



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université MOULOUD MAMMERY de TIZI-OUZOU  
Faculté de Génie de la Construction  
Département du Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du  
Diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Construction Civile et Industrielle

## Thème



Réalisé par :

M<sub>r</sub> SACI Mouloud

M<sub>r</sub> ICHALLALENE Sofiane

Dirigé par :

M<sub>me</sub> BOUZEBODJA Fatma

Promotion : 2018/2019



## *Remerciements*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.*

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Mme BOUZEBoudja Fatma, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires*

*afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus a notre travail, sans oublier*

*de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.*

Mouloud et Sofiane.



## *DEDICACES*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

*A tous mes frères et sœurs.*

*A la mémoire de mes grands-parents.*

*A mes tantes et mes chers oncles.*

*A mes cousins et à toute ma famille.*

*A tous mes amis(es) et tous ceux que j'aime.*

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Sofiane.
----------





## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie  
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en  
exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre  
existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont consacrés toute leurs vie pour  
mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*

*A mes sœurs Katia et Zakia*

*A tous mes amis*

*En fin, je remercie mon ami mon binôme ICHALLAENE  
Sofiane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*Mouloud.*





## *DEDICACES*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

*A tous mes frères et sœurs.*

*A la mémoire de mes grands-parents.*

*A mes tantes et mes chers oncles.*

*A mes cousins et à toute ma famille.*

*A tous mes amis(es) et tous ceux que j'aime.*

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Sofiane.
----------

**Notation et symboles :**

Symboles	Notations
$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	Aire d'une section de béton
$E_s$	Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	Module de Young instantané a l'age de $j$ jours
$E_{vj}$	Module de Young diffère à l'age de $j$ jours
$F$	Force ou action en général
$I_1$	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	Effort normal de calcul de service
$N_u$	Effort normal de calcul ultime
$P$	Action permanente
$Q$	Action d'exploitation
$V_u$	Effort tranchant de calcul ultime
$a$	Largeur d'un poteau ou d'un voile
$b$	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section
$e$	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	Charge permanente unitaire
$h$	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	Hauteur du hourdis d'une poutre

$j$	Nombre de jours de maturité du béton
$L$	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$L_f$	Longueur de flambement.
$n$	Coefficient d'équivalence acier-béton.
$q$	Charge permanente unitaire.
$St$	Espacement des armatures transversales.
$Y_1$	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
$Y_u$	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
$z$ (ou $z_b$ )	Bras de levier du couple de flexion.
$\alpha_u$	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
$\gamma_s$	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ( <i>gamma</i> ).
$\gamma_b$	Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\epsilon_{bcmax}$	Déformations maximale du béton comprime ( <i>epsilon</i> ).
$\epsilon_{st}$	Déformations des armatures tendues.
$\epsilon_{sc}$	Déformations des armatures comprimées.
$\eta$	Coefficient de fissuration relatif a une armature ( <i>eta</i> ).
$\lambda$	Elancement mécanique d'une pièce comprimée ( <i>lambda</i> ).
$\mu_{ser}$	Moment ultime réduit à l'ELS ( <i>mu</i> ).
$\mu_u$	Moment ultime réduit à l'ELU.
$\nu$	Coefficient de poisson ( <i>nu</i> ).
$\rho$	Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( <i>rho</i> ).
$\sigma$	Contrainte normale ( <i>sigma</i> ).
$\sigma_{bc}$	Contrainte maximale du béton comprime.
$\sigma_{st}$	Contrainte dans les aciers tendus.
$\sigma_{sc}$	Contrainte dans les aciers comprimés.
$\tau$	Contrainte tangente ( <i>tau</i> ).
$\tau_u$	Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\varphi$	Coefficient de fluage ( <i>phi</i> ).



$\Phi l$	Diamètre d'une armature longitudinale.
$\Phi t$	Diamètre d'une armature transversale.
$\psi s$	Coefficient de scellement relatif `a une armature ( <i>psi</i> ).

