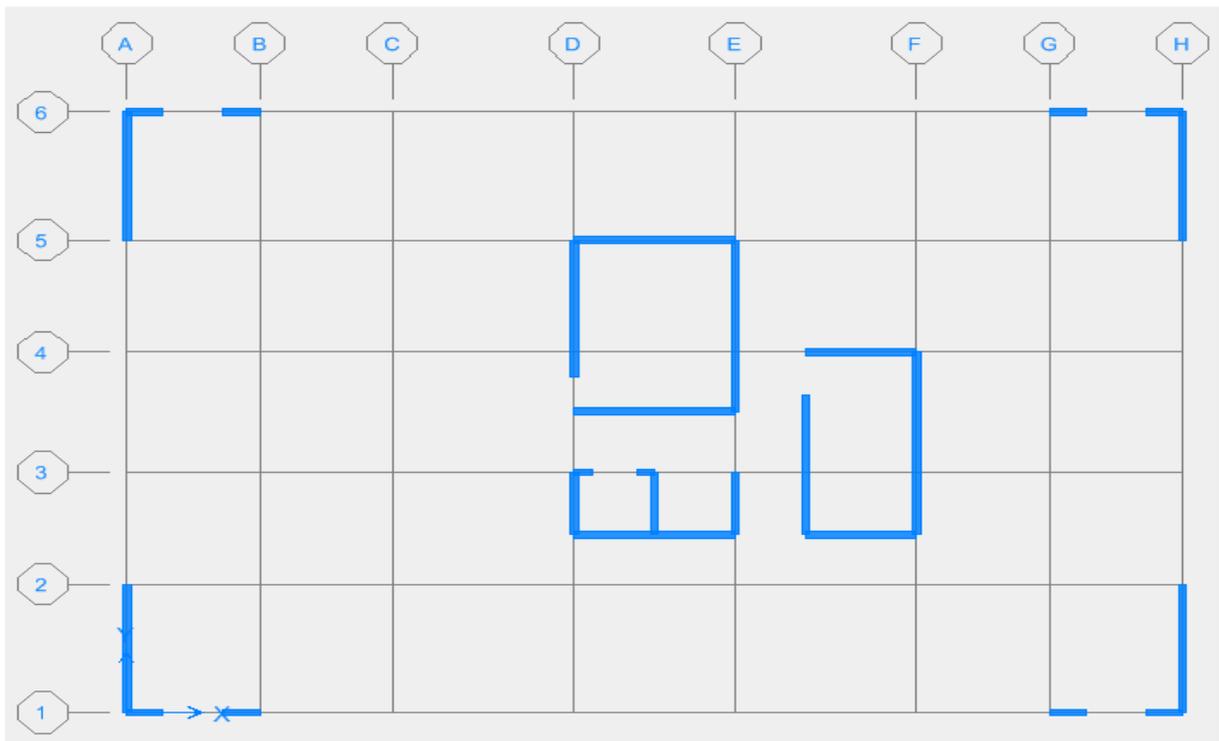


Figure IV.2 Disposition des voiles

**1. Résultats de l'analyse :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « **ETABS** » sont données dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.6584	65.1010	2.9484	65.1010	2.9484	0.5539	0.5539
2	0.6337	3.7419	45.4089	68.8429	48.3573	17.0676	17.6215
3	0.4805	0.0933	17.6356	68.9362	65.9929	50.0599	67.6815
4	0.1865	17.4016	0.0020	86.3378	65.9949	0.0319	67.7133
5	0.1613	0.0415	11.9008	86.3793	77.8957	6.5819	74.2952
6	0.1301	0.0011	6.9769	86.3804	84.8726	10.9990	85.3120
7	0.0911	6.5919	0.0084	92.9724	84.8810	0.0177	85.3120
8	0.0734	0.0159	4.1172	92.9883	88.9982	3.3022	88.6142
9	0.0616	0.0115	3.1351	92.9998	92.1333	3.7629	92.3791
10	0.0577	3.0735	0.0209	96.0733	92.1542	0.0008	92.3779
11	0.0446	0.0003	1.9654	96.0736	94.1195	1.7477	94.1256
12	0.0415	1.6014	0.0129	97.6750	94.1325	0.0043	94.1300

Tableau IV.2 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante 1

## 2. Les modes propres :

- 1<sup>er</sup> mode (Translation):

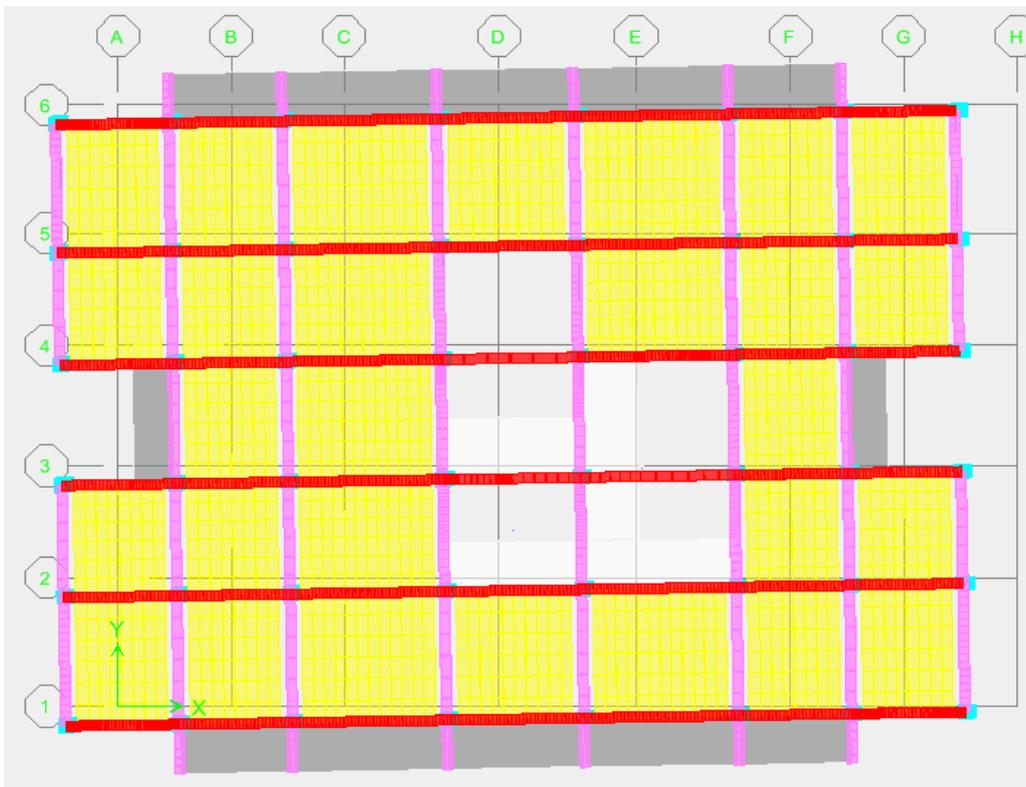


Figure IV.3 Mode 1 T=0.6584sec

- 2<sup>ème</sup> mode (translation) :

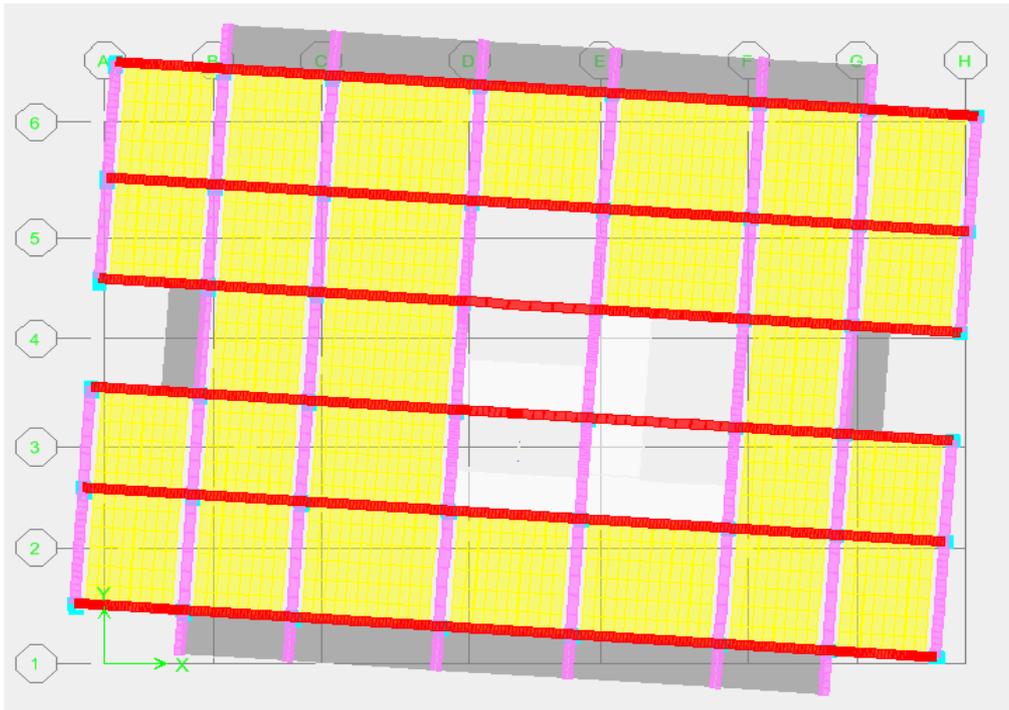


Figure IV.4 Mode 2 T=0.6337sec

- 3<sup>ème</sup> mode (Rotation) :

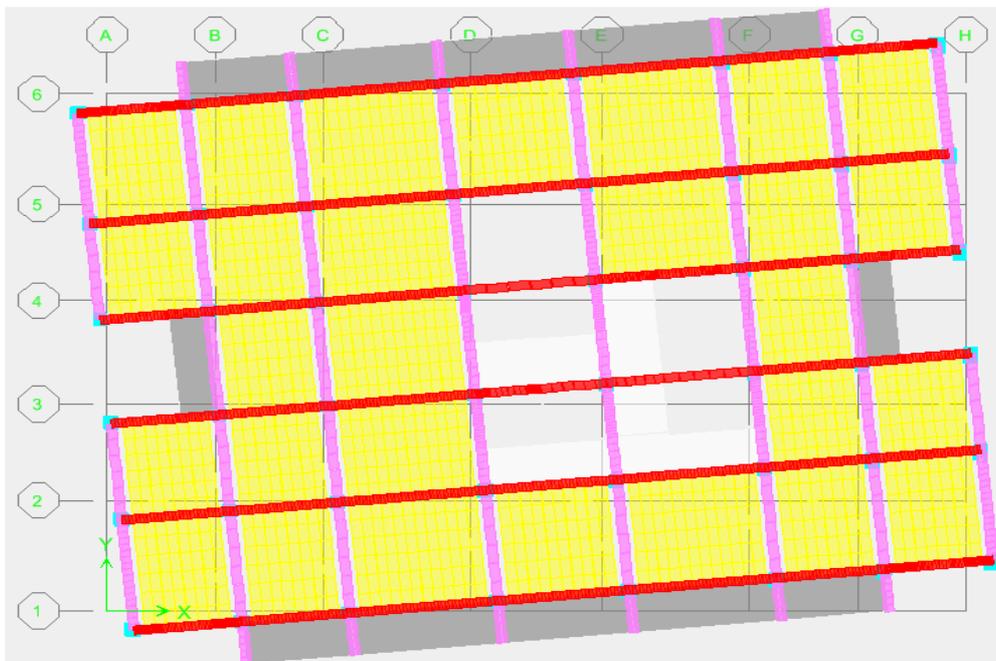


Figure IV.5 Mode 3 T=0.4805sec

### 3. Vérification de régularité :

La période fondamentale doit être inférieure à la période empirique ( $T_{emp}$ ) :

$$T_{emp} = C_t \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.786 \text{ sec} \rightarrow 1.3 \times T_{emp} = 1.0218 \text{ sec.}$$

Variante 1 :  $T_{dyn} = 0.6584 \text{ sec} < T_{emp} = 1.0218 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La somme modale effective supérieure à 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- **Variante 1** : atteint 90% dans le mode 7<sup>ème</sup> dans le sens X et dans le mode 9<sup>ème</sup> dans le sens Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

- $K \geq 3 \times \sqrt{N}$ ,  $T_K \leq 0,20 \text{ sec}$ . RPA99V2003 art 4.3.4. b

Où :

- N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

$$\rightarrow K \geq 12 \text{ et } T_{12} = 0.039 < 0.20 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

### IV.6. Détermination de centre des masses par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- $M_i$  : la masse de l'élément i.
- $X_i, Y_i$  : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

#### IV.7.Détermination de centre de rigidité par étages :

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- $I_{xi}$  : Inertie d'un poteau suivant X.
- $I_{yi}$  : Inertie d'un poteau suivant Y.
- $X_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- $Y_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

##### ➤ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{cr} - X_m| \quad e_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

##### ➤ L'excentricité accidentelle :

Selon RPA version 2003, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

→ 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau.

→ Excentricité théorique résultante du plan.

- Sens **X** :  $e_{xa} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 26.70 = \mathbf{1.335m}$ .
- Sens **Y** :  $e_{ya} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 18.75 = \mathbf{0.937m}$ .

Etages	X <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	X <sub>cr</sub>	Y <sub>cr</sub>	e <sub>x thé</sub>	e <sub>y thé</sub>	e <sub>xa</sub>	e <sub>ya</sub>
1 <sup>er</sup> N	14.840	9.412	16.303	9.134	-1.463	0.278	1.335	0.937
2 <sup>er</sup> N	13.253	9.105	16.172	9.145	-2.919	-0.040	1.335	0.937
3 <sup>er</sup> N	13.296	9.077	16.109	9.162	-2.813	-0.085	1.335	0.937
4 <sup>er</sup> N	13.296	9.077	16.029	9.181	-2.733	-0.104	1.335	0.937
5 <sup>er</sup> N	13.296	9.077	15.938	9.204	-2.642	-0.127	1.335	0.937
6 <sup>er</sup> N	13.290	9.078	15.837	9.227	-2.547	-0.149	1.335	0.937
7 <sup>er</sup> N	13.284	9.080	15.721	9.253	-2.437	-0.173	1.335	0.937
8 <sup>er</sup> N	13.284	9.080	15.587	9.280	-2.303	-0.200	1.335	0.937
9 <sup>er</sup> N	13.284	9.080	15.429	9.308	-2.145	-0.228	1.335	0.937
10 <sup>er</sup> N	13.278	9.081	15.240	9.339	-1.962	-0.258	1.335	0.937
11 <sup>er</sup> N	13.240	9.094	15.012	9.379	-1.772	-0.285	1.335	0.937
12 <sup>er</sup> N	13.225	8.772	14.738	9.456	-1.513	-0.684	1.335	0.937
Buanderie	13.223	8.839	14.419	9.638	-1.196	-0.799	1.335	0.937

Tableau IV.3 Centre de masse et de rigidité de chaque étage

Selon le tableau  $\left\{ \begin{array}{l} e_{x \text{ thé}} = 2.919\text{m} > e_{\text{xacé}} = 1.335 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{CNV.} \\ e_{y \text{ thé}} = 0.799\text{m} < e_{\text{xacé}} = 0.937\text{m.} \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, l'excentricité dans le sens xx dépassent  $0.05 \times L_i$ , on donne l'excentricité théorique dans ETABS.

**IV.8. Justification de l'interaction portiques voiles :**

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

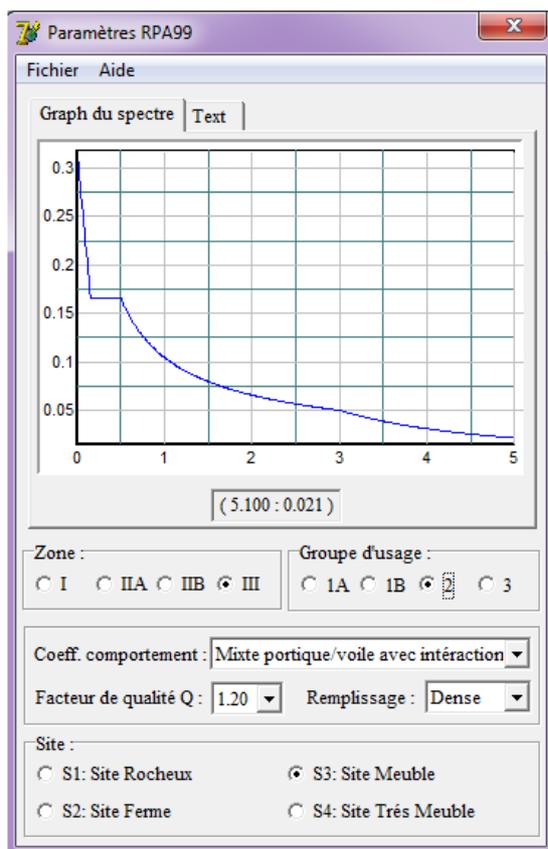
1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
  - Les sollicitations verticales totales de la structure : 74851.15KN.
  - Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 26033.40KN.
  - $\frac{26033.40}{74851.15} \times 100\% = 34.78\% \dots\dots\dots \text{(CNV)}$ .

$N_U$ (total)	$N_{VOIL}$	$N_{VOIL}$ (%)	Vérification
74851.15	26033.40	34.78	CNV

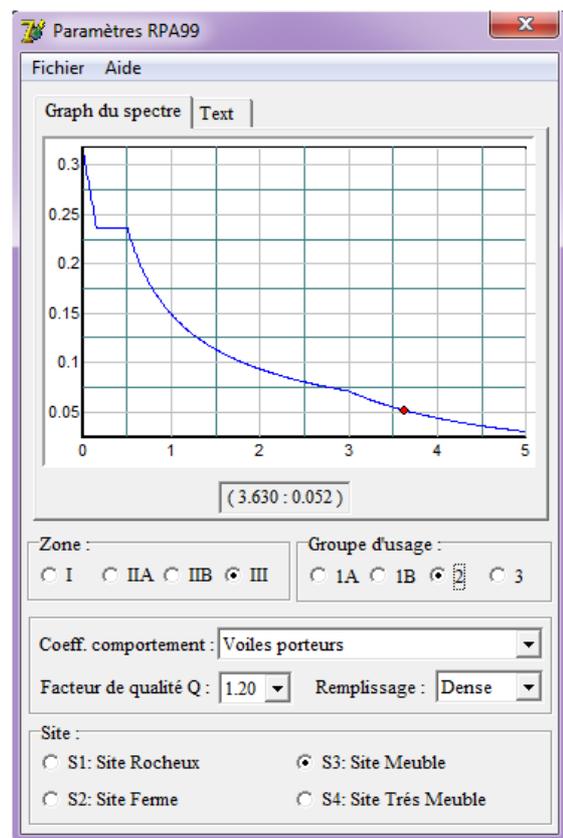
Tableau IV.4 Pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles

➤ **Remarque:**

Au début de calcul, on a pris  $R = 5$ , mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par  $R = 3.5$  puisque la charge supportée par les voiles est  $34.78\% > 20\%$ .



**R=5**



**R=3.5**

Figure IV.6 Diagramme de spectre de réponse

#### IV.9.Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode **statique équivalente**.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **4-6** et **4-7** du **RPA99/version2003**.

On a donc :

$$T = \min \left[ C_t \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right]$$

Avec :

- **T**:Période fondamentale de la structure.
- **h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. → **h<sub>N</sub> = 39.42m**.
- **C<sub>T</sub>** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du RPA99/version2003 **art 4.2.4**
- **L** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

	<b>C<sub>T</sub></b>	<b>h<sub>N</sub> (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>C<sub>t</sub> × h<sub>N</sub><sup>3/4</sup></b>	<b>0.09 × h<sub>N</sub>/√L</b>
<b>Sens-X</b>	0.05	39.42	26.70	0.786	0.686
<b>Sens-Y</b>	0.05	39.42	18.75	0.786	0.819

**Tableau IV.5** Période fondamentale statique de la structure

#### ➤ Calcul de la force sismique totale **V** :

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- **A**: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99/version 2003** en Fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

→ Donc : **Zone III**, Groupe d'usage **2**,(RPA99/version 2003 art 3.2). → **A = 0.25**.

- **R** : coefficient de comportement global de la structure : Sa valeur unique est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement tel que défini en **RPA 99**. Pour une structure mixte (portique + voiles) en béton armé avec **voiles porteurs** on a : **R = 3.5**.
- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec.} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3\text{sec.} \end{cases}$$

→ Art 4.2.3 du RPA99/ version 2003, (**site meuble (S3)**) :

- $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$
- $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

Avec :

- $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :  $\eta = \left[\frac{7}{2+\xi}\right]^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$ .

Où :

- $\xi(\%)$  : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99  
**Art 4.2.3**. Portique en béton armé avec remplissage dense  $\xi = 7\%$ .

**Alors** : →  $\eta = 0.8819 > 0.7$ .

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.78$ .
- $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.63$ .

Avec :

**Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.

- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q.$$

A partir du **tableau 4.4** de RPA 99 version 2003.

Critère <b>q</b>	<b>P<sub>q</sub></b>		Données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0.1

**Tableau IV.6** La valeur de facteur de qualité

→ Dans notre cas on obtient :  $Q = 1 + 0.2 = 1.2$ .

- **W** : Poids total du bâtiment. **W** : est égale à la somme des poids **W<sub>i</sub>**, de chaque niveau(**i**). →  $W = \sum W_i$
- $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

D'après le **RPA 99** (Tableau **4.5**) on prend  $\beta = 0.2$ .

- **W<sub>Gi</sub>** : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- **W<sub>Qi</sub>** : charge d'exploitation.

Pour notre bâtiment le poids total est : **W = 65437.89KN.**

- $V_{x\ sta} = \frac{0.25 \times 1.78 \times 1.2 \times 65437.89}{3.5} = 9983.95KN.$
- $V_{y\ sta} = \frac{0.25 \times 1.63 \times 1.2 \times 65437.89}{3.5} = 9142.60KN.$

➤ **Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ **Les réactions à la base :**

	$\Sigma F_x$ (KN)	$\Sigma F_y$ (KN)
<b><math>E_x</math></b>	9155.25	692.06
<b><math>E_y</math></b>	692.06	7601.83

**Tableau IV.7** Valeur de  $F_x$  et  $F_y$

▫  $V_{xdyn} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 9181.36 \text{KN.}$

▫  $V_{ydyn} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 7633.26 \text{KN.}$

	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 \times V_{sta}$ (KN)	$0.8 \times V_{sta} < V_{dyn}$
<b><math>E_x</math></b>	9181.36	7987.16	CV
<b><math>E_y</math></b>	7633.26	7314.08	CV

**Tableau IV.8** Vérification des résultats

**IV.10. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art **4.2.5RPA** 99/version2003) :  $V = F_t + \Sigma F_i$

▫  $F_t = 0.07 \times T \times V$  Si  $T > 0.7$  sec.

▫  $F_t = 0$  Si  $T < 0.7$  sec.

Notre cas :

▫ **Sens-X :  $T = 0.686 < 0.7$  sec  $\rightarrow F_{tx} = 0 \text{KN.}$**

▫ **Sens-Y :  $T = 0.787 > 0.7$  sec  $\rightarrow F_{ty} = 0.07 \times 0.787 \times 9142.60$   
 $\rightarrow F_{ty} = 402.93 \text{KN.}$**

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression

$$\text{(art 4.11RPA99/version2003).} F_i = \frac{(V-F_t) \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_j}$$

Avec :

- $F_i$  : force horizontale au niveau i.
- $H_i$  : niveau du plancher.
- $F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :  $V_k = F_t + \sum F_i$ .

➤ **Distribution des forces suivant X :**

Plancher	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN. m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN. m)	$V_x - F_{tx}$	$F_{xi}$
Buanderie	1209.59	39.42	47682.03	1286376.27	7987.16	296.05
9 <sup>ème</sup> étage	5474.27	36.72	201015.19	1286376.27	7987.16	1248.11
8 <sup>ème</sup> étage	4876.75	33.66	164151.40	1286376.27	7987.16	1019.22
7 <sup>ème</sup> étage	4876.75	30.60	149228.55	1286376.27	7987.16	926.56
6 <sup>ème</sup> étage	4876.75	27.54	134305.69	1286376.27	7987.16	833.90
5 <sup>ème</sup> étage	5207.23	24.48	127472.99	1286376.27	7987.16	791.48
4 <sup>ème</sup> étage	5207.23	21.42	111538.86	1286376.27	7987.16	692.54
3 <sup>ème</sup> étage	5207.23	18.36	95604.74	1286376.27	7987.16	593.61
2 <sup>ème</sup> étage	5207.23	15.30	79670.61	1286376.27	7987.16	494.67
1 <sup>ème</sup> étage	5611.15	12.24	68680.47	1286376.27	7987.16	426.43
RDC	5611.15	9.18	51510.35	1286376.27	7987.16	319.82
ES 2	6069.73	6.12	37146.74	1286376.27	7987.16	230.64
ES 1	6002.83	3.06	18368.65	1286376.27	7987.16	114.05

**Tableau IV.9** Distribution des forces suivant X

➤ Distribution des forces suivant Y :

Plancher	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN. m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN. m)	$V_y - F_{ty}$	$F_{yi}$
<b>Buanderie</b>	1209.59	39.42	47682.03	1286376.27	6911.15	256.17
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	5474.27	36.72	201015.19	1286376.27	6911.15	1079.96
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	4876.75	33.66	164151.40	1286376.27	6911.15	881.91
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	4876.75	30.60	149228.55	1286376.27	6911.15	801.74
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	4876.75	27.54	134305.69	1286376.27	6911.15	721.56
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	24.48	127472.99	1286376.27	6911.15	684.85
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	21.42	111538.86	1286376.27	6911.15	599.25
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	18.36	95604.74	1286376.27	6911.15	513.64
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	15.30	79670.61	1286376.27	6911.15	428.03
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	5611.15	12.24	68680.47	1286376.27	6911.15	368.99
<b>RDC</b>	5611.15	9.18	51510.35	1286376.27	6911.15	276.74
<b>ES 2</b>	6069.73	6.12	37146.74	1286376.27	6911.15	199.57
<b>ES 1</b>	6002.83	3.06	18368.65	1286376.27	6911.15	98.68

Tableau IV.10 Distribution des forces suivant Y

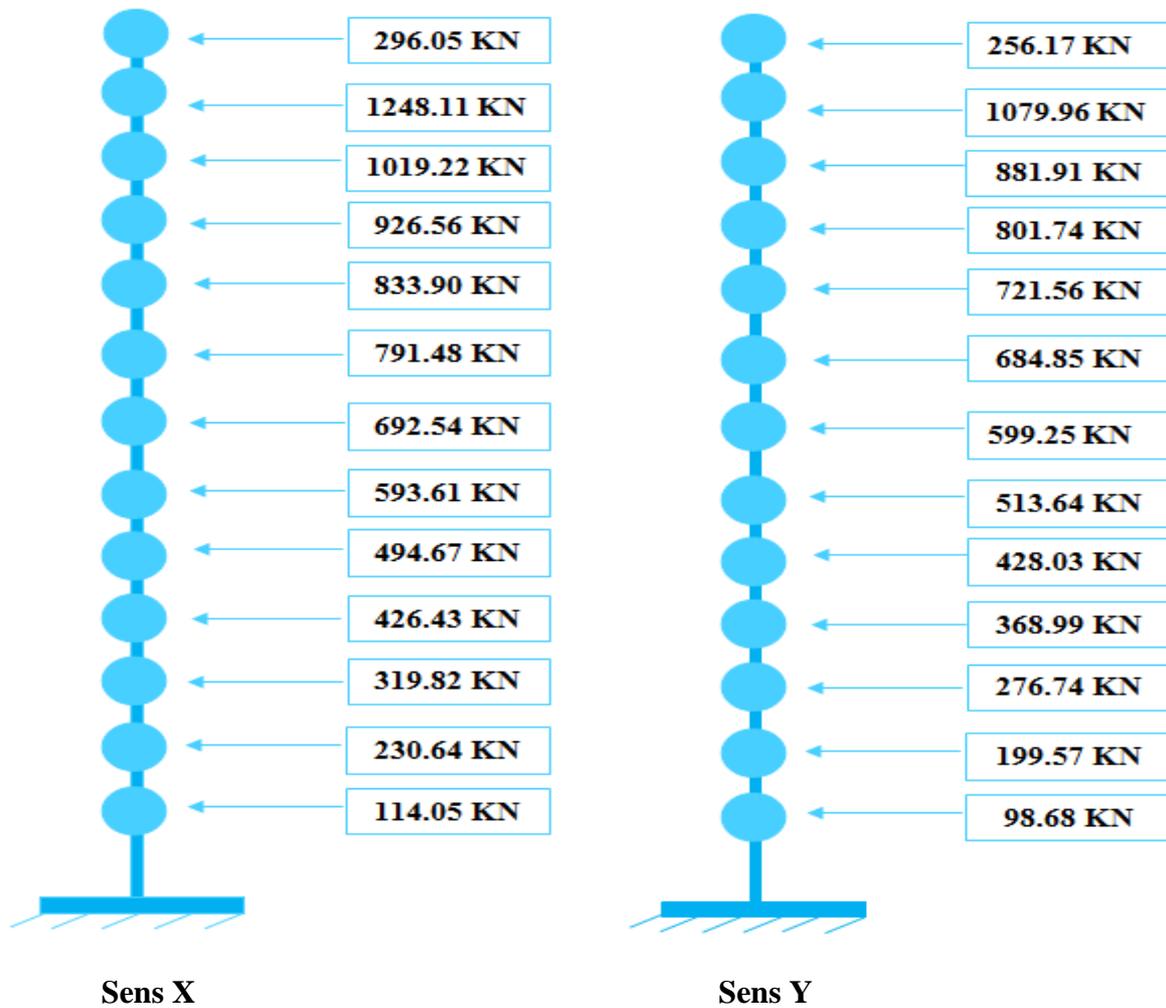


Figure IV.7 Distribution des forces sismiques selon la hauteur

#### IV.11. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i.$$

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant :

Niveau	$F_{ix}$	$F_{iy}$	$F_{ix}$	$F_{iy}$	$V_{ix}$	$V_{iy}$
Buanderie	0	402.93	296.05	256.17	296.05	659.10
R+9	0	402.93	1248.11	1079.96	1544.16	1739.06
R+8	0	402.93	1019.22	881.91	2563.36	2620.97
R+7	0	402.93	926.56	801.74	3489.92	3422.71
R+6	0	402.93	833.90	721.56	4323.82	4144.27
R+5	0	402.93	791.48	684.85	5115.30	4829.12
R+4	0	402.93	692.54	599.25	5807.84	5428.37
R+3	0	402.93	593.61	513.64	6401.45	5942.01
R+2	0	402.93	494.67	428.03	6896.12	6370.04
R+1	0	402.93	426.43	368.99	7322.55	6739.03
RDC	0	402.93	319.82	276.74	7642.37	7015.77
ES 2	0	402.93	230.64	199.57	7873.01	7215.34
ES 1	0	402.93	114.05	98.68	7987.06	7314.02

Figure IV.11 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

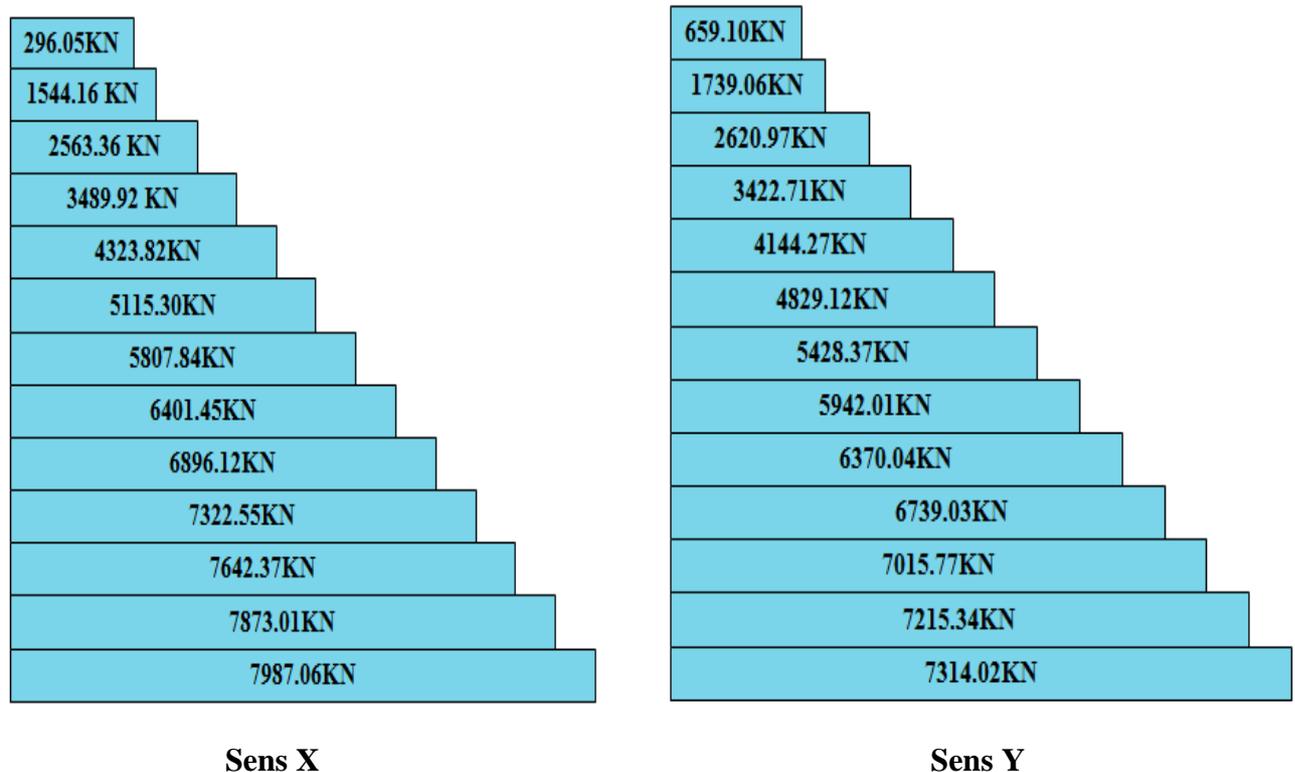


Figure V.8 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

#### IV.12.Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o.x.y), les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/V03 comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$ : déplacement horizontale à chaque niveau « k » de la structure.

**R**: Coefficient de comportement.

$\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  ((y compris l'effet de torsion qui est pris par le logiciel) et cela dans les deux sens (x et y).

D'après le RPA99/v03, il faut vérifier que :  $\Delta_k < \bar{\delta}$

$\Delta_k$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$\bar{\delta}$ : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ ).

En considérants la combinaison (G+Q+E) (justification vis-à-vis de la déformation) cette combinaison représente, le cas le plus défavorable pour notre structure.

NIVEAU	( $\delta_{ek}$ ) x (m)	( $\delta_{ek}$ ) y (m)	( $\delta_k$ ) x (m)	( $\delta_k$ ) y (m)	( $\Delta_k$ ) x (m)	( $\Delta_k$ ) y (m)	$\bar{\delta}$ (m)	Observation
<b>Buanderie</b>	0.0323	0.0232	0.1130	0.0812	0.0073	0.0014	0.0270	CV
<b>R+9</b>	0.0302	0.0228	0.1057	0.0798	0.0084	0.0077	0.0306	CV
<b>R+8</b>	0.0278	0.0206	0.0973	0.0721	0.0095	0.0081	0.0306	CV
<b>R+7</b>	0.0251	0.0183	0.0878	0.0640	0.0098	0.0080	0.0306	CV
<b>R+6</b>	0.0223	0.0160	0.0780	0.0560	0.0101	0.0084	0.0306	CV
<b>R+5</b>	0.0194	0.0136	0.0679	0.0476	0.0105	0.0081	0.0306	CV
<b>R+4</b>	0.0164	0.0113	0.0574	0.0395	0.0105	0.0080	0.0306	CV
<b>R+3</b>	0.0134	0.0090	0.0469	0.0315	0.0105	0.0077	0.0306	CV
<b>R+2</b>	0.0104	0.0068	0.0364	0.0238	0.0102	0.0070	0.0306	CV
<b>R+1</b>	0.0075	0.0048	0.0262	0.0168	0.0091	0.0063	0.0306	CV
<b>RDC</b>	0.0049	0.0030	0.0171	0.0105	0.0077	0.0053	0.0306	CV
<b>ES 2</b>	0.0027	0.0015	0.0094	0.0052	0.0059	0.0035	0.0306	CV
<b>ES 1</b>	0.0010	0.0005	0.0035	0.0017	0.0035	0.0017	0.0306	CV

Tableau V.12 Vérification des déplacements

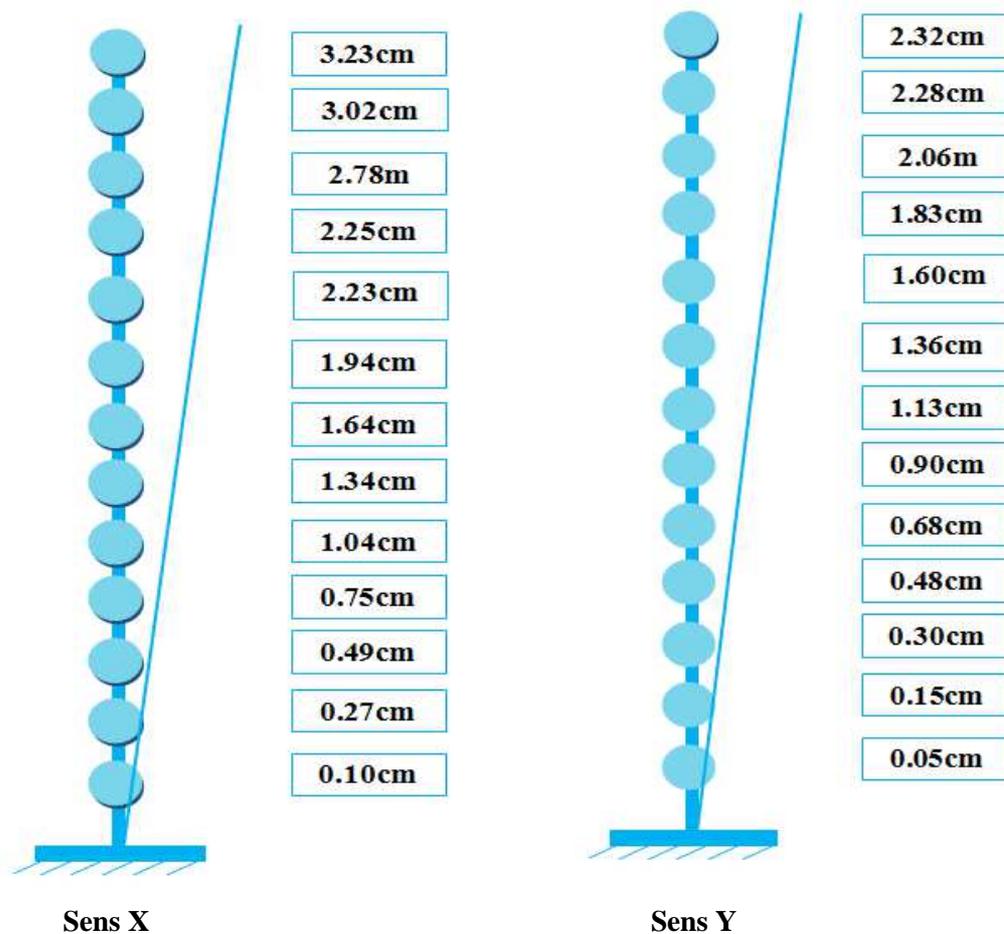


Figure IV.9 Déplacements horizontaux selon les deux directions

### IV.13. Justification vis à vis de l'effet P – Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10.$$

Avec :

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,  $P_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ . (voir paragraphe 4.2.3 calcul de W).
- $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum F_i$ .
- $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 » (voir paragraphe 4.2.10).

- $h_k$  : hauteur de l'étage «  $k$  ».

Si  $0.10 < \theta_k \leq 0.20$ , les effets  $P - \Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  ; la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Sens X-X :**

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ (m)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_x$
<b>Buanderie</b>	1209.59	1209.59	0.0073	296.05	2.7	0.0127
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	5474.27	6683.86	0.0084	1544.16	3.06	0.0118
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	4876.75	11560.61	0.0095	2563.36	3.06	0.0140
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	4876.75	16437.36	0.0098	3489.92	3.06	0.0140
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	4876.75	21314.11	0.0101	4323.82	3.06	0.0150
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	26521.34	0.0105	5115.30	3.06	0.0166
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	31728.57	0.0105	5807.84	3.06	0.0187
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	36935.80	0.0105	6401.45	3.06	0.0197
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	5207.23	42143.03	0.0102	6896.12	3.06	0.0203
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	5611.15	47754.18	0.0091	7322.55	3.06	0.0193
<b>RDC</b>	5611.15	53365.33	0.0077	7642.37	3.06	0.0175
<b>ES 2</b>	6069.73	59435.06	0.0059	7873.01	3.06	0.0145
<b>ES 1</b>	6002.83	65437.89	0.0035	7987.06	3.06	0.0093

**Tableau IV.13** Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X

➤ Sens Y-Y :

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{yi}$ (m)	$V_{yi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_y$
Buanderie	1209.59	1209.59	0.0014	659.10	2.7	0.0009
9 <sup>ème</sup> étage	5474.27	6683.86	0.0077	1739.06	3.06	0.0096
8 <sup>ème</sup> étage	4876.75	11560.61	0.0081	2620.97	3.06	0.0116
7 <sup>ème</sup> étage	4876.75	16437.36	0.0080	3422.71	3.06	0.0125
6 <sup>ème</sup> étage	4876.75	21314.11	0.0084	4144.27	3.06	0.0141
5 <sup>ème</sup> étage	5207.23	26521.34	0.0081	4829.12	3.06	0.0152
4 <sup>ème</sup> étage	5207.23	31728.57	0.0080	5428.37	3.06	0.0145
3 <sup>ème</sup> étage	5207.23	36935.80	0.0077	5942.01	3.06	0.0156
2 <sup>ème</sup> étage	5207.23	42143.03	0.0070	6370.04	3.06	0.0151
1 <sup>ème</sup> étage	5611.15	47754.18	0.0063	6739.03	3.06	0.0145
RDC	5611.15	53365.33	0.0053	7015.77	3.06	0.0131
ES 1	6069.73	59435.06	0.0035	7215.34	3.06	0.0094
ES 2	6002.83	65437.89	0.0017	7314.02	3.06	0.0049

Tableau IV.14 Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y

On remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieure à 0.10. Donc l'effet  $P - \Delta$  est négligé.

**IV.14. Justification de la stabilité au renversement :**

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

▫  $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$ .

Avec :  $W = 65437.89 \text{KN}$ .

▫  $M_s$ : Moment stabilisant,  $M_s = \frac{W \times l}{2}$ .

▫  $M_r$ : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$ .

▫  $W$ : Poids du bâtiment.

▫  $F_i$ : Force sismique au niveau i.

	L (m)	M <sub>r</sub> (KN. m)	M <sub>s</sub> (KN. m)	M <sub>s</sub> /M <sub>r</sub>	OB
Sens-X	26.70	205718.232	873595.831	4.24	CV
Sens-Y	18.75	193888.542	613480.218	3.16	CV

Tableau IV.15 Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant **X** et **Y** selon les exigences du **RPA/2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

#### IV.15.Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) :

$$\square \quad v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

On doit vérifier que :  $v \leq 0.30$ .

Poteau	h (cm)	b (cm)	Fc28 (MPa)	N <sub>d</sub> (N)	V	Condition
1	60	60	25	2589530	0.287	CV
2	50	50	25	1069030	0.171	CV
3	40	40	25	528860	0.132	CV

Tableau IV.16 Vérification de L'effort normal réduit

#### IV.16.Conclusion :

L'étude de ce chapitre nous a permis de déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres ; périodes propres et facteur de participation relatifs à chaque mode.

Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme.

ET on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA99 / version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



*Chapitre V:  
Ferrailage des  
éléments porteurs*

## ❧ Chapitre V : Ferraillage des éléments porteurs ❧

### V.1.Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7.4**

- Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :
  1. Compression simple.
  2. Traction simple.
  3. Flexion simple.
  4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

### V.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

$$\gamma_s = 1.15, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.5, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} .$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1, \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.15, f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} .$$

#### V.2.1.Combinaisons des charges :

**a. État limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- **$1.35 \times G + 1.5 \times Q_{BAEL91}$ .**

**b. État limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

□  $G + Q$                       **BAEL91.**

**c. État limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

□  $G + Q \pm E$                       **RPA99/v2003.**

□  $0.8G \pm E$                       **RPA99/v2003.**

**V.2.2.Calcul de ferraillage :**

- Ferraillage en travée : **ELU.**
- Ferraillage sur appui (nappe supérieure) :  **$G + Q \pm E$ .**
- Ferraillage sur appui (nappe inférieure) :  **$0.8G \pm E$ .**

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

**V.2.2.1.Ferraillage des poutres principales :**

D'après les résultats de l'**ETABS 9.7.4.**

- $M_{max}$ En Travée= **88.60KN. m.**
- $M_{max}$ Sur Appuis: Nappe sup = **135.02KN. m.**  
Nappe inf = **120.68KN. m.**

Position	$M_{max}$ (KN.m)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}(cm^2)$ BAEL	$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	88.60	37	0.145	0.196	34.09	7.46	1.34	<b>3T14 + 3T12 = 8.01</b>
App sup	135.02	37	0.231	0.333	32.07	12.09	1.34	<b>3T20 + 3T14 = 14.04</b>
App inf	120.68	37	0.206	0.291	32.69	10.60	1.34	<b>3T16 + 3T14 = 10.65</b>

**Tableau V.1** Calcul du ferraillage des poutres principales étage courants

**V.2.2.1.1. La vérification du ferraillage :**

- **Section minimale (RPA) :**  $b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}.$ 
  - $A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 40 = \mathbf{6.00 \text{ cm}^2}.$
- **Section maximale (RPA)**
  - $A_{max} = 4\%b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = \mathbf{48 \text{ cm}^2} \rightarrow$ Zone courante.
  - $A_{max} = 6\%b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = \mathbf{72 \text{ cm}^2} \rightarrow$ Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = \mathbf{3T20 + 3T14 = 14.04}.$
- $A_s = \mathbf{3T16 + 3T14 = 10.65}.$

Donc :  $14.04 + 10.65 = 24.69 \text{ cm}^2 \rightarrow 24.69 \text{ cm}^2 < 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV).$

La Condition de non fragilité :

▫  $A_{min} = 0.23 \times \frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots (CV).$

**V.2.2.1.2. La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

▫  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{max} = 102.40 \text{ KN}.$

▫  $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.93 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV).$

**V.2.2.1.3. Calcul de la section des armatures transversales**

➤ **Choix du diamètre :**

▫  $\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right]$

$$\square \phi_t \leq \min \left[ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right] = 11.42 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T8 (HA. Fe. E400).}$$

➤ **Espacement entre les cadres**

$$\square S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 33.3 \text{ cm} .$$

$$\square \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0.46 \times 300 \times 333}{400} \rightarrow A_t = 1.14 \text{ cm}^2 .$$

Soit :  $A_t = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$  .