## LISTE DES FIGURES

### **Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux**

<b>Figure I.1:</b> Plancher en corps creux .....	2
<b>Figure I.2:</b> Dalle pleine en béton armé .....	3
<b>Figure I.3:</b> Murs intérieur et extérieur .....	3
<b>Figure I.4:</b> Diagramme de calcul contraintes-déformation du béton a l' ELU .....	6
<b>Figure I.5:</b> Diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS.....	7
<b>Figure I.6:</b> Diagramme contraintes-déformations .....	10

### **Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges**

<b>Figure II.7:</b> Coupe transversale d'une poutrelle .....	12
<b>FIGURE II.8 :</b> Dimensions d'une poutre .....	14
<b>FIGURE II. 9. a :</b> Dimensions de la poutre principale .....	15
<b>FIGURE II. 9. b :</b> Dimensions de la poutre secondaire. ....	15
<b>Figure II.10:</b> Coupe de voile en élévation .....	15
<b>Figure II.11:</b> Poteau le plus sollicité. ....	17
<b>Figure II.12:</b> Plancher terrasse (corps creux) .....	18
<b>Figure II.13:</b> Composition du plancher d'étage courant.....	19
<b>Figure II.14:</b> matériaux constituant du plancher étage courant en corps creux .....	19
<b>Figure II.15:</b> cloison mur extérieur.....	20
<b>Figure II.16:</b> Dimensionnement d'un nœud poteau- poteau.....	24

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

<b>Figure III.17:</b> Escalier d'étage .....	28
<b>Figure III.18:</b> Schéma statique.....	28
<b>Figure III.19:</b> Coupe de L'acrotère.....	31
<b>Figure III.20:</b> Schéma statique et diagramme de sollicitation.....	32
<b>Figure III.21:</b> Section rectangulaire soumise a la flexion .....	33
<b>Figure III.22:</b> Ferrailage de L'acrotère.....	38
<b>Figure III.23:</b> Disposition des armatures principales du balcon.....	41
<b>Figure III.24:</b> Schéma ferrailage du balcon.....	45
<b>Figure III.25:</b> Coupe verticale de l'escalier.....	46
<b>Figure III.26:</b> Vue en plan d'escalier .....	46
<b>Figure III.27:</b> Schéma statique (ELU).....	47
<b>Figure III.28.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants réels et corrigés a l'ELU.....	52
<b>Figure III.29.</b> Schéma statique (ELS).....	54
<b>Figure III.30.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants réels et corrigés a l'ELS.....	56

<b>Figure III.31.</b> Ferrailage de l'escalier .....	59
<b>Figure III.32.</b> . Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	61
<b>Figure III.33.</b> Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants.....	62
<b>Figure III.34.</b> Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.....	65
<b>Figure III.35.</b> Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants.....	66
<b>Figure III.36.</b> Ferrailage de la poutre palière.....	68
<b>Figure III.37.</b> Schéma de l'ascenseur.....	69
<b>Figure III.38.</b> Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine .....	70
<b>FIGURE III.39:</b> Correction des moments.....	72
<b>Figure III.40 :</b> Les moments dans les 02 sens.....	76
<b>FIGURE III.41 :</b> plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.....	78
<b>FIGURE III.42:</b> plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.....	78
<b>FIGURE III.43:</b> Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20 cm.....	80
<b>FIGURE III.44 :</b> Surfaces revenant aux poutrelles.....	80
<b>FIGURE III.45 :</b> Schéma statique de la poutrelle. ....	81
<b>Figure III.46 :</b> dimension de la poutrelle.....	81
<b>FIGURE III.47 :</b> Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.....	82
<b>FIGURE III.48 :</b> Méthode des trois moments.....	84
<b>FIGURE III.49:</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	88
<b>FIGURE III.50 :</b> section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.....	89
<b>FIGURE III.51 :</b> Plan de ferrailage de poutrelle.....	93
<b>FIGURE III.52:</b> Plan de ferrailage du plancher en corps creux.....	98

## **Chapitre IV : Modélisation de la structure**

<b>FIGURE IV.53 :</b> Vue en 3D de la structure.....	112
<b>FIGURE IV.54 :</b> Disposition des voiles.....	113
<b>FIGURE IV.55 :</b> Disposition des voiles RDC et étage courant .....	114

## **Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003**

<b>FIGURE V.56 :</b> Déplacement de la structure selon mode 1.....	121
<b>FIGURE V.57 :</b> Déplacement de la structure selon mode 2.....	121
<b>FIGURE V.58 :</b> Déplacement de la structure selon mode 3.....	122