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

$$\square S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 33.3 \text{ cm} .$$

$$\square S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67.00 \text{ cm} .$$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 33.3 \text{ cm} . \rightarrow$  on prend :  $S_t = 30 \text{ cm} .$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = 10 \text{ cm} .$

En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} .$

Donc on adopte :

$$\square S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale} .$$

$$\square S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante} .$$

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

$$\square A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.350 \text{ cm}^2 .$$

$$\square A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 .$$

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone III est de **50∅** poutre longitudinale : **50∅ = 100cm** Avec : **∅ = 20mm**.

**V.2.2.1.4. La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inferieur :  $A_t = 10.65 \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\square \frac{b \times y^2}{2} + (n \times A_s \times y) - (n \times d \times A_s) = 0 \rightarrow 15 \times y^2 + 159.75 \times y - 5910.75 = 0$$

La solution de l'équation nous donne :  $y = 15.22 \text{ cm}$ .

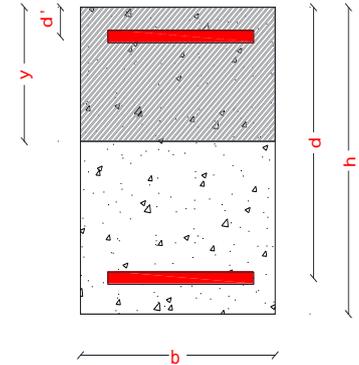
$$\square I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = 111037.23 \text{ cm}^4.$$

$$\square \text{ Soit la poutre la plus sollicitée B19 : } M_{ser} = 61.12 \text{ KN.m}$$

$$\square \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 8.38 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots (\text{CV}).$$

$$\square \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$$

$$\square \sigma_{st} = 179.83 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$$



➤ **La vérification de la flèche :**

$$\square M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

Avec

$$\square G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G_p = 25.10 \text{ KN/ml}.$$

$$\square Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \times Q = 6.82 \text{ KN/ml}.$$

$$\square l = 4.5 \text{ m}.$$

$$M_0 = \frac{31.92 \times 4.5^2}{8} = 80.79 \text{ KN.m}$$

$$\square \text{ En travée : } A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$$\square \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.088 \geq 0.062 \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

$$\square \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0.088 \geq 0.075 \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

$$\square \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 7.21 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \dots \dots (\text{CV}).$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit :1.08 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive soit :1.35 m.

➤ Schéma de ferraillage :

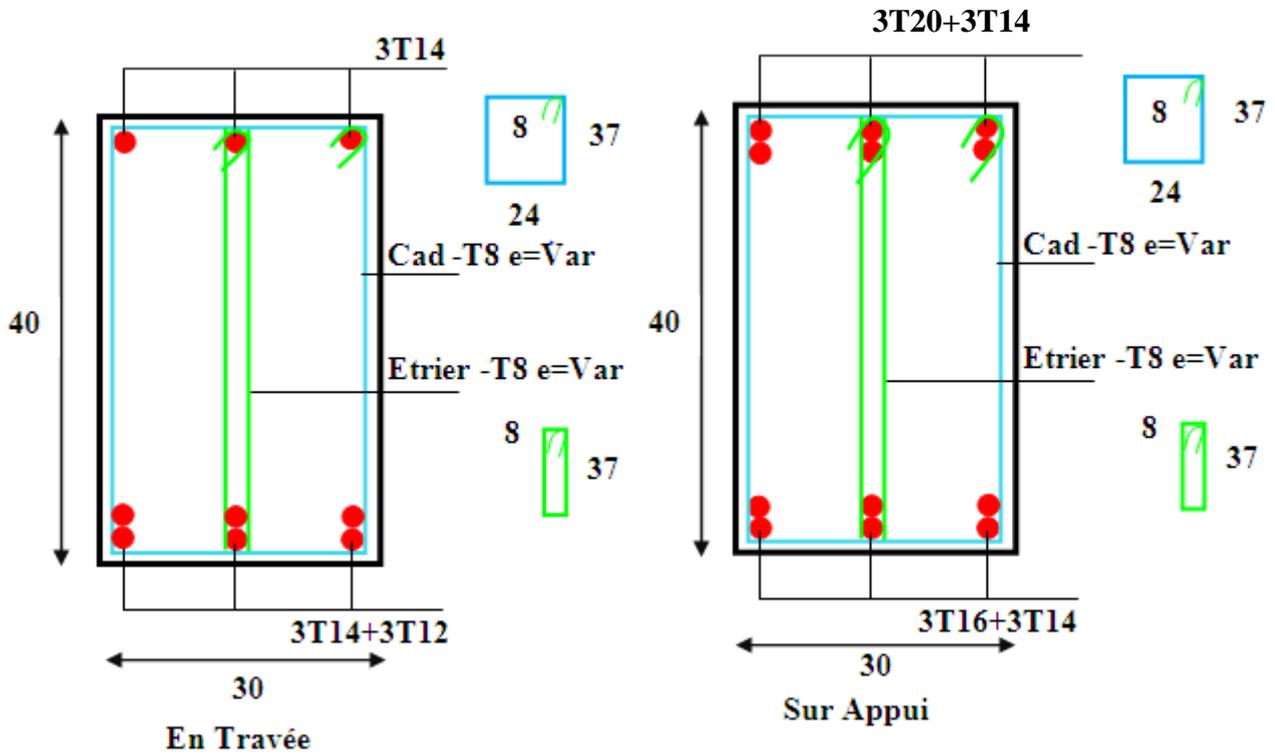


Figure V.1 Ferraillage des poutres principales (30×40)

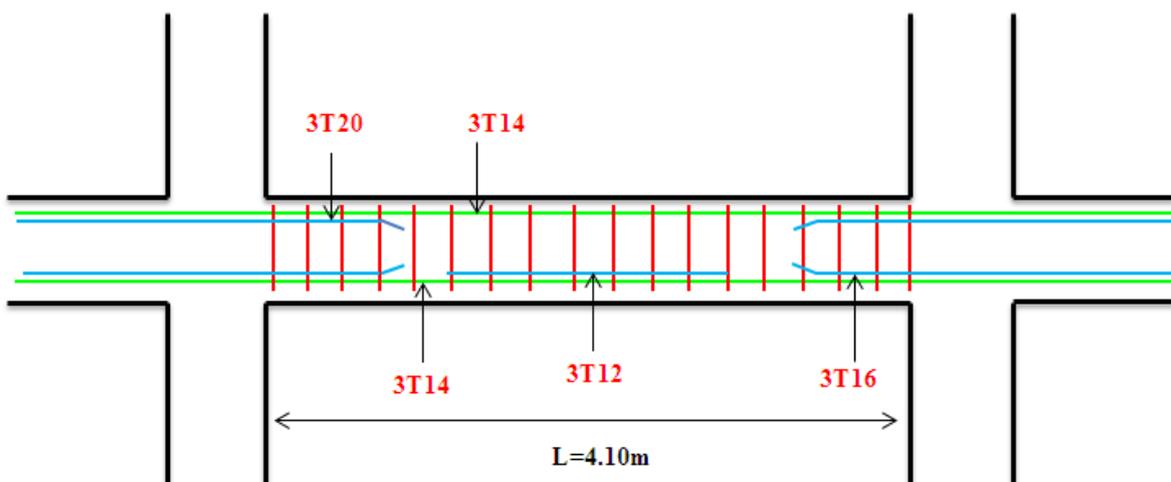


Figure V.2 Ferraillage longitudinale des poutres principales (30×40)

**V.2.2.1.Ferraillage des poutres Secondaire :**

D'après les résultats de l'ETABS 9.7.4.

- $M_{\max}$ En Travée= **35.98KN. m.**
- $M_{\max}$ Sur Appuis: Nappe sup = **89.95KN. m.**  
Nappe inf = **88.69KN. m.**

Position	$M_{\max}$ (KN. m)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) BAEL	$A_{\text{sadop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	35.98	32	0.063	0.081	30.96	3.34	1.16	<b>3T16 = 6.03</b>
App sup	89.95	32	0.206	0.291	28.28	9.14	1.16	<b>3T16 + 3T12 = 9.42</b>
App inf	88.69	32	0.203	0.287	28.33	8.99	1.16	<b>3T16 + 3T12 = 9.42</b>

**Tableau V.2** Calcul du ferraillage des poutres Secondaire étage courants

**V.2.2.1.1.La vérification du ferraillage :**

- **Section minimale (RPA) :**  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$ .
  - $A_{\min} = 0.5\% \cdot b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$ .
- **Section maximale (RPA)**
  - $A_{\max} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$  →Zone courante.
  - $A_{\max} = 6\% \cdot b \times h = 6\% \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$  →Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = \mathbf{3T16 + 3T12 = 9.42 \text{ cm}^2}$ .
- $A_s = \mathbf{3T16 + 3T12 = 9.42 \text{ cm}^2}$ .

Donc :  $\mathbf{9.42 + 9.42 = 18.84 \text{ cm}^2} \rightarrow 18.84 \text{ cm}^2 < 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(CV)}$ .

La Condition de non fragilité :

▫  $A_{\min} = 0.23 \times \frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{(CV)}$ .

**V.2.2.1.2.La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

▫  $\tau_u = \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}$ .

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 31.97\text{KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0.34 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

**V.2.2.1.3. Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right] = 10.00 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T8 (HA. Fe. E400)}.$$

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 28.8 \text{ cm}.$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 300 \times 288}{400} \rightarrow A_t = \mathbf{0.86 \text{ cm}^2}.$$

Soit :  $A_t = \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ .

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 28.8 \text{ cm}.$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400 \times 10^2}{0.4 \times 300} = 67.00 \text{ cm}.$$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 28.8 \text{ cm} \rightarrow$  on prend :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = 8.75 \text{ cm}$

En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$$S_t = 8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale .}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante.}$$

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2.$$

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone III est de **50∅** poutre longitudinale : **50∅ = 80cm** Avec : **∅ = 16mm**.

**V.2.2.1.4. La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inférieure : **A<sub>t</sub> = 9.42 cm<sup>2</sup>**.

➤ **Calcul de σ<sub>bc</sub> :**

$$\square \quad b \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \rightarrow 30 \times y^2 + 141.3 \times y - 9043.2 = 0$$

La solution de l'équation nous donne : **y = 15.16 cm**.

$$\square \quad I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 A_s (d - y)^2 = 48781.0 \text{ cm}^4$$

□ Soit la poutre la plus sollicitée B62 : **M<sub>ser</sub> = 25.92 KN. m**.

$$\square \quad \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 8.05 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}.$$

$$\square \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$$

$$\square \quad \sigma_{st} = 134.22 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}.$$

➤ **La vérification de la flèche :**

$$\square \quad M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

Avec

$$\square \quad G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G_p = 22.9 \text{ KN/m}.$$

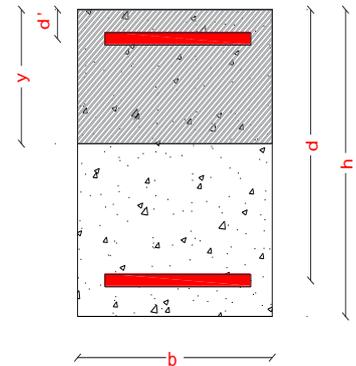
$$\square \quad Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \times Q = 6.3 \text{ KN/m}.$$

$$\square \quad l = 3.9 \text{ m}.$$

$$M_0 = \frac{29.20 \times 3.90^2}{8} = 55.52 \text{ KN. m}$$

En travée : **A<sub>s</sub> = 3T16 = 6.03**.

$$\square \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,089 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{(CV)}.$$



- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,089 \geq 0,046 \dots \dots \dots (CV).$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0057 \leq 0,0105 \dots \dots \dots (CV).$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit :0.78 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive soit :0.98 m.

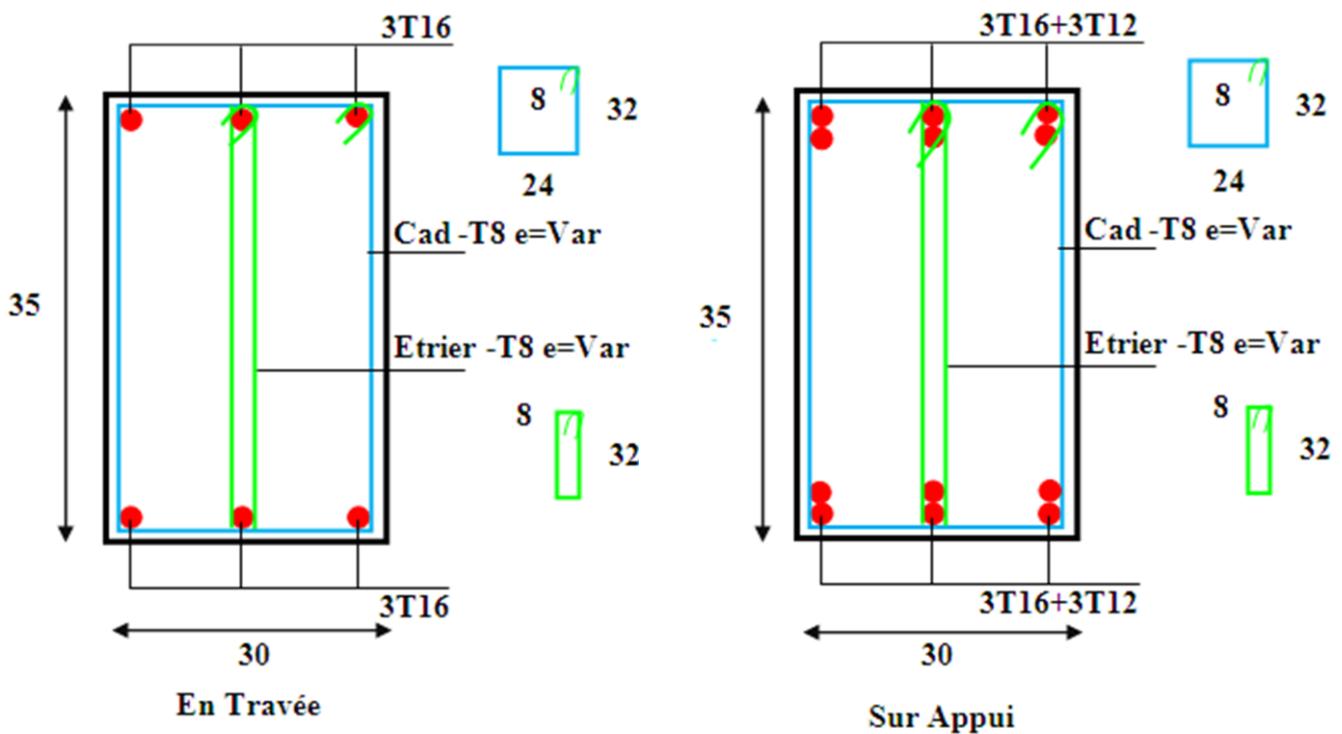


Figure V. 3 Ferraillage des poutres Secondaires (30x35)

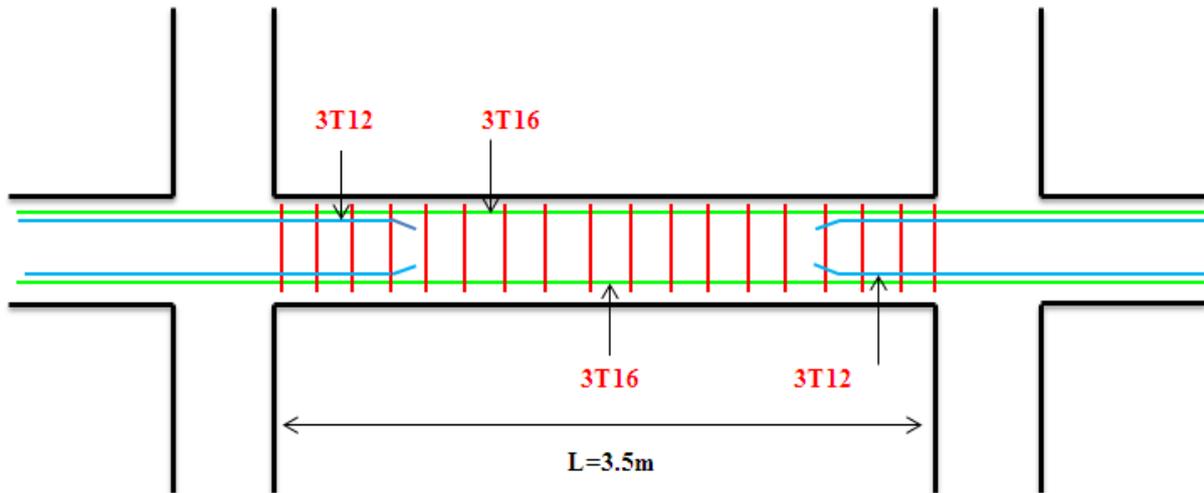


Figure V.4 Ferraillage longitudinale des poutres Secondaires (30x35)

### V.3.Ferraillage des poteaux :

#### V.3.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

#### V.3.2.Recommandation du RPA 99/version 2003 :

##### ➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.9% (zone III).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- $v_u$  : Effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.  $f_e = 400$  Mpa.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).  $\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $< 5$ .
- $t$  : Espacement des armatures transversales :

**Dans la zone nodale :**

- $t \leq 10$ cm . En zone III.

**Dans la zone courante:**

- $t' \leq \min \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi \right)$  . En zone III.

Où :

- $\phi$ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale  $\left( \frac{A_t}{b_1 \times t} \times \% \right)$  est donnée par :

- 0.3% si  $\lambda_g \geq 5$ .
- 0.8 % si  $\lambda_g \leq 3$ .

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$ .

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$ .

Avec :

- **a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

**V.3.3.Calcul de Ferraillage :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les poteaux seront ferraillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

**V.3.4.Ferraillage des Poteaux :**

Le résumées des sollicitations données par le logiciel ETABS.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

<b>Poteau</b>	<b>60 × 60</b>	<b>50 × 50</b>	<b>40 × 40</b>
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>
<b>M<sub>max</sub> (KN. m)</b>	186.23	132.87	103.96
<b>N<sub>cor</sub> (KN)</b>	3248.57	47.60	60.90
<b>Combinaison</b>	<b>0.8G ± E</b>	<b>0.8G ± E</b>	<b>0.8G ± E</b>
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	3641.81	1286.93	460.94
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	153.09	55.91	35.79
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	2400.07	1549.79	760.15
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	4.29	9.46	12.12

**Tableau V.3** Les sollicitations dans les différents poteaux

- $A_{s \min RPA} = 0.9 \times b \times a$  . **RPA (Art 7.4.2.1 P61)**
- $A_{s \min BAEL} = \min \left[ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times U ; 0.2 \times \frac{B}{100} \right]$  . **BAEL91 P64.**

Avec :

- **U**: Périmètre du poteau.

Le ferraillage des poteaux se fait à l'aide de logiciel « **SOCOTEC** »

<b>Poteaux</b>	<b>M (KN. m)</b>	<b>N (KN)</b>	<b>A<sub>s</sub> cal (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s</sub> min BAEL (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s</sub> min RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s</sub> adop (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>60×60</b>	186.23	3248.57	0	7.20	32.40	<b>8T20+4T16 = 33.17</b>
<b>50×50</b>	132.87	47.60	6.73	5.00	22.50	<b>12T16= 24.13</b>
<b>40×40</b>	103.96	60.90	6.71	3.20	14.40	<b>6T14+6T12=16.03</b>

**Tableau V.4** Résultats de ferraillage des poteaux

**Remarque :**

On remarque que  $A_{s \min Rpa}$  est supérieure par rapport à  $A_{s \text{ cal}}$ , donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

**V.3.4.1. Vérification de ferraillage des poteaux :**

➤ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s \min} = 0.8\% \times b \times a$ .
- $A_{s \max} = 4\% b \times a \rightarrow$  En zone courante.
- $A_{s \max} = 6\% b \times a \rightarrow$  En zone de recouvrement.

➤ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s \min} = 0.2 \times \frac{B}{100}$ .
- $A_{s \max} = 5 \times \frac{B}{100}$ .

<b>Poteau</b>	<b>A<sub>s</sub> min BAEL</b>	<b>A<sub>s</sub> min RPA</b>	<b>A<sub>s</sub> max BAEL</b>	<b>A<sub>s</sub> max RPA</b>	<b>A<sub>s</sub> adop</b>	<b>OB</b>
<b>60×60</b>	7.20	32.40	180	144	<b>32.68</b>	<b>CV</b>
<b>50×50</b>	5.00	22.50	125	100	<b>23.43</b>	<b>CV</b>
<b>40×40</b>	3.20	14.40	80	64	<b>15.83</b>	<b>CV</b>

**Tableau V.5** Résultats de vérification de ferraillage des poteaux

**V.3.4.2. Vérification à l'E.L. U :**

▫ **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

➤ **D'après le BAEL :**

Fissuration préjudiciable :

- $\overline{\tau_u} = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}.$
- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Poteau</b>	<b>Tmax (KN)</b>	<b>b (mm)</b>	<b>D (mm)</b>	<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>	<b><math>\overline{\tau_u}</math> (MPa)</b>	<b>Condition</b>
<b>60×60</b>	44.04	600	540	0.135	2.5	<b>CV</b>
<b>50×50</b>	44.47	500	450	0.197	2.5	<b>CV</b>
<b>40×40</b>	46.51	400	360	0.322	2.5	<b>CV</b>

**Tableau V.6** Vérification selon BAEL

➤ **D'après l'RPA :**

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$  Avec :  $\overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$

- $\rho_d = 0.075$  ... si :  $\lambda_g \geq 5.$
- $\rho_d = 0.04$  ... si :  $\lambda_g < 5.$

Où :  $\lambda_g$  : L'élanement géométrique.  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

<b>Poteau</b>	<b><math>L_f</math></b>	<b><math>\lambda_g</math></b>	<b><math>\rho_d</math></b>	<b><math>\tau_u</math></b>	<b><math>\tau</math>[adm]</b>	<b>Condition</b>
<b>60×60</b>	2.14	3.56	0.04	0.093	1.00	<b>CV</b>
<b>50×50</b>	2.14	4.28	0.04	0.195	1.00	<b>CV</b>
<b>40×40</b>	2.14	5.35	0.075	0.332	1.875	<b>CV</b>

**Tableau V.7** Vérification selon RPA

**V.3.4.3. Calcul des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \geq \left[ \frac{1}{3} \right] \times \phi_l.$
- $\phi_t \geq \left[ \frac{1}{3} \right] \times 20 = 6.66 \text{ mm}.$

On adopte un cadre : **T8**

➤ **Espacement entre les cadres :**

▫  $S_t \leq \min[15\phi_{1\min} ; 40 \text{ cm} ; a + 10]$

▫  $S_t \leq \min[18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm}]$

Donc :  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

**Dans la zone nodale :**

▫  $S_t \leq 10 \text{ cm}$ . En Zone III.

Donc :  **$S_t = 8 \text{ cm}$** .

**Dans la zone courante :**

▫  $S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi\right)$ . En zone III

Donc :  **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- **$V_u$**  : est l'effort tranchant de calcul ( $T_{\max}$ ).
- **$h_1$**  : hauteur totale de la section brute.
- **$f_e$**  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **$S_t$**  : est l'espacement des armatures transversales.
- **$\rho_a$**  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :
  - **$\rho_a = 2.5$**  Si  $\lambda_g \geq 5$ .
  - **$\rho_a = 3.75$**  si  $\lambda_g < 5$ .

<b>Poteau</b>	<b><math>T_{\max}</math> (KN)</b>	<b><math>\lambda_g</math></b>	<b><math>\rho_a</math></b>	<b><math>h_1</math> (cm)</b>	<b><math>F_e</math> (MPa)</b>	<b><math>S_t</math> (cm)</b>	<b><math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A_{s\text{-adop}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>60×60</b>	44.04	3.56	3.75	60	400	10	0.68	2T8 = 1.01
<b>50×50</b>	44.47	4.28	3.75	50	400	10	0.83	2T8 = 1.01
<b>40×40</b>	46.51	5.35	2.50	40	400	10	0.72	2T8 = 1.01

**Tableau V.8** Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)** La longueur minimale de recouvrement est :

- $50\phi \rightarrow$  En zone III.

<b>Poteau</b>	<b>60×60</b>	<b>50×50</b>	<b>40×40</b>
<b><math>\Phi_{\max}</math>(mm)</b>	20	16	12
<b><math>L_r</math> (cm)</b>	100	80	60

**Tableau VI.9** Longueur de recouvrement

**V.3.4.4. Vérification de la contrainte à l'E.L.S**

La vérification est faite à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

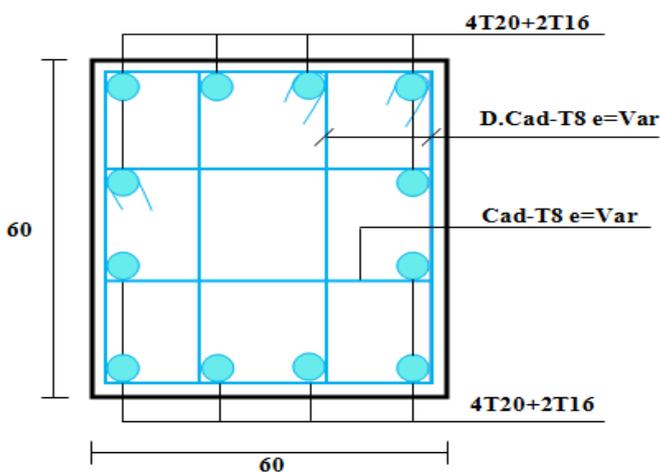
- Contrainte admissible de béton comprimé :  $\sigma_{bc adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa}$ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

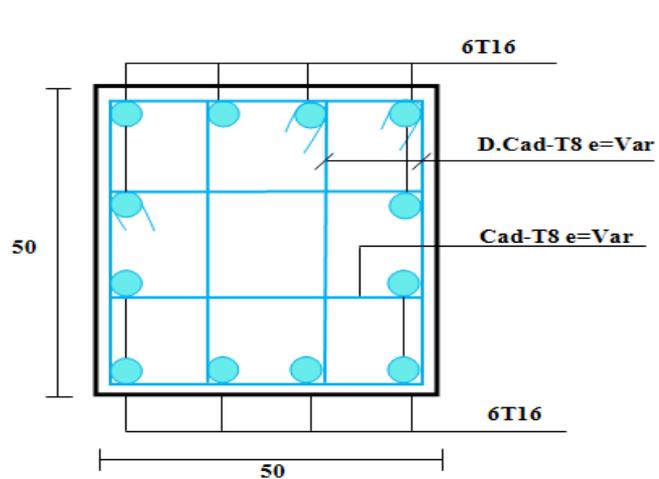
<b>Poteau</b>	<b><math>N_{ser}</math></b>	<b><math>M_{ser}</math></b>	<b><math>A_s</math></b>	<b><math>\Sigma \sigma_{bc}</math></b>	<b><math>\sigma_{bc}[adm]</math></b>	<b>Condition</b>	<b><math>\sigma_{st}</math></b>	<b><math>\sigma_{st}[adm]</math></b>	<b>Condition</b>
<b>60×60</b>	1733.96	3.19	32.40	5.39	15	CV	52.60	201.63	CV
<b>50×50</b>	1118.65	6.58	22.50	4.80	15	CV	50.90	201.63	CV
<b>40×40</b>	549.56	8.51	14.40	3.19	15	CV	43.80	201.63	CV

**Tableau V.10** Vérification des contraintes à l'ELS

**Poteau 60×60 :**



**Poteau 50×50 :**



Poteau 40×40 :

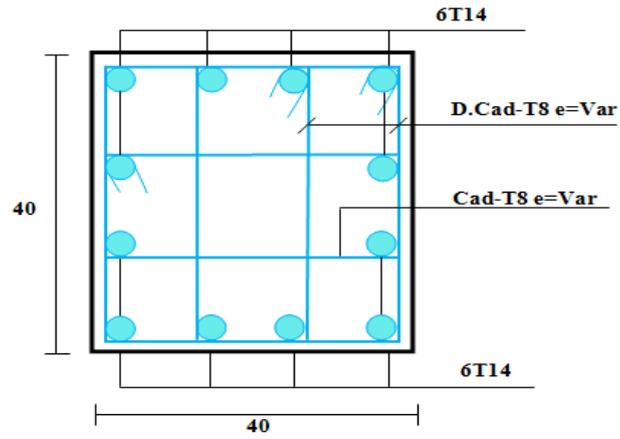


Figure V.5 Ferraillage des poteaux

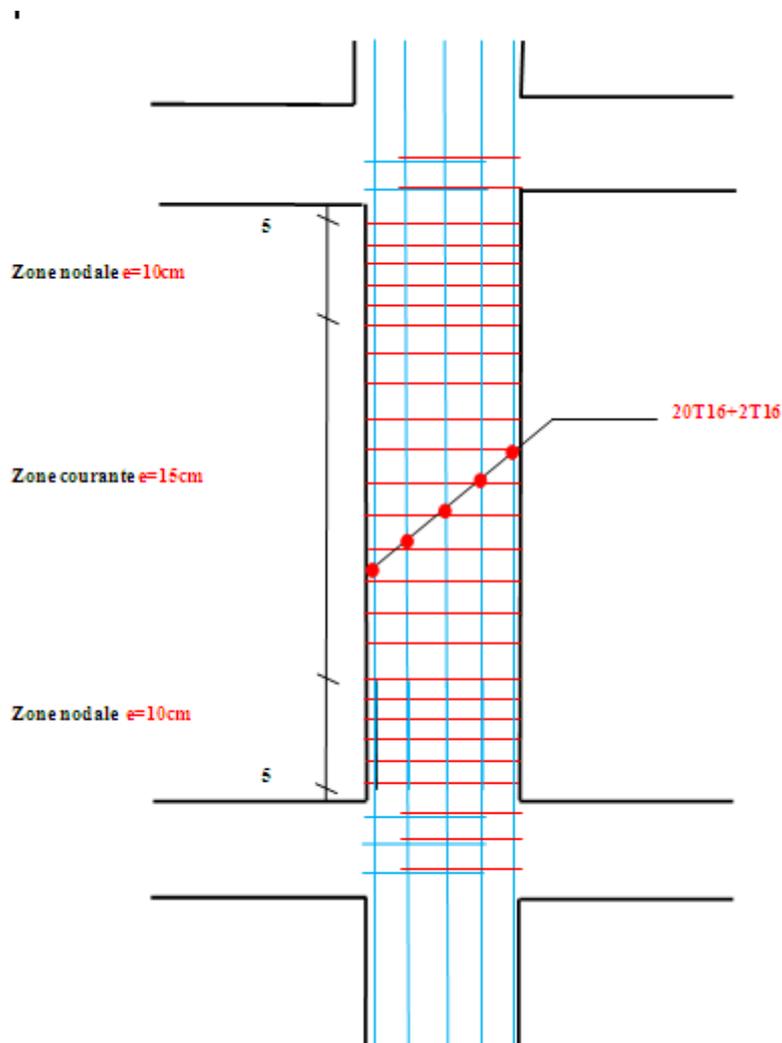


Figure V.6 Ferraillage longitudinale des poteaux (60×60)

#### V.4.Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ **Aciers verticaux :**

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(\frac{1}{10})$  de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

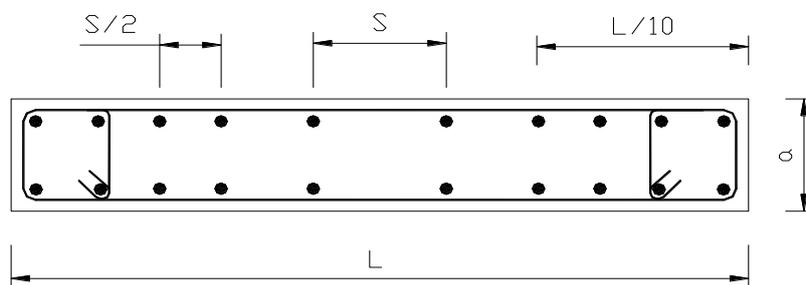


Figure V.7 Section transversale de voile

➤ **Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq ( 1.5 \times e ; 30 \text{ cm} )$$

Avec :

- **e** : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v > 20 \text{ mm}$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**V.4.1. Calcul du ferraillage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left[ \frac{h_e}{2} ; \frac{2 \times l'}{3} \right]$$

Avec :

- $I'$  : étant la largeur de la zone comprimée.
- $h_e$  : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

#### **V.4.2. Etude des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite

« **Formule de NAVIER BERNOULLI** ».  $\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$

Avec :

- $A$  : Surface.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $M$  : Moment de flexion.

#### ➤ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$$

Si :

- $M > 0 \rightarrow \sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

Où :  $L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T \times \frac{y_s}{f_e}$

Si :  $M < 0 \rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

Où :  $L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{\text{cal}} = T \times \frac{Y_s}{f_e}$

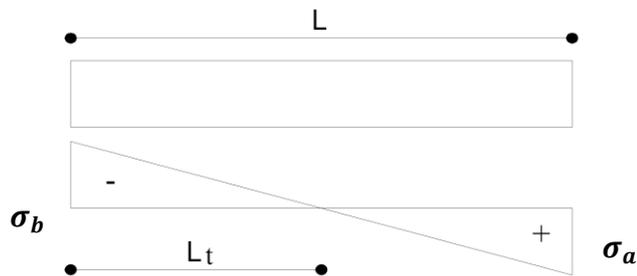


Figure V.8 S P C

➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$A = 0.0015 \times L \times b.$

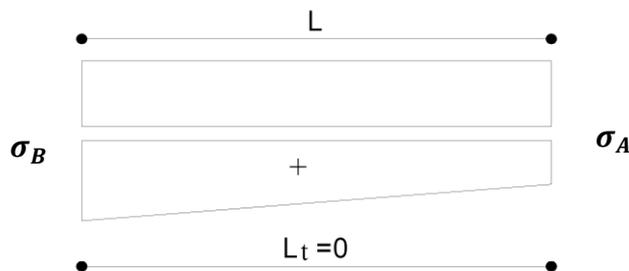
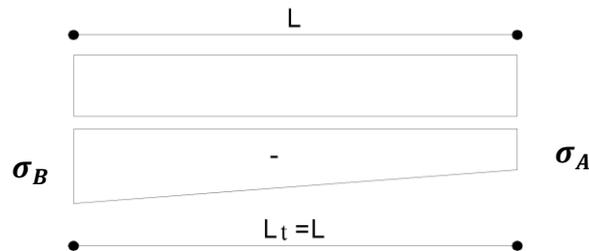


Figure V.9 S E C

➤ **Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- La longueur tendue est égal à « L » →  $L = L_T$ .
- L'effort de traction est donné par :  $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times \frac{L \times b}{2}$
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$



**Figure V.10 S E T**

#### **V.4.3.Ferraillage des voiles :**

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8G \pm E$ .

##### **V.4.3.1.Calcul de ferraillage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{min} = 0.15\% b \times L \rightarrow$  Globalement dans la section du voile.
- $A_{min} = 0.10\% b \times L \rightarrow$  Dans la zone courante.

##### **➤ Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

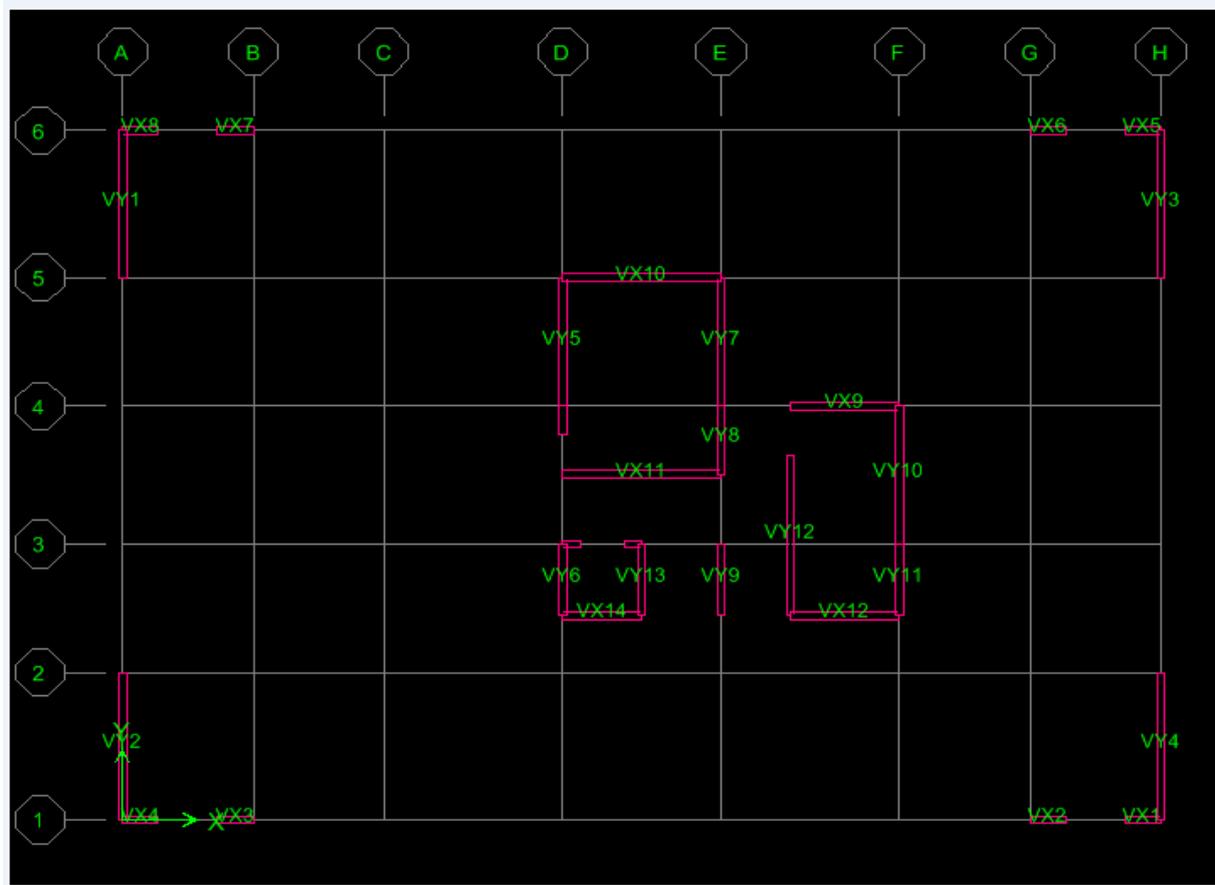


Figure V.11 Vue en plan des voiles existants

▫ Exemple de calcul des voiles  $\ll V_{L6} \gg$  :

$L = 3.4 \text{ m}$  ;  $b = 0.2 \text{ m}$  ;  $A = 0.68 \text{ m}^2$  ;  $M = 5721.3 \text{ KN.m}$  ;  $N = 2132.84 \text{ KN}$ .

$I = b.h^3/12 = 0.2 \times 3.4^3 / 12 = 0.6550 \text{ m}^4$  ;  $Y(\text{m}) = 1.7 \text{ m}$ .

$\sigma_A = 17985.70 \text{ KN/m}^2$ .

$\sigma_B = -11712.64 \text{ KN/m}^2$ .

$\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$  donc section partiellement comprimée.

$L_t = L \times \sigma_B / (\sigma_B + \sigma_A) = 1.34 \text{ m}$ .

$T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b = 1569.49 \text{ KN}$ .

$A_{\text{cal}} = T \cdot \gamma_s / f_e = 1569.49 \times 10^3 \times 1 / 400 = 39.23 \text{ cm}^2$ .

$$A_{RPA} = 0.002 \times b \times L_t = 5.36 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times L = 10.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \text{Max} (A_{\text{cal}}, A_{RPA}, A_{\min}) = 39.25 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ **En zone courante :**

$$\square S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **En zone d'about :**

$$\square S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}.$$

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens X-X:**

VOILE	V <sub>X1</sub> -V <sub>X4</sub>	V <sub>X2</sub> -V <sub>X3</sub>	V <sub>X5</sub> -V <sub>X8</sub>	V <sub>X6</sub> -V <sub>X7</sub>	V <sub>X9</sub>
<b>N S</b>	<b>SPC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SPC</b>
<b>L(m)</b>	0.60	0.60	0.60	0.60	2.45
<b>b(m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.2451
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0.12	0.12	0.12	0.12	0.49
<b>Y(m)</b>	0.30	0.30	0.30	0.30	1.22
<b>M(KN.m)</b>	224.69	209.54	196.67	206.26	2197.45
<b>N(KN)</b>	402.71	713.04	669.08	455.83	1485.64
<b>σ<sub>a</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	22080.91	23396.16	21964.83	20986.91	14014.59
<b>σ<sub>b</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-15369.08	-11512.16	-10813.5	-13389.75	-7950.75
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0.24	0.19	0.19	0.23	0.88
<b>T(KN)</b>	378.43	227.79	214.04	312.91	705.09
<b>AS<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.46	5.69	5.35	7.82	17.62
<b>AS<sub>rpa</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.98	0.79	0.79	0.93	3.54
<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.8	1.8	1.8	1.8	7.35
<b>AV<sub>max</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>9.46</b>	<b>5.69</b>	<b>5.35</b>	<b>7.82</b>	<b>17.62</b>
<b>A<sub>s</sub> adopté (cm<sup>2</sup>/face)</b>	<b>8T12+1T10</b>	<b>4T12+2T10</b>	<b>6T10+1T10</b>	<b>8T10+2T10</b>	<b>18T12</b>
<b>S<sub>t</sub> courant (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>S<sub>t</sub> about (cm)</b>	10	10	10	10	10

**Tableau V.11** Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile dans le sens xx

VOILE	V <sub>X10</sub>	V <sub>X11</sub>	V <sub>X12</sub>	V <sub>X13</sub>	V <sub>X14</sub>
N S	SEC	SEC	SPC	SPC	SEC
L(m)	3.4	2.75	4	2	4
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m <sup>4</sup> )	0.6550	0.3466	1.0666	0.1333	1.0666
S(m <sup>2</sup> )	0.68	0.55	0.80	0.40	0.80
Y(m)	1.7	1.37	2	1	2
M(KN.m)	5721.3	5139.58	2533.3	1304.6	4604.55
N(KN)	2132.84	3460.56	1553.45	2509.01	2652.81
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	17984.19	26680.34	6691.75	16057.02	11949.54
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-11711.13	14096.48	-2808.12	-3511.97	-5317.51
L <sub>t</sub> (m)	1.34	0.95	1.18	0.35	1.23
T(KN)	1570.32	1340.11	332.02	126.05	655.02
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	39.25	33.50	8.30	3.15	16.37
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.36	3.80	4.72	1.43	4.92
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.20	8.25	12.00	6.00	12.00
A <sub>vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>39.25</b>	<b>33.50</b>	<b>12.00</b>	<b>6.00</b>	<b>16.00</b>
A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> /face)	<b>24T14+4T10</b>	<b>26T12+6T10</b>	<b>10T12+1T10</b>	<b>4T12+2T10</b>	<b>10T12+6T10</b>
S <sub>t</sub> courant (cm)	20	20	20	20	20
S <sub>t</sub> about (cm)	10	10	10	10	10

**Tableau V.12** Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile dans le sens xx

➤ Sens Y-Y:

VOILE	V <sub>Y1</sub> .V <sub>Y2</sub> -V <sub>Y3</sub> . V <sub>Y4</sub>	V <sub>Y5</sub>	V <sub>Y6</sub>	V <sub>Y7</sub>	V <sub>Y8</sub>
N S	SPC	SPC	SEC	SPC	SEC
L(m)	3.3	2.8	1.6	2.8	1.5
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m <sup>4</sup> )	0.59895	0.365867	0.068267	0.365867	0.056250
S(m <sup>2</sup> )	0.66	0.56	0.32	0.56	0.30
Y(m)	1.65	1.4	0.8	1.4	0.75
M(KN.m)	5144.77	2533.22	665.51	2235.05	701.06
N(KN)	2249.07	2535.46	1399.75	3256.62	1279.16
σ <sub>A</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	17580.60	14221.051	12173.164	14367.880	13611.333
σ <sub>B</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	10765.23	-5165.836	-3424.726	-2737.094	-5083.600
Lt(m)	1.25	0.74	0.35	0.44	0.40
T(KN)	1349.1862	385.4173	120.3111	122.6534	207.3528
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	33.72	9.63	3.00	3.06	5.18
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.01	2.984	1.40	1.79	1.63
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.90	8.40	4.80	8.40	4.50
A <sub>vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>33.72</b>	<b>9.63</b>	<b>4.80</b>	<b>8.40</b>	<b>5.18</b>
A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> /face)	<b>26T12+6T10</b>	<b>10T12+2T10</b>	<b>8T10+4T10</b>	<b>8T12+2T10</b>	<b>6T12+2T10</b>
S <sub>t</sub> courant (cm)	20	20	20	20	20
S <sub>t</sub> about (cm)	10	10	10	10	10

Tableau V.13 Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile dans le sens yy

VOILE	V <sub>Y9</sub>	V <sub>Y10</sub>	V <sub>Y11</sub>	V <sub>Y12</sub>	V <sub>Y13</sub>
N S	SEC	SPC	SEC	SPC	SEC
L(m)	1.6	3.05	1.6	4.25	1.9
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m <sup>4</sup> )	0.068267	0.472877	0.068267	1.279427	0.114316
S(m <sup>2</sup> )	0.32	0.61	0.32	0.85	0.38
Y(m)	0.8	1.525	0.8	2.125	0.95
M(KN.m)	417.22	2415.11	653.64	3218.74	501.19
N(KN)	1834.53	2200.22	1941.08	2310.79	1468.78
σ <sub>A</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	10622.203	11395.501	13725.71	8064.58	8030.22
σ <sub>B</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	843.609	-4181.665	-1593.96	-2627.42	-299.80
Lt(m)	0.13	0.81	0.16	1.04	0.06
T(KN)	11.6446	342.3812	26.53564	274.4044	2.050123
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.29	8.55	0.66	6.86	0.051
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.55	3.27	0.66	4.17	0.27
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.80	9.15	4.80	12.75	5.70
A <sub>vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>4.80</b>	<b>9.15</b>	<b>4.80</b>	<b>12.75</b>	<b>5.70</b>
A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> /face)	<b>8T10+4T10</b>	<b>12T10+2T10</b>	<b>8T10+4T10</b>	<b>20T10+2T10</b>	<b>8T10+5T10</b>
S <sub>t</sub> courant (cm)	20	20	20	20	20
S <sub>t</sub> about (cm)	10	10	10	10	10

**Tableau V.14** Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile dans le sens yy

#### V.4.3.2 .Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

□ **Selon RPA (art 7.7.2) :**

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times 0.9 \times L} \leq 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- **V**: Effort tranchant.
- **b<sub>0</sub>**: Épaisseur du voile.
- **L**: Longueur du voile.

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$  .

➤ **Sens X-X :**

Voile	V (N)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (MPa)	$\tau$ [adm]	Condition
V <sub>X1-X4</sub>	146690	200	600	1.901	5	CV
V <sub>X2-X3</sub>	136740	200	600	1.772	5	CV
V <sub>X5-X8</sub>	126790	200	600	1.643	5	CV
V <sub>X6-X7</sub>	133550	200	600	1.731	5	CV
V <sub>X9</sub>	872910	200	2450	2.771	5	CV
V <sub>X10</sub>	1896780	200	3400	4.339	5	CV
V <sub>X11</sub>	1370610	200	2750	3.876	5	CV
V <sub>X12</sub>	1056630	200	4000	2.054	5	CV
V <sub>X13</sub>	710480	200	2000	2.762	5	CV
V <sub>X14</sub>	1814980	200	4000	3.529	5	CV

**Tableau V.15** Vérification de la contrainte de cisaillement sens xx

➤ **Sens Y-Y:**

Voiles	V(N)	b (mm)	l (mm)	$\tau$ (MPa)	$\tau$ [adm]	Condition
V <sub>Y1-X2-X3-X4</sub>	1213030	200	3300	2.858	5	CV
V <sub>Y5</sub>	758380	200	2800	2.106	5	CV
V <sub>Y6</sub>	285200	200	1600	1.386	5	CV
V <sub>Y7</sub>	790710	200	2800	2.196	5	CV
V <sub>Y8</sub>	364660	200	1500	1.890	5	CV
V <sub>Y9</sub>	154090	200	1600	0.749	5	CV
V <sub>Y10</sub>	848460	200	3050	2.163	5	CV
V <sub>Y11</sub>	339350	200	1600	1.649	5	CV
V <sub>Y12</sub>	522730	200	4250	0.956	5	CV
V <sub>Y13</sub>	150610	200	1900	0.616	5	CV

**Tableau V.16** Vérification de la contrainte de cisaillement sens yy

**V.4.3.3. Calcul de ferraillage horizontal :**

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armatures est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \times \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL.}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$  Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$ .
- $S_t \leq \min[1.5 \times b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$ .

$\rightarrow$  Donc on adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

▫ **Selon le RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal d'armatures horizontales en double nappes et donnés par :

▫  $A_t = 0.0015 \times b \times L$ .

La section adoptée est :  $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}} ; A_{t \text{ BAEL}}]$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens X-X :**

**Voile V<sub>X6</sub> :**

$V = 189.67 \text{ KN}$ .

$\tau = 4.339 \text{ MPa}$ .

D'après le BAEL :

$$A_{\text{BAEL}} = \frac{(\tau_u \times S_t) \times b_0}{0.9 \times \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{4.339 \times 20 \times 20}{0.9 \times 400} = 4.82 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage minimal de le **RPA** :

$\tau_u = 4.339 \text{ Mpa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t = 0.0025 \cdot b \cdot L$

Alors :  $A_t = \max ( 5.36 \text{ cm}^2 ; 4.82 \text{ cm}^2 ) = 5.36 \text{ cm}^2$ .  $A_t = \frac{5.36}{2 \times 3.4} = 0.78 \text{ cm}^2$

.Soit :  $A_{\text{adopté}} = 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$ .

**Sens X-X :**

Voiles	$\tau$ (Mpa)	b (m)	$A_{BAEL}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(\frac{cm^2}{ml/face})$	$A_{adop}(cm^2)$
$V_{x1} - V_{x4}$	1.901	20	2.11	0.98	1.75	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x2} - V_{x3}$	1.772	20	1.96	0.79	1.63	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x5} - V_{x8}$	1.643	20	1.82	0.79	1.51	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x6} - V_{x7}$	1.731	20	1.92	0.93	1.6	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x9}$	2.771	20	3.07	3.54	0.72	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x10}$	4.339	20	4.82	5.36	0.78	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x11}$	3.876	20	4.30	3.80	0.78	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x12}$	2.054	20	2.28	4.72	0.59	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x13}$	2.762	20	3.06	1.43	0.76	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{x14}$	3.529	20	3.92	4.92	0.61	<b>6T8 = 3.02</b>

**Tableau V.17** ferraillage horizontal des voiles sens xx

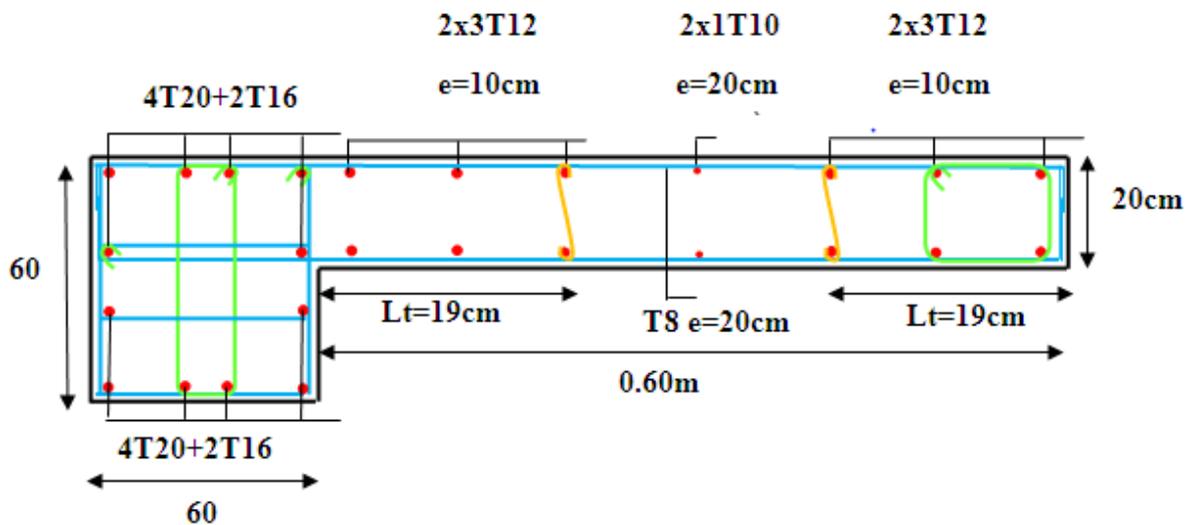
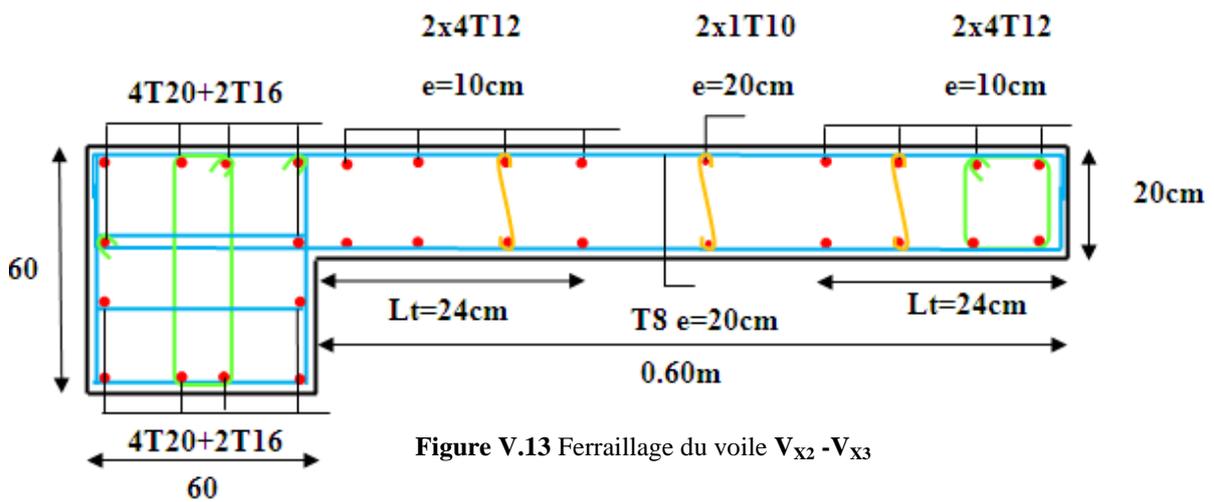
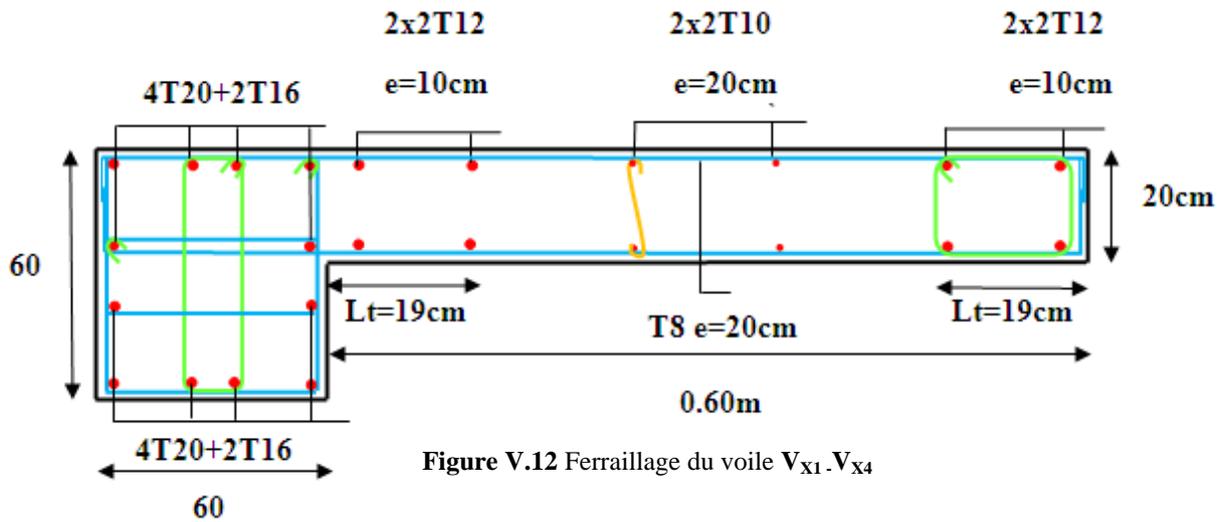
**Sens Y-Y :**

Voiles	$\tau$ (Mpa)	b (m)	$A_{BAEL}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(\frac{cm^2}{ml/face})$	$A_{adop}(cm^2)$
$V_{y1} - V_{y2} - V_{y3} - V_{y4}$	2.858	20	3.17	5.01	0.75	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y5}$	2.106	20	2.34	2.984	0.53	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y6}$	1.386	20	1.54	1.40	0.48	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y7}$	2.196	20	2.44	1.79	0.43	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y8}$	1.890	20	2.10	1.63	0.7	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y9}$	0.749	20	0.83	0.55	0.25	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y10}$	2.163	20	2.40	3.27	0.53	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y11}$	1.649	20	1.83	0.66	0.57	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y12}$	0.956	20	1.06	4.17	0.49	<b>6T8 = 3.02</b>
$V_{y13}$	0.616	20	0.68	0.27	0.17	<b>6T8 = 3.02</b>

**Tableau V.18** ferraillage horizontal des voiles sens yy

□ Schéma de ferraillage des voiles :

➤ Sens X-X :



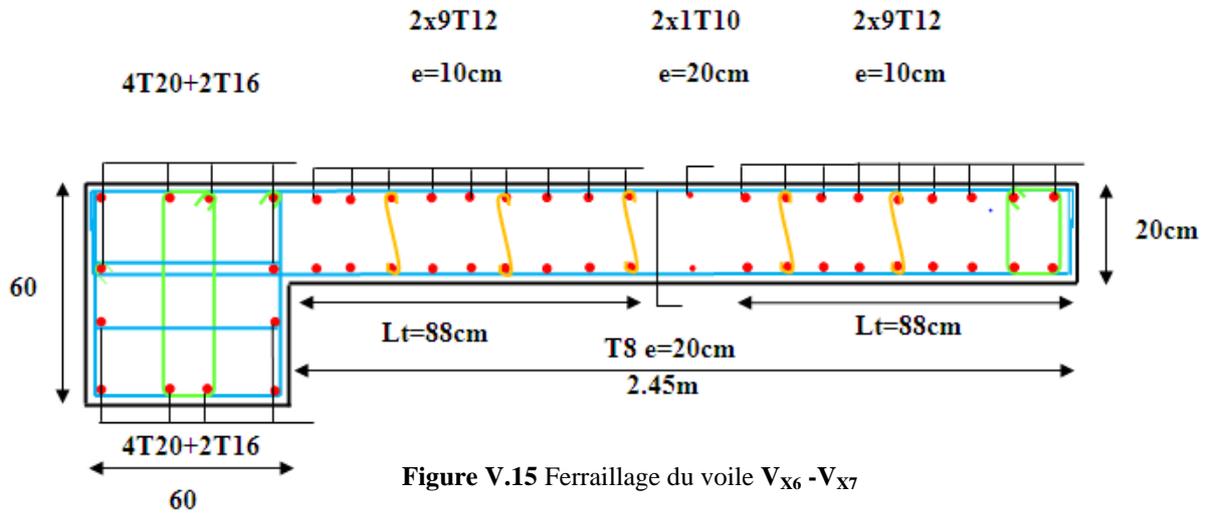


Figure V.15 Ferraillage du voile  $V_{X6} - V_{X7}$

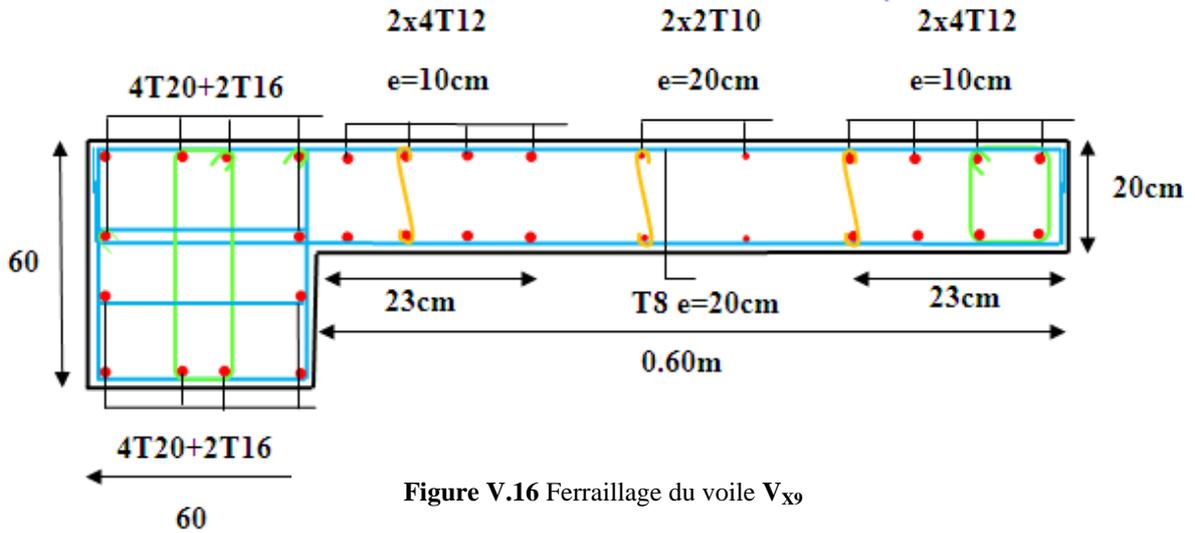


Figure V.16 Ferraillage du voile  $V_{X9}$

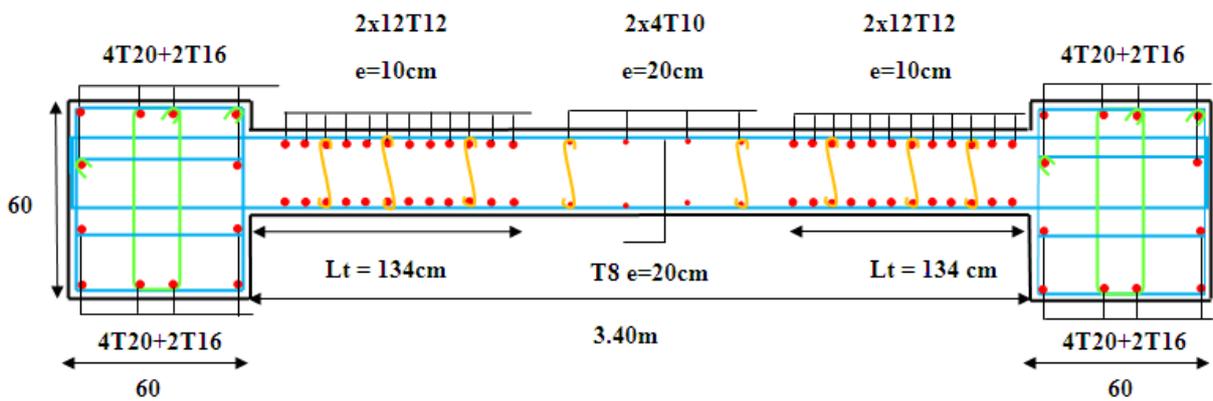


Figure V.17 Ferraillage du voile  $V_{X10}$

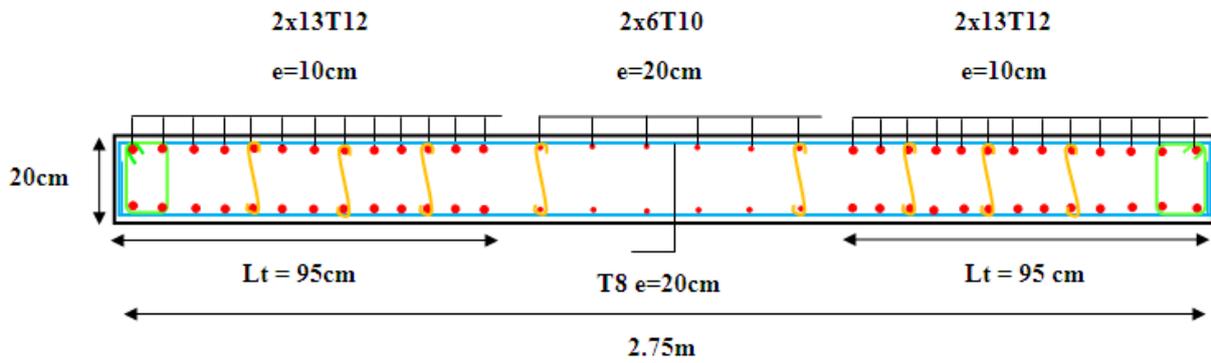


Figure V.18 Ferraillage du voile  $V_{X11}$

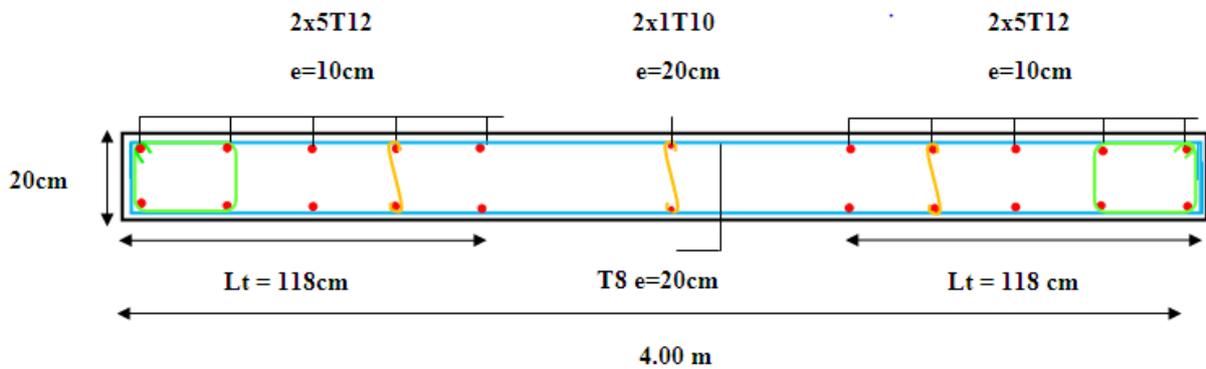


Figure V.19 Ferraillage du voile  $V_{X12}$

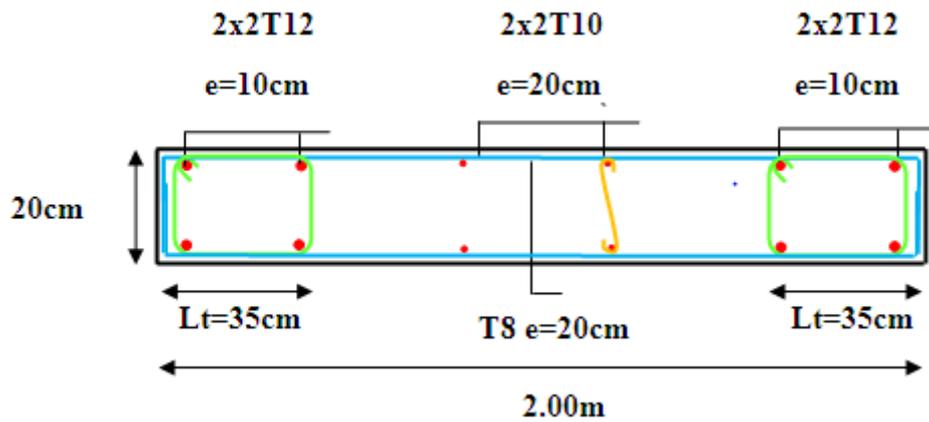


Figure V.20 Ferraillage du voile  $V_{X13}$

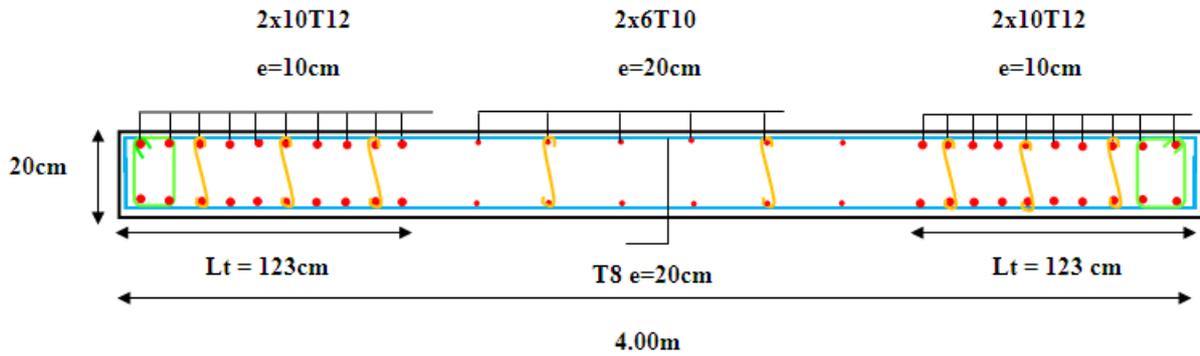


Figure V.21 Ferraillage du voile  $V_{X14}$

➤ Sens Y-Y :

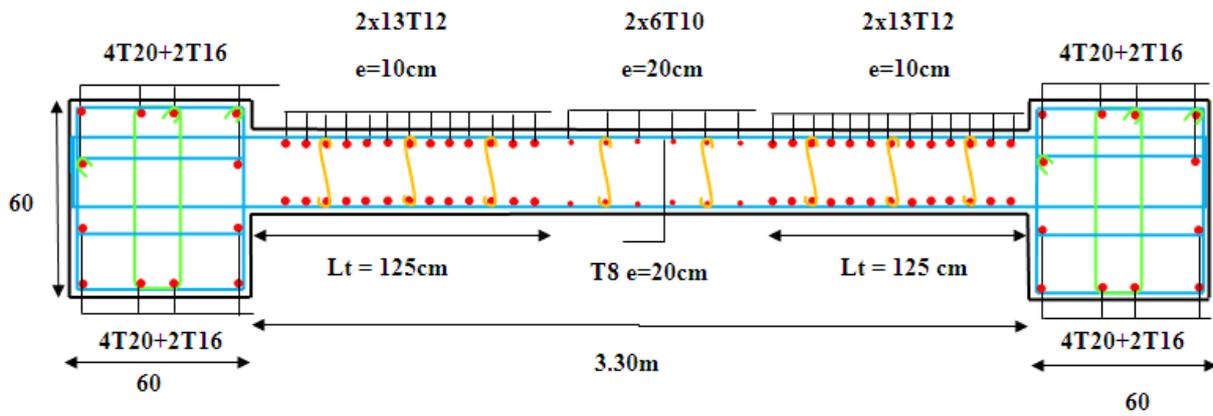


Figure V.22 Ferraillage du voile  $V_{Y1} - V_{Y2} - V_{Y3} - V_{Y4}$

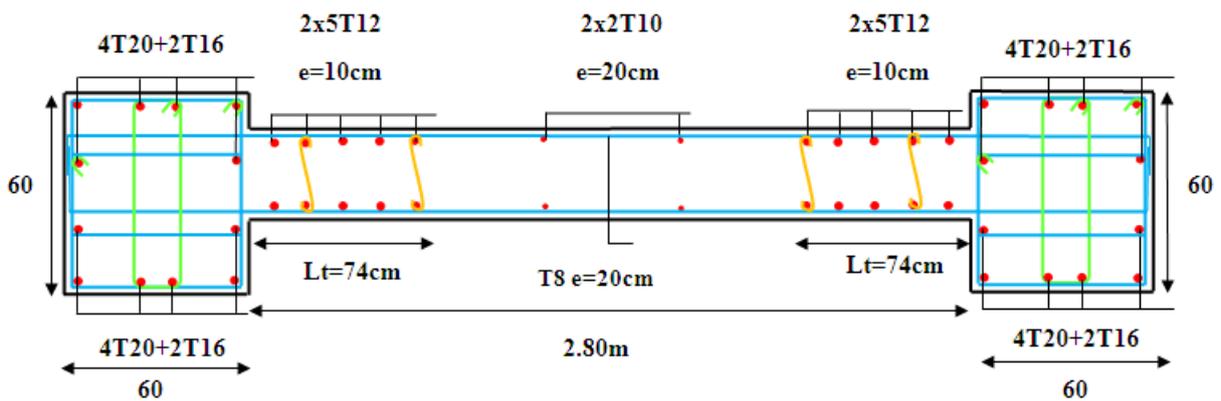


Figure V.23 Ferraillage du voile  $V_{Y5}$

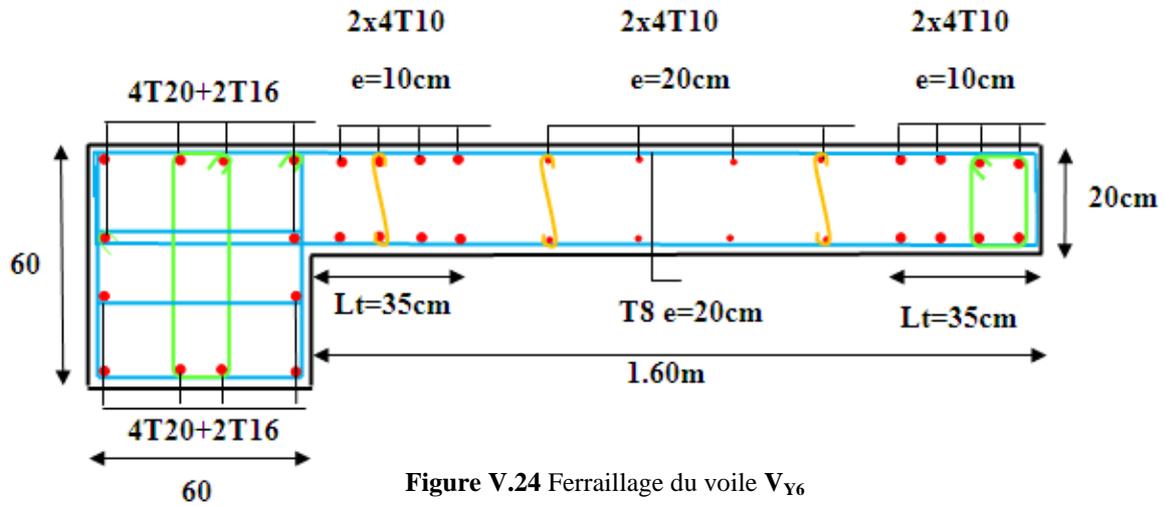


Figure V.24 Ferraillage du voile V<sub>Y6</sub>

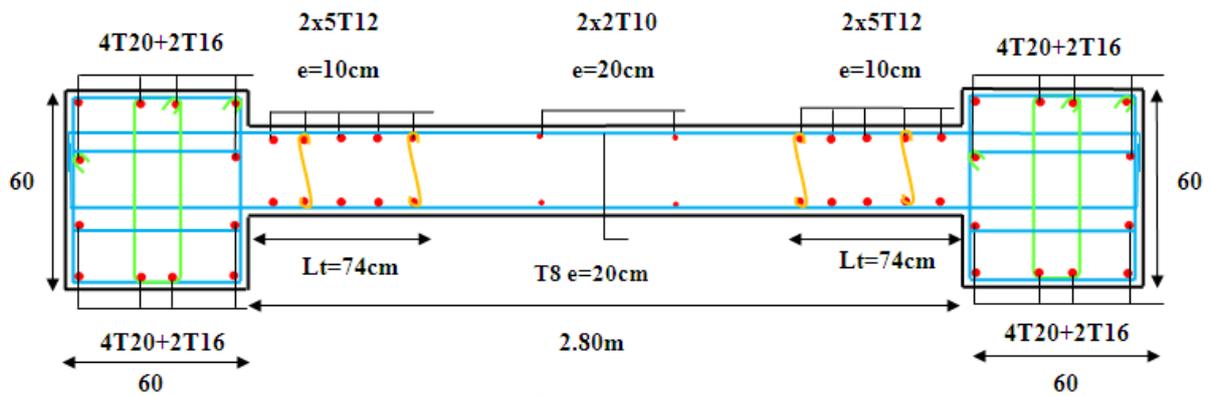


Figure V.25 Ferraillage du voile V<sub>Y7</sub>

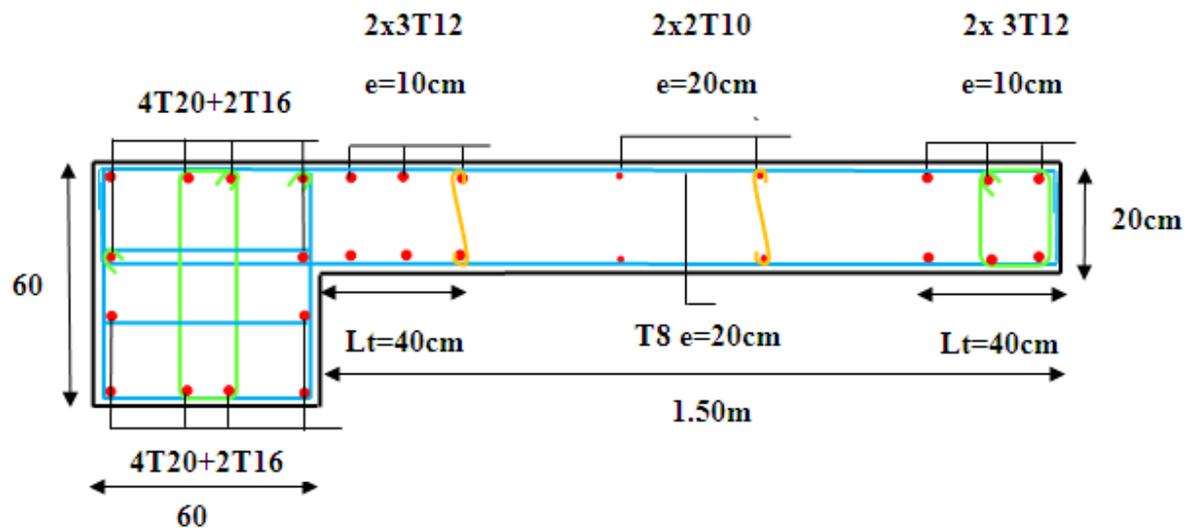


Figure V.26 Ferraillage du voile V<sub>Y8</sub>

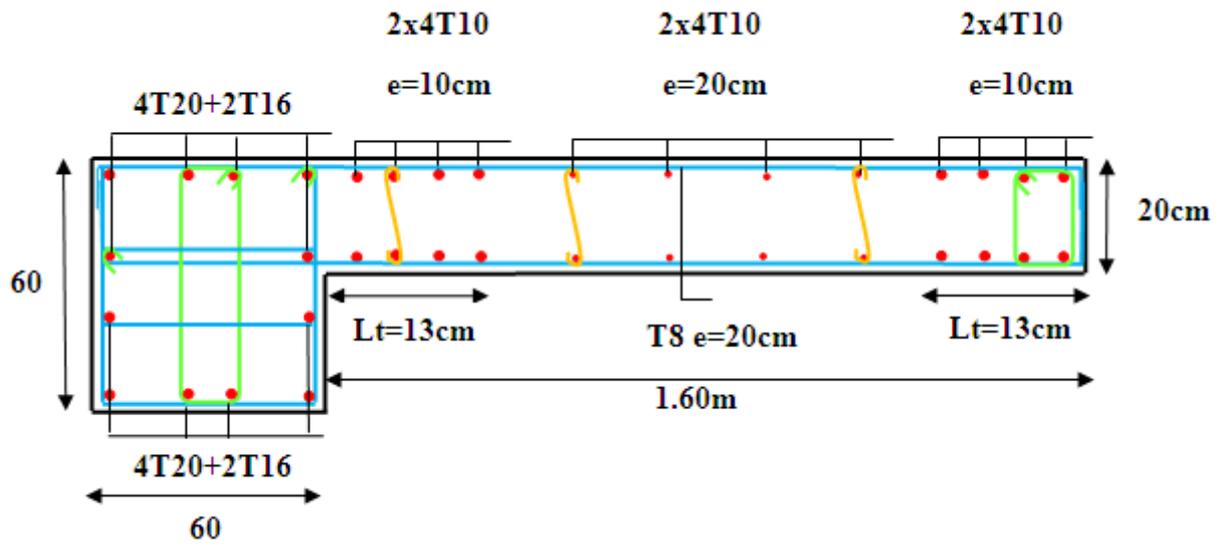


Figure V.27 Ferraillage du voile  $V_{Y9}$

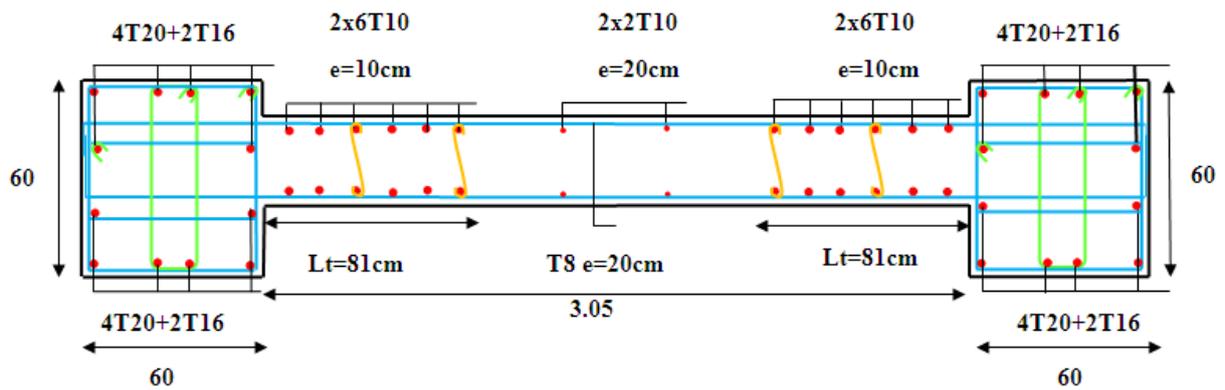


Figure V.28 Ferraillage du voile  $V_{Y10}$

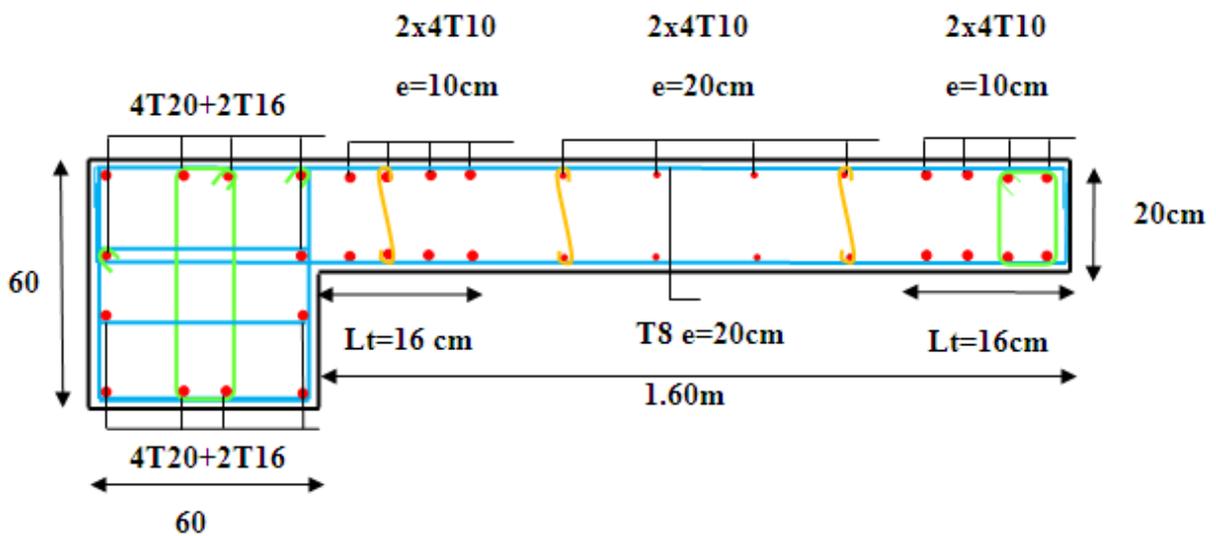


Figure V.29 Ferraillage du voile  $V_{Y11}$

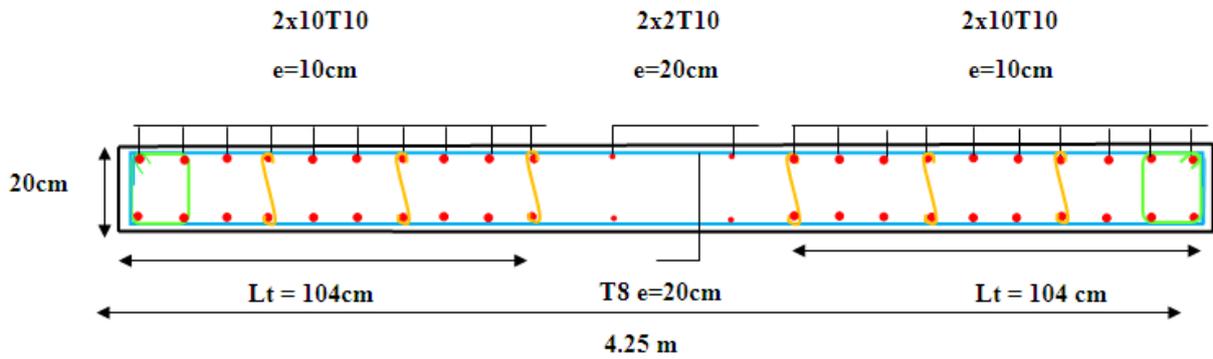


Figure V.30 Ferraillage du voile  $V_{Y12}$

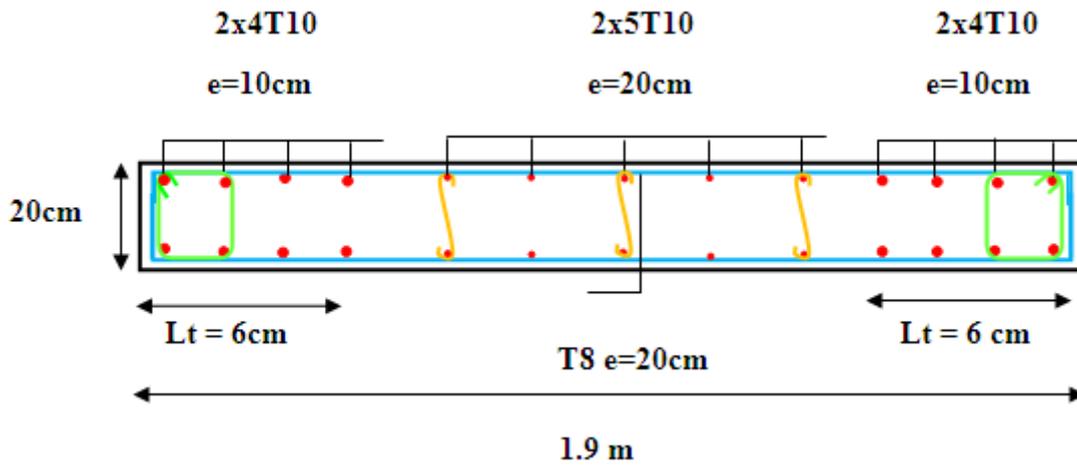


Figure V.31 Ferraillage du voile  $V_{Y13}$



*Chapitre VI:  
Etude de  
l'infrastructure*

## ❧ Chapitre VI : Etude de l'infrastructure ❧

### VI.1.Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la répartition sur le sol de la charge verticale transmise à la base d'un mur au d'un poteau. On distingue :

- Les semelles isolées sous poteau.
- Les semelles isolées sur pieux.
- Les semelles filantes sous mur.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Le radier générale.

### VI.2.Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

#### 1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$\square \quad A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$$

Notre capacité portante du terrain est :

$$\square \quad \sigma_{sol} = 2.00 \text{ Bars.}$$

- $S_{bat}$ : Surface total du bâtiment = 505.18m<sup>2</sup>
- les surfaces des semelles : d'après l'ETABS.

Les résultats sont comme suites :

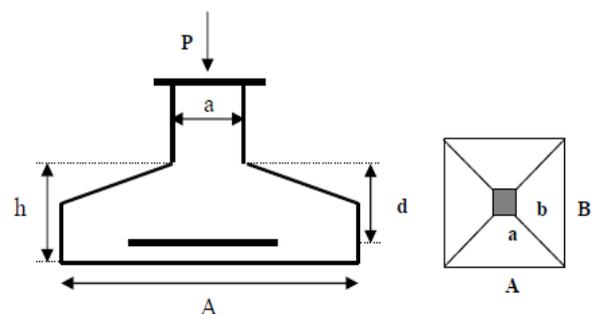


Figure VI.1 Semelle isolée

POTEAU	$N_{ser}(KN)$	$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ (m <sup>2</sup> )	POTEAU	$N_{ser}(KN)$	$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ (m <sup>2</sup> )
<b>P1</b>	586.86	2.9343	<b>P25</b>	667.79	3.33895
<b>P2</b>	816.65	4.08325	<b>P26</b>	1236.59	6.18295
<b>P3</b>	1429.33	7.14665	<b>P27</b>	587.54	2.9377
<b>P4</b>	1574.27	7.87135	<b>P28</b>	624.79	3.12395
<b>P5</b>	1573.85	7.86925	<b>P29</b>	849.42	4.2471
<b>P6</b>	1424.09	7.12045	<b>P30</b>	1251.03	6.25515
<b>P7</b>	801.35	4.00675	<b>P31</b>	1513.1	7.5655
<b>P8</b>	581.05	2.90525	<b>P32</b>	1472.93	7.36465
<b>P9</b>	643.85	3.21925	<b>P33</b>	786.17	3.93085
<b>P10</b>	1251.61	6.25805	<b>P34</b>	820.42	4.1021
<b>P11</b>	1492.2	7.461	<b>P35</b>	686.33	3.43165
<b>P12</b>	718.41	3.59205	<b>P36</b>	1117.58	5.5879
<b>P13</b>	694.04	3.4702	<b>P37</b>	654.6	3.273
<b>P14</b>	1385.22	6.9261	<b>P38</b>	599.25	2.99625
<b>P15</b>	1219.61	6.09805	<b>P39</b>	1168.13	5.84065
<b>P16</b>	616.93	3.08465	<b>P40</b>	983.62	4.9181
<b>P17</b>	654.86	3.2743	<b>P41</b>	1083	5.415
<b>P18</b>	1124.01	5.62005	<b>P42</b>	1089.1	5.4455
<b>P19</b>	691.83	3.45915	<b>P43</b>	1733.96	8.6698
<b>P20</b>	679.23	3.39615	<b>P44</b>	1713.37	8.56685
<b>P21</b>	731.6	3.658	<b>P45</b>	1499.94	7.4997
<b>P22</b>	1470.24	7.3512	<b>P46</b>	837.22	4.1861
<b>P23</b>	1237.35	6.18675	<b>P47</b>	603.65	3.01825
<b>P24</b>	675.31	3.37655	<b>P48</b>	1546.78	7.7339
<b>TOTAL</b>				<b>49199.06</b>	<b>246.00</b>

Tableau VI.1 Surfaces revenantes aux semelles isolées

2. Semelles filantes :

1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

On a :

□  $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{a \times b}$

Avec :

□  $\sigma_{sol}$ : Capacité portante du sol  $\sigma_{sol} = 2.00$  Bars.

□ **a**: La longueur de la semelle

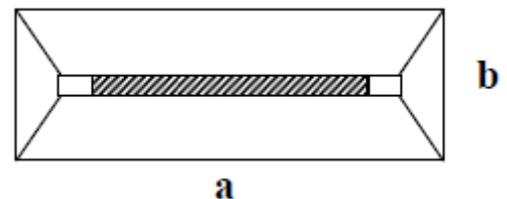


Figure VI.2 Semelle filante

- **b:** La largeur de la semelle
- les surfaces des semelles filantes sous voiles : d'après l'ETABS.

Semelles	N <sub>ser</sub> (KN)	$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ (m <sup>2</sup> )	Semelles	N <sub>ser</sub> (KN)	$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ (m <sup>2</sup> )
V1	311.03	1.55515	V15	1347.04	6.7352
V2	419.14	2.0957	V16	1336	6.68
V3	423.84	2.1192	V17	1323.68	6.6184
V4	322.53	1.61265	V18	1324.96	6.6248
V5	306.19	1.53095	V19	1393.84	6.9692
V6	409.44	2.0472	V20	868.49	4.34245
V7	403.01	2.01505	V21	1328.14	6.6407
V8	302.57	1.51285	V22	696.73	3.48365
V9	1088.48	5.4424	V23	956.49	4.78245
V10	1593.33	7.96665	V24	1426.92	7.1346
V11	1580.92	7.9046	V25	754.02	3.7701
V12	1077.7	5.3885	V26	1616.92	8.0846
V13	931.35	4.65675	V27	898.95	4.49475
V14	1427.11	7.13555			
<b>TOTAL</b>				<b>25868.82</b>	<b>129.344</b>

Tableau .VI 2 Les surfaces des semelles filantes

- La surface des semelles filantes des voiles :  $S_{voil} = 129.344 \text{ m}^2$
- La surface des semelles isolées sous poteaux :  $S_{pot} = 246.00 \text{ m}^2$

$$\rightarrow S_{TOT} = 129.344 + 246 = 294.57 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } \frac{S_{TOT}}{S_{batiment}} = \frac{375.344}{505.18} = 0.74 \dots \dots \dots 74\% > 50\%$$

## 2. Conclusion :

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

### 3. Radier général :

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les poteaux sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans un ou deux directions.

Il existe quatre types de radier :

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voute (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

#### VI.3. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier ( $h_r$ ) doit vérifier les conditions suivantes :

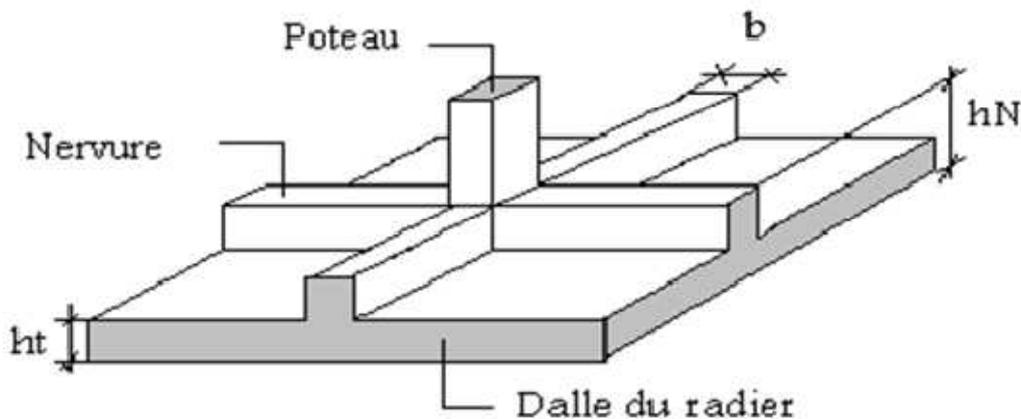


Figure VI.3 Schéma d'un radier

#### VI.3.1. L'épaisseur du radier :

##### a. Condition forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

$$\square \quad h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Telle que :  $L_{\max} 4.50 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 22.5 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 60$  cm.

### VI.3.2. Nervure :

#### ➤ La hauteur de la nervure :

#### b. Condition forfaitaire :

$$\square h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 4.5$  m D'où :  $h_n \geq 45$  cm.

Il faut respecter la condition suivante  $0.5 \text{ m} \leq h_n \leq 1.5 \text{ m}$ .

#### b. Condition de la longueur élastique :

$$\square L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

$$\square L_e = \sqrt[3]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

- $K$  : La raideur moyenne du sol  $K = 40000 \text{ KN/m}^3$
- $E$  : Le module d'élasticité longitudinal du béton  $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

On obtient :

$$\square h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 63.18 \text{ cm.}$$

On adopte :  $h_n = 100$  cm et  $b = 60$  cm.

#### ➤ Le choix final :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de  $h_r = 60$  cm, avec des nervures d'une hauteur  $h_n = 1.0$  m. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

#### c. Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU ;  $V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$
- $N_u$  : L'effort normal a la base,  $N_u = 74851.15 \text{ KN}$ .

D'où :

- $q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{bat}}} \rightarrow q_u = \frac{74851.15}{505.18} = 148.16 \text{ KN/ml}$ .
  - $V_u = \frac{148.16 \times 4.5}{2} = 333.36 \text{ KN}$ .
- $\rightarrow \tau_u = \frac{333.36}{0.6 \times 0.9 \times 1 \times 10^3} = 0.617 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

**d. La surface minimale du radier :**

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1.5**.

- $\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm}}$

Avec :

- $\sigma_{\text{sol adm}}$  : la capacité portante de sol.

Donc :  $S_{\text{rad}} > \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{74851.15}{1.5 \times 200} = 249.50 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 505.18 \text{ m}^2$ .

➤ **Conclusion :**

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ **Calcul du D (débordement) :**

- $D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm} \right] = 35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 50 \text{ cm}$ .

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times 2 \times P = 505.18 + 0.5 \times 93.30 = 551.83 \text{ m}^2$$

Alors la surface du radier est :  $S_{\text{rad}} = 551.83 \text{ m}^2$ .

### VI.3.3. Vérification du poinçonnement :

#### ✓ Sous poteau :

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$\square N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

- $N_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 2400.07 \text{ KN}$ .
- $h$  : L'épaisseur totale de la dalle.
- $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :  $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 6.4 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 4800 \text{ KN} \rightarrow N_u = 2400.07 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### ✓ Sous voile :

Le voile le plus sollicité de longueur 3.30 m et  $N_u = 2207.26 \text{ KN}$ .

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 2207.26 / 3.30 = 668.86 \text{ KN/ml}$ .

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$\square N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

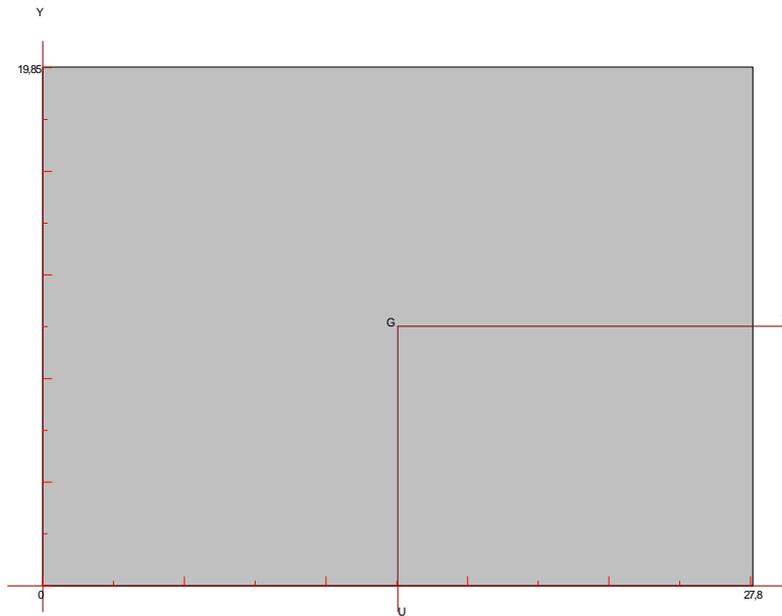
Avec :

$$\square \mu_c = 2(l + b + 2h) = 11.00 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 8250 \text{ KN} \rightarrow N_u = 2207.26 \text{ KN} < 8250 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VI.4. Caractéristiques géométriques du radier :**



Caractéristiques de la sélection	
Caractéristiques de la section simple exprimées dans le repère local de section	
Aire :	551,8 m <sup>2</sup>
Position du centre de gravité	
x :	13,9 m
y :	9,93 m
Inerties au centre de gravité	
I <sub>xx</sub> :	18 119,5 m <sup>4</sup>
I <sub>yy</sub> :	35 539,7 m <sup>4</sup>
I <sub>xy</sub> :	0 m <sup>4</sup>
Par rapport aux axes principaux u-v	
I <sub>uu</sub> :	35 539,7 m <sup>4</sup>
I <sub>vv</sub> :	18 119,5 m <sup>4</sup>
angle x - u :	-90 deg
section réduite S <sub>u</sub> :	459,9 m <sup>2</sup>
section réduite S <sub>v</sub> :	459,9 m <sup>2</sup>

Les inerties du radier sont :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

- Les inerties/X :  $I_{xx} = 18119.5m^4$ .
- Les inerties/Y :  $I_{yy} = 35539.7m^4$ .

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 13.9 m$ .
- $Y_g = 9.93m$ .

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{gm} = 14.84 m$ .
- $Y_{gm} = 9.412 m$ .

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0.94 m$ .
- $e_y = 0.518 m$ .

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

**VI.4.1. Vérification de la stabilité du radier :**

**VI.4.1.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$$

Avec :

$$N_t = N_{bat} + N_{rad}$$

D'où :

$$N_{bat} = 54469.22 \text{ KN.}$$

$$N_{rad} = G_{rad} = 551.83 \times 0.6 \times 25 = 8277.45 \text{ KN.}$$

$$N_t = 54469.22 + 8277.45 = 62746.67 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{62746.67}{551.83} = 113.70 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

**VI.4.1.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0.8G ± E :**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E :**

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0.8G ± E<sub>x</sub>** :

Combinaison	N (KN)	M (KN. m)	e (m)	L/4 (m)	OB
<b>0.8G ± E<sub>x</sub></b>	40677.69	173333.386	4.26	6.70	<b>CV</b>
<b>0.8G ± E<sub>y</sub></b>	39343.75	118918.146	3.02	4.71	<b>CV</b>

**Tableau VI.3** Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0.8G± E

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$$

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$  , Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

	Sens X	Sens Y
<b>M (KN.m)</b>	173333.386	118918.146
<b>N (KN)</b>	40677.69	39343.75
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	18119.50	35539.70
<b><math>\sigma_1</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	206.68	104.53
<b><math>\sigma_2</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	59.25	41.72
<b><math>\sigma_m</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	169.82	88.82

**Tableau VI.4** Calcul des contraintes

**VI.4.1.3. Vérification de la compression sous G + Q ± E :**

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1.5 \times \sigma_{adm}$

	Sens X	Sens Y
<b>M (KN.m)</b>	186739.787	117364.513
<b>N (KN)</b>	58599.27	57265.33
<b><math>\sigma_1</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	249.45	136.57
<b><math>\sigma_2</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	37.05	70.98
<b><math>\sigma_m</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	196.35	120.17

**Tableau VI.5** Vérification de la compression sous G+Q±E

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

**VI.5.Ferraillage du radier :**

**1. Dalle de radier :**

➤ **Les combinaisons de charges :**

➤ **ELU :**

▫  $q_u = 1.35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 249.75 \text{ KN/m}^2.$

➤ **ELS :**

▫  $q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} = 185.00 \text{ KN/m}^2.$

➤ **Ferraillage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3.9\text{m}$ ,  $L_y = 4.5 \text{ m}$ ,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = 0.86 > 0.4 \rightarrow$  (La dalle porte dans les **deux** sens).

▫  $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .

▫  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

➤ **ELU:**

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\alpha$	$q_u(\text{KN})$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (\text{KN. m})$	$M_{0y} (\text{KN. m})$
<b>3.90×4.50</b>	3.90	4.50	0.86	249.75	0.0496	0.7052	188.41	132.86

**Tableau VI.6** Les sollicitations à l'ELU

➤ **ELS :**

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\alpha$	$q_s(\text{KN})$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (\text{KN. m})$	$M_{0y} (\text{KN. m})$
<b>3.90×4.50</b>	3.90	4.50	0.86	185.00	0.0566	0.7932	159.26	126.32

**Tableau VI.7** Les sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

▫ Moment en travée :  $(M_{tx} = 0.75. M_x ; M_{ty} = 0.75. M_y).$

▫ Moment sur appuis :  $(M_{ax} = 0.40. M_x ; M_{ay} = 0.40. M_y).$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>Mu(KN. m)</b>	75.36	141.30	53.14	99.64
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>h(m)</b>	0.60	0.60	0.60	0.60
<b>d (m)</b>	0.56	0.56	0.56	0.56
<b>μ</b>	0.016	0.031	0.011	0.022
<b>α</b>	0.021	0.040	0.015	0.028
<b>Z (cm)</b>	55.52	55.09	55.66	55.36
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	3.90	7.36	2.74	5.17
<b>As (min)</b>	6.76	6.76	6.76	6.76
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5T14 = 7.70</b>	<b>5T14 = 7.70</b>	<b>5T14 = 7.70</b>	<b>5T14 = 7.70</b>

Tableau VI.8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL :**

**Pour Fe E400 :**

selon Ly :  $A_{sy \min} = 8 \times h_0$  ; selon Lx :  $A_{sx \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy \min}$

➤ **Espacement maximal :**

**1. Et travée :**

$$\square S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**2. Sur appui :**

$$\square S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On adopte pour un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**ELS :**

$$\square A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2.$$

$$\square b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0.$$

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	63.70	119.44	50.52	94.74
$h$ (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
$d$ (m)	0.56	0.56	0.56	0.56
$b$ (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
$y$ (cm)	10.27	10.27	10.27	10.27
$I$ (cm <sup>4</sup> )	277644.289	277644.289	277644.289	277644.289
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	2.35	4.41	1.86	3.50
$\sigma_{st}$ (MPa)	157.37	295.08	124.81	234.06
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CV</b>	<b>CNV</b>	<b>CV</b>	<b>CNV</b>

Tableau VI.9 Vérification des contraintes à l'ELS

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} ; A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

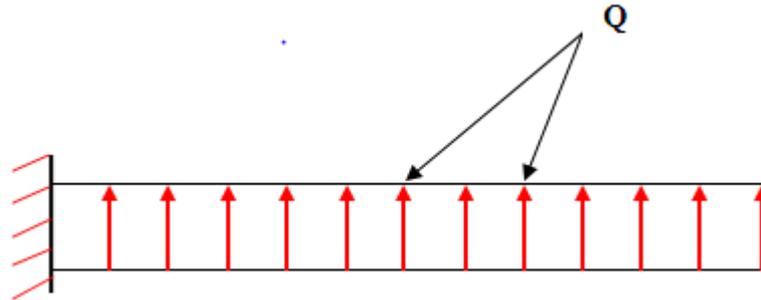
- Vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$  MPa.

$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta_s$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>K</b>	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$M_{tx}=119.44$	0.0023	0.9204	14.04	47.84	3.44	Vérifier	5T20=15.71	15
$M_{ty}=94.74$	0.0018	0.9287	11.04	55.16	2.99	Vérifier	5T20=15.71	15

Tableau VI.10 Ferrailage à l'ELS

**VI.5.1. Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 50 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0.60 \text{ m}$  ;  $d = 56 \text{ cm}$ .



**Figure VI.4** Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{\max} = \frac{q \times l^2}{2}$ , Donc on ferraille à l'ELS :

**ELS:**

- $Q_{\text{ser}} = 185.00 \text{ KN/m}^2 \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \times l^2}{2} = 23.12 \text{ KN.m.}$
- $\sigma_{\text{st adm}} = 164.97 \text{ MPa}$  et  $\sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$

Avec :

- $A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_b \times \sigma_{\text{st adm}}}$
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.452 \text{ m.}$
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{\text{bc adm}}}{15 \times \sigma_{\text{bc adm}} + \sigma_{\text{st adm}}} = 0.576.$
- $M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc adm}} = 1094.64 \text{ KN.m.}$

$\rightarrow M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}}$  : Section simplement armée.

Donc :  $A_{\text{ser}} = 3.110 \text{ cm}^2.$

➤ **Condition de non fragilité :**

- $A_{\text{s min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.76 \text{ cm}^2.$
- $A_s = \max[A_{\text{ser}} ; A_{\text{s min}}] \rightarrow A_s = 6.76 \text{ cm}^2.$

On adopte : 5T14 = 7.70 cm<sup>2</sup>.

➤ **L'armature de répartition :**

•  $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$ . —————> 3T10=2.36cm<sup>2</sup>.

•  $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$ . —————> 3T10=2.36cm<sup>2</sup>.

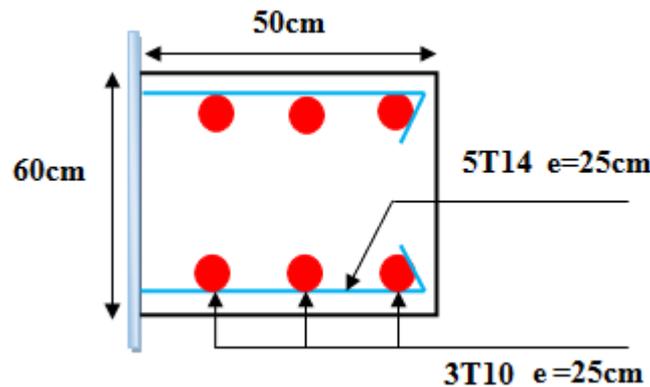


Figure VI.5 Schéma de ferrailage du débord de radier

**VI.6.Calcul des nervures :**

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 2016** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

➤ **Présentation du logiciel SAFE 2016 :**

**SAFE** est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments interfaciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ **Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur **SAFE**.

3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans SAFE.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

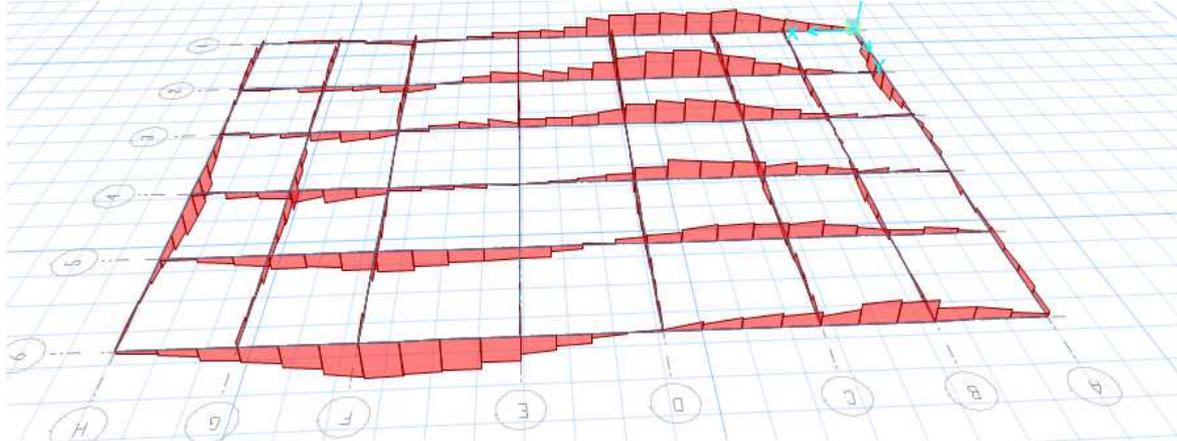


Figure VI.6 Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016

**a. Ferrailage longitudinal :**

➤ l'ELU :

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_u$ (KN. m)	533.13	903.68
<b>b (m)</b>	0.60	0.60
<b>h (m)</b>	1.00	1.00
<b>d (m)</b>	0.96	0.96
$F_{su}$ (Mpa)	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14.2	14.2
$\mu_{bu}$	0.081	0.138
<b>Z (cm)</b>	91.91	88.83
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	16.66	29.23
<b>Chois des barres</b>	<b>10T16</b>	<b>10T20</b>
$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )	20.11	31.42

Tableau VI.11 Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

➤ **Vérification à ELS :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

Fissuration est considérée très préjudiciable.

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0 ; \text{ avec } A'_s = 0.$$

➤ **Calcul de l'inertie I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s (d - y)^2 + 15 \times A'_s (y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_a = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a ; \text{ avec } n = 15.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(200 ; 164.97) = 164.97 \text{ MPa} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 164.97 \text{ MPa.}$$

Sens	Sens (x-x et y-y)	
	Travée	Appui
<b>Section</b>		
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	31.42	20.11
<b>b (cm)</b>	60	
<b>h (cm)</b>	100	
<b>d (cm)</b>	96	
<b>Yser (cm)</b>	31.76	26.44
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	2585674.99	1829231.87
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	654.13	391.83
<b>σ<sub>b</sub> (MPa)</b>	8.03	5.66
<b>σ<sub>b</sub> (MPa)</b>	15	
<b>Condition</b>	CV	CV
<b>σ<sub>a</sub> (MPa)</b>	243.77	223.50
<b>σ<sub>a</sub> (MPa)</b>	164.97	
<b>Condition</b>	CNV	CNV

Tableau VI.12 Vérification à l'ELS

➤ **Calcul des armatures à l'ELS :**

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

▫ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sens	Sens (x-x et y-y)	
	Travée	Appui
<b>Section</b>		
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	654.13	391.83
<b>b (cm)</b>	60	
<b>d (cm)</b>	96	
<b>μ<sub>s</sub></b>	0.0072	0.0042
<b>β<sub>s</sub></b>	0.8702	0.8963
<b>A<sub>ser</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>47.46</b>	<b>27.60</b>
<b>K</b>	23.53	33.21
<b>σ<sub>b</sub> (MPa)</b>	7.01	4.96
<b>σ<sub>b</sub> (MPa)</b>	15	
<b>Condition</b>	CV	CV
<b>Chois des barres</b>	<b>10T25</b>	<b>10T20</b>
<b>A<sub>s</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>49.09</b>	<b>31.42</b>

Tableau VI.13 Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] ; \text{ Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{597.95 \times 10^3}{600 \times 960} = 1.04 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV).}$$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

$$A_p = 0.1\% b \times h.$$

$$A_p = \frac{0.1 \times 60 \times 100}{100} = 6.00 \text{ cm}^2.$$

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14 = 6.16cm<sup>2</sup>**.

➤ **Les armatures transversales :**

**Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(25; 19.2) = 15 \text{ cm}.$$

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

**b. C.B.A :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$$

$$A_t = \frac{0.4 \times 60 \times 10}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

**c. RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

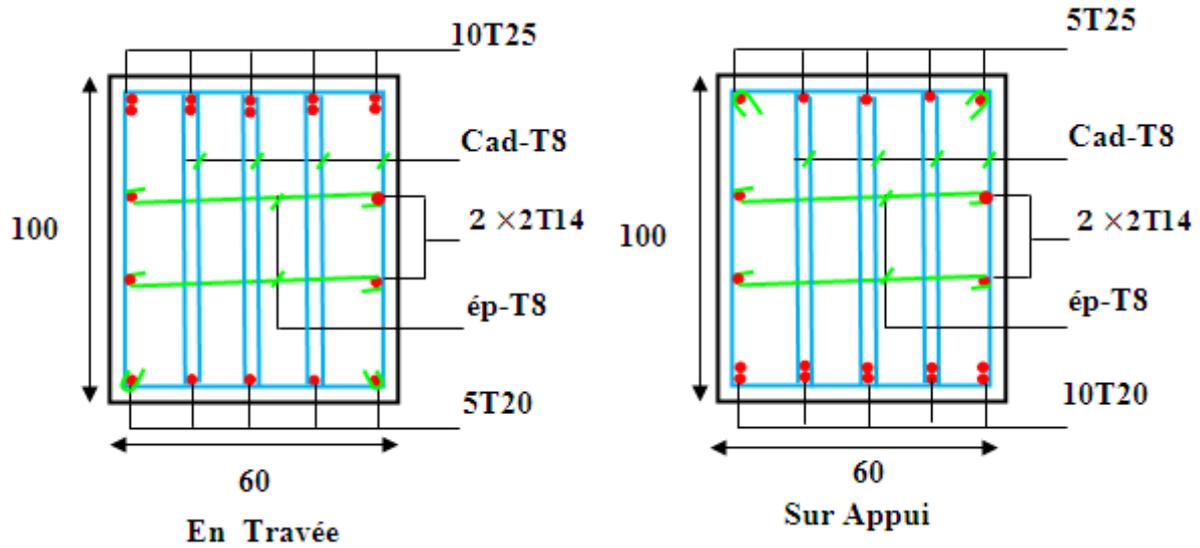
$$A_t = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.80 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte 4 cadres de Ø8.

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .
- Dans les zones nodales :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

➤ Schéma de ferrailage :



➤ Travée:

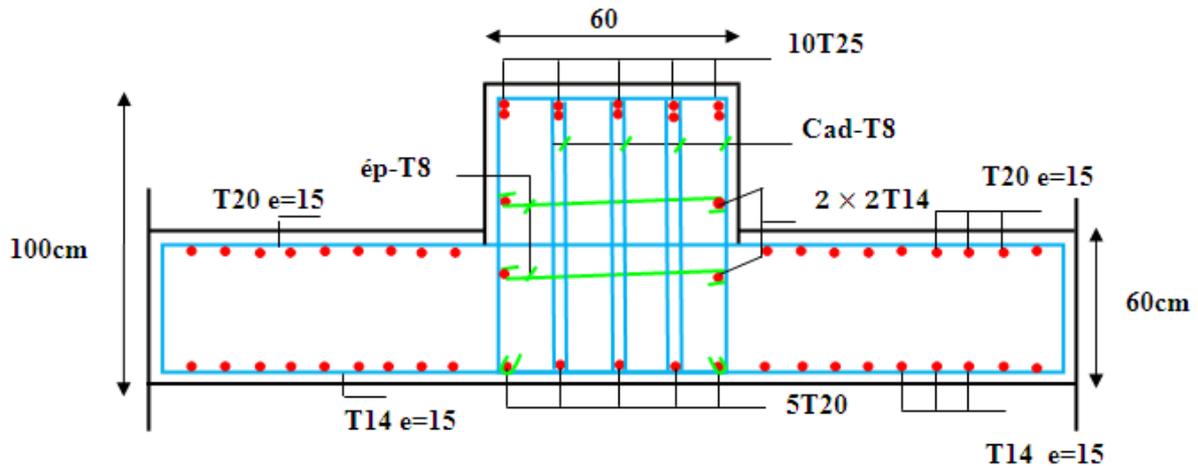


Figure VI.7 Ferrailage des nervures en travée

➤ Appuis:

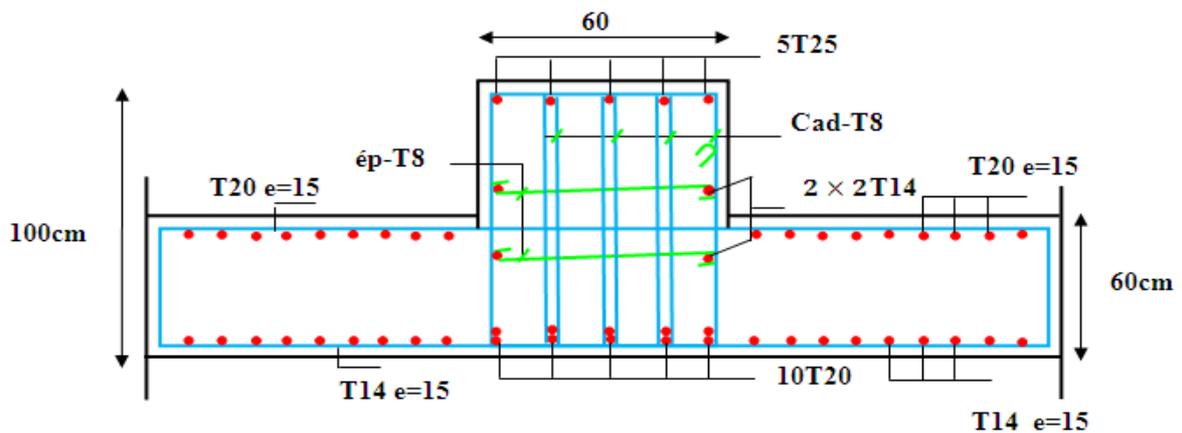


Figure VI.8 Ferrailage des nervures sur appuis

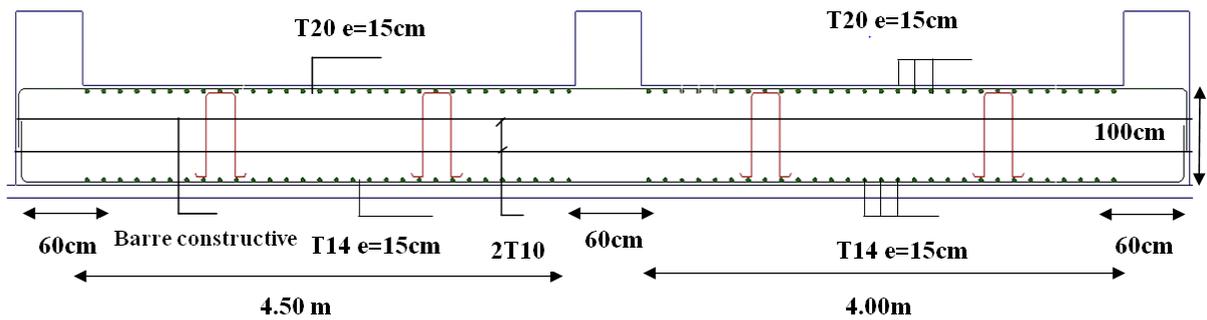


Figure VI.9 Ferrailage du radier général ép=100 cm

## VI.7. Calcul des éléments de soutènement :

### VI.7.1. Introduction :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service D'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99VERSION 2003**.

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur supérieure et égale  $\geq 15 \text{ cm}$ .
- Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.

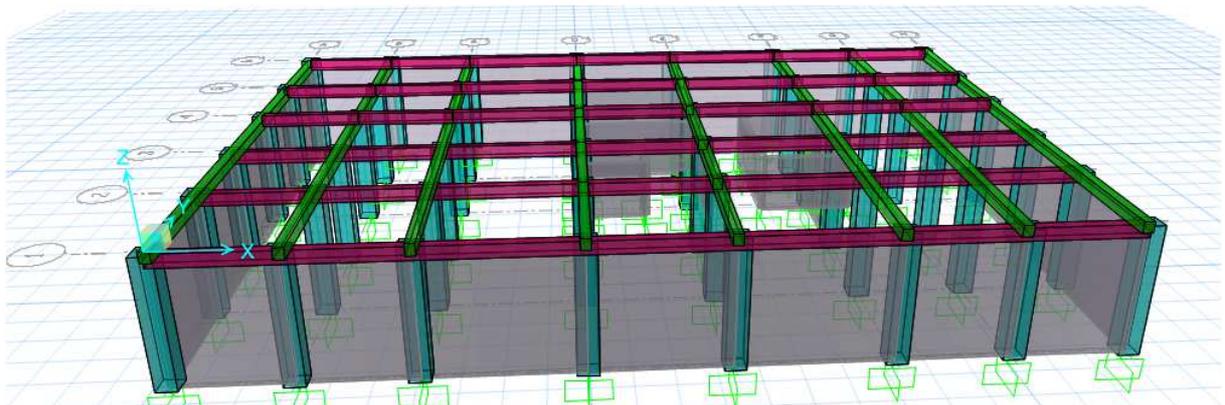


Figure VI.10 Position des voiles périphériques

**VI.7.2. Dimensionnement du voile :**

- Épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .
- Hauteur :  $H = 3.06 \text{ m}$ .

**VI.7.3. Calcul de la poussée de terre :**

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

Avec :

- $\gamma$  : Poids volumique du remblai, ( $\gamma = 18.5 \text{ KN/m}^3$ ).
- $\sigma_h$  : contrainte horizontale
- $h$  : Hauteur entre nus du mur voile  $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$ .
- $C$  : Cohésion du sol (Sol non cohérent)  $C = 0$ .
- $\varphi$  : Angle de frottement ( $\varphi = 30^\circ$ ).
- $K_a$  : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.33 \times 18.5 \times 3.06 = 18.68 \text{ KN/m}^2$$

**VI.7.4. Calcul de la poussée due aux surcharges :**

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec :  $q_u$  : Contrainte éventuelle d'exploitation.  $q = 10 \text{ KPa}$ .

$$\sigma_q = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

- **ELU :**

$$\sigma_u = 1.35 \sigma_h(h) + 1.5 \sigma_q$$

Pour  $h = 0$   $\sigma_{\min}(0) = 4.99 \text{ KN/m}^2$ .

Pour  $h = 3.06 \text{ m}$   $\sigma_{\max}(3.06) = 30.21 \text{ KN/m}^2$ .

Contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23.90 \text{ KN/m}^2$ .

- **ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

Pour  $h = 0$   $\sigma_{\min}(0) = 3.33 \text{ KN/m}^2$ .

Pour  $h = 3.06 \text{ m}$   $\sigma_{\max}(3.06) = 22.01 \text{ KN/m}^2$ .

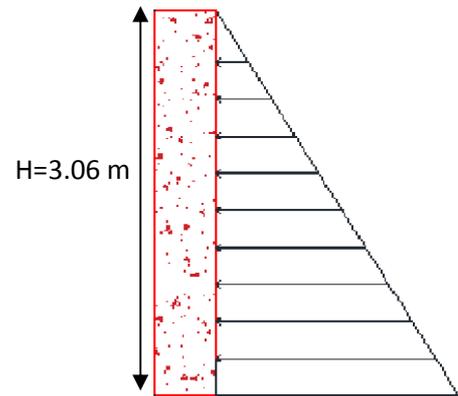


Figure VI.11 Poussée de terre

Contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 17.34 \text{ KN/m}^2$ .

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

**$P_u = 23.90 \text{ KN/m}$**       et       **$P_{\text{ser}} = 17.34 \text{ KN/m}$**

**Méthode de calcul :**

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension  $(4.5 \times 3.06) \text{ m}^2$ , et d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

Calcul le rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  :

➤ **Calcul des moments fléchissant:**

On sait que  $\alpha = 0.68 > 0.4$

donc notre dalle travaille dans les deux sens :

➤ **À l'ELU :**

- $\mu_x = 0.0710$
- $\mu_y = 0.4034$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

<b>Panneau</b>	<b><math>L_x</math>(m)</b>	<b><math>L_y</math>(m)</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>q_u</math>(KN)</b>	<b><math>\mu_x</math></b>	<b><math>\mu_y</math></b>	<b><math>M_{0x}</math> (KN. m)</b>	<b><math>M_{0y}</math> (KN. m)</b>
<b>4.5×3.9</b>	3.06	4.5	0.78	23.90	0.0710	0.4034	15.88	6.40

**Tableau VI.14** Les sollicitations à l'ELU

### VI.7.5. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de **10KN/m** , répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0.75. M_x$  ;  $M_{ty} = 0.75. M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0.40. M_x$  ;  $M_{ay} = 0.40. M_y$ ).

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M<sub>U</sub> (KN, m)</b>	6.35	11.91	2.56	4.80
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>h (m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20
<b>d (m)</b>	0.18	0.18	0.18	0.18
<b>F<sub>su</sub> (Mpa)</b>	348	348	348	348
<b>F<sub>bu</sub> (Mpa)</b>	14.2	14.2	14.2	14.2
<b>Z (m)</b>	0.17	0.17	0.17	0.17
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.02	1.92	0.41	0.77
<b>A<sub>s min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.17	2.17	2.17	2.17
<b>Choix des barres</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>
<b>A<sub>s adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	3.93	3.93	3.93

**Tableau VI.15** Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferrailage minimal :**

**Condition de non fragilité :** selon **BAEL** :

**Pour Fe E400 :**

- selon Ly :  $A_{sy \min} = 8 \times h_0$       selon Lx :  $A_{sx \min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{sy \min}$

Selon le RPA :

- $A_{RPA} = 0.1\% b \times h$ .

➤ **Calcul des sollicitations À ELS:**

▫  $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .

▫  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_s$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN. m)	$M_{0y}$ (KN. m)
<b>3.90×3.06</b>	3.06	3.90	0.78	17.34	0.0767	0.5584	12.45	6.95

Tableau VI.16 Les sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

• Moment en travée : ( $M_{tx} = 0.75.M_x$ ;  $M_{ty} = 0.75.M_y$ ).

• Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0.40.M_x$  ;  $M_{ay} = 0.40.M_y$ ).

➤ **Vérification à l'ELS :**

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	4.98	9.33	2.78	5.21
$h$ (cm)	20	0.20	0.20	0.20
$d$ (cm)	18	0.18	0.18	0.18
$y$ (cm)	4.05	4.05	4.05	4.05
$I$ (cm <sup>4</sup> )	13686.14	13686.14	13686.14	13686.14
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.034	0.051	0.019	0.029
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	1.47	2.76	0.82	1.54
$\sigma_{st}$ (MPa)	76.14	142.75	42.50	79.65
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

Tableau VI.17 Vérification à l'ELS

➤ **Distributions constructives :**

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

▫  $S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$ .

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

L'espacement à l'extrémité est  $\frac{S_t}{2}$  le long d'une longueur égale à  $\frac{1}{10}$

On prend :  $S_t = 10$  cm, en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi = 50$  cm Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\phi = 25$  cm Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

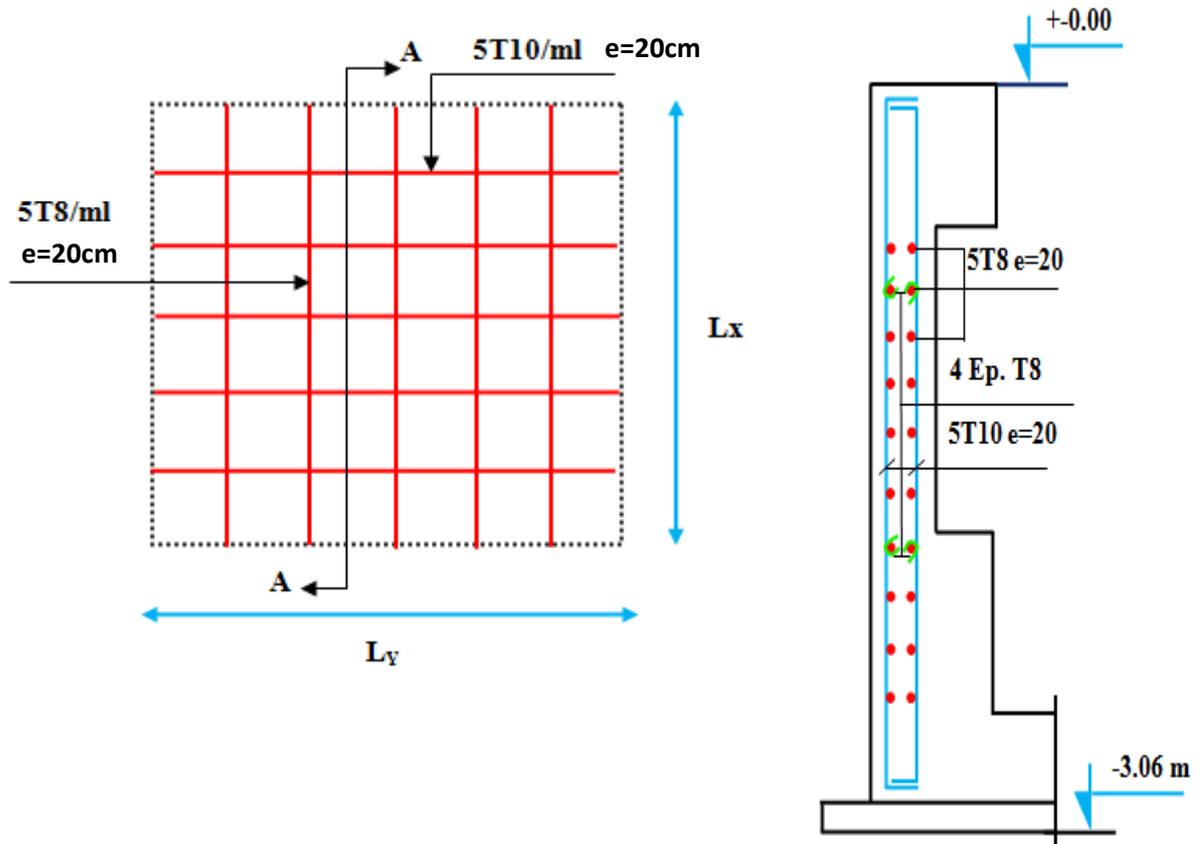
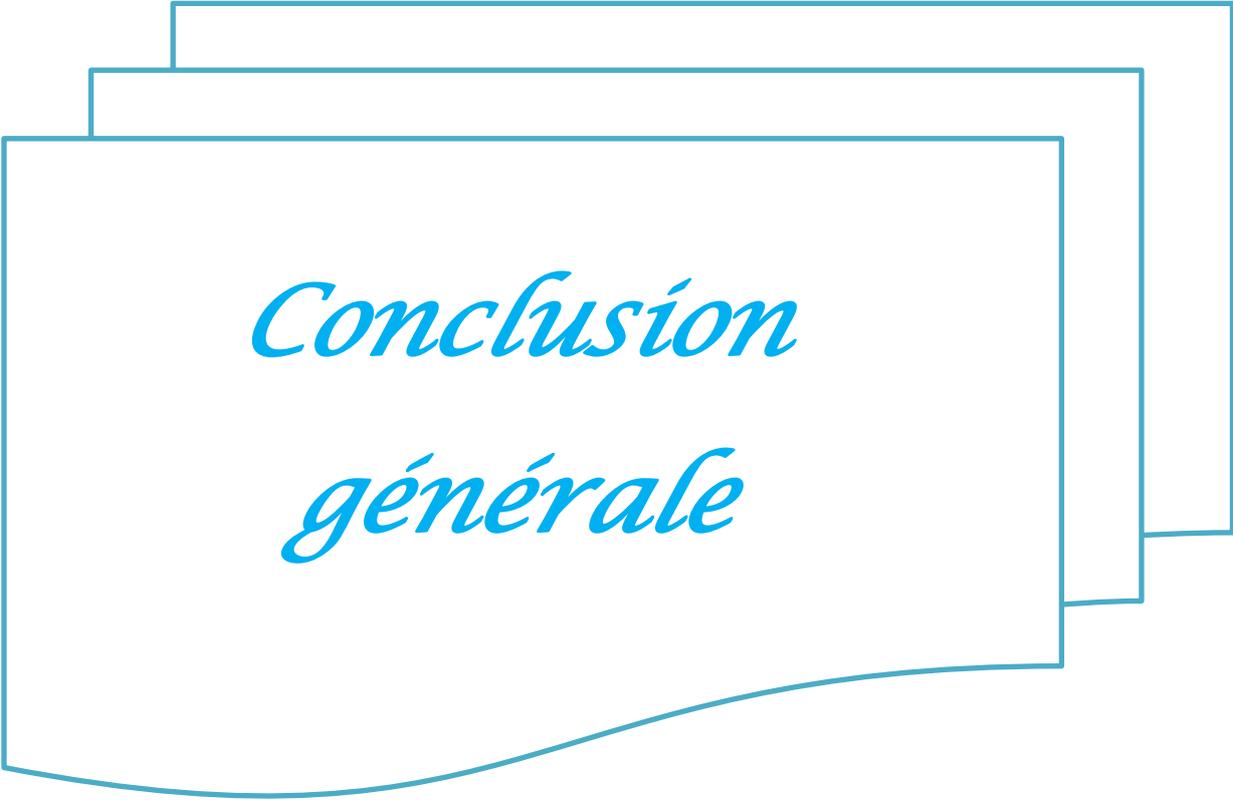


Figure VI.12 Ferrailage du voile périphérique



*Conclusion  
générale*

## **❧ Conclusion générale ❧**

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (ETABS 9.7.4 ; Auto CAD 2014 ; SAFE 2016) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Lorsque les projets sont simples, composés de quelques activités bien définies, il pourrait être possible de faire l'étude de la construction avec peu de difficulté.

Malheureusement, la plupart des projets pour lesquels des plans formels sont établis tendent à être définies avec des dizaines, voire des centaines ou des milliers d'activités.

Grâce au management du projet qui dispose d'outils et techniques on obtient un meilleur contrôle des activités qui permettent d'atteindre les objectifs dans le respect des couts et des échéanciers.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.



*Bibliographie*

# Bibliographie

## Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**IEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**.
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**.

## Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

## Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

## Logiciels :

- SAFE 2016.
- ETABS 9.7.4.
- AUTOCAD 2014.
- SOCOTEC.
- WORD 2010.
- EXCEL 2010.



*Annexes*

# Annexe 1

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

<b><math>\Phi</math></b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## Annexe 2

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	<b>1</b>	0,0441	<b>1</b>
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