## **Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux**

<b>FIGURE VI.59 :</b> zone nodale dans le poteau.....	141
<b>FIGURE VI.60:</b> Ferrailage Poteau 50x50 .....	147
<b>FIGURE VI.61 :</b> Ferrailage Poteau 45x45 .....	147
<b>FIGURE VI.62 :</b> Ferrailage Poteau 40x40.....	148
<b>FIGURE VI.63:</b> Ferrailage en travée d'une poutre principale.....	159
<b>FIGURE VI.64:</b> Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.....	159
<b>FIGURE VI.65 :</b> Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.....	160
<b>FIGURE VI.66:</b> Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.....	160



<b>FIGURE VI.67</b> : Ferrailage en travée d'une poutre de chainage. ....	<b>161</b>
<b>FIGURE VI.68</b> : Ferrailage aux appuis d'une poutre de chainage.....	<b>161</b>
<b>FIGURE VI.69</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	<b>164</b>
<b>FIGURE VI.70</b> : ferrailage du voile longitudinale_ .....	<b>178</b>
<b>FIGURE VI.71</b> : ferrailage du voile transversale .....	<b>178</b>

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

<b>FIGURE VII.72</b> : Diagramme des contraintes sous le radier.....	<b>191</b>
<b>FIGURE VII.73</b> : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	<b>194</b>
<b>Figure VII.74</b> : Schéma statique du débord.....	<b>202</b>
<b>Figure VII.75</b> : présentation du chargement trapézoïdal .....	<b>204</b>
<b>Figure VII.76</b> : Présentation du chargement simplifié.....	<b>205</b>
<b>Figure VII.77</b> : Répartition triangulaire .....	<b>205</b>
<b>Figure VII.78</b> : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal) .....	<b>209</b>
<b>Figure VII.79</b> : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU. ....	<b>209</b>
<b>Figure VII.80</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	<b>209</b>
<b>Figure VII.81</b> : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal) .....	<b>210</b>
<b>Figure VII.82</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS. ....	<b>210</b>
<b>Figure VII.83</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	<b>210</b>
<b>Figure VII.84</b> : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal) .....	<b>211</b>
<b>Figure VII. 85</b> : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.....	<b>211</b>
<b>Figure VII.86</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	<b>211</b>
<b>Figure VII.87</b> : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal). ....	<b>212</b>
<b>Figure VII.88</b> : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS. ....	<b>212</b>
<b>Figure VII.89</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	<b>212</b>
<b>FIGURE VII.90</b> : ferrailage du radier sens longitudinal .....	<b>217</b>
<b>FIGURE VII.91</b> : ferrailage du radier sens transversal.....	<b>217</b>
<b>FIGURE VII.92</b> : ferrailage de la nervure sens longitudinal.....	<b>218</b>
<b>FIGURE VII.93</b> : ferrailage de la nervure sens transversal.....	<b>219</b>

## **LISTE DES TABLEAU**

### **Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux.**

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	9
--	---

### **Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges**

<b>Tableau II.2</b> : Évaluation des charges permanentes de balcon.....	13
<b>Tableau II.3</b> : Charge permanente du plancher terrasse.....	18
<b>Tableau II.4</b> : Charge permanente du plancher d'étage courant en corps creux.....	19
<b>Tableau II.5</b> : charge permanente du mur extérieur.....	20
<b>Tableau II.6</b> : charge permanente du mur intérieur.....	20
<b>Tableau II.7</b> : charge permanente des voiles.....	21
<b>Tableau II.8</b> : différentes surcharges d'exploitations.....	21
<b>Tableau II.9</b> : Coefficients de dégression de surcharge .....	22
<b>Tableau II.10</b> : Calcul de la descente des charges.....	23
<b>Tableau II.11</b> : les sections des poteaux adoptées.....	25
<b>Tableau II.12</b> : charge permanente de la volée d'escalier.....	29
<b>Tableau II.13</b> : charge permanente du palier d'escalier. ....	30

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

<b>Tableau III.14</b> : Les moments en travées.....	87
<b>Tableau III.15</b> : Calcul des efforts tranchants.....	88

### **Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003**

<b>Tableau V.16</b> : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.....	117
<b>Tableau V.17</b> : Vérification de l'excentricité.....	119
<b>Tableau V.18</b> : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	120
<b>Tableau V.19</b> : Justification du système de contreventement .....	124
<b>Tableau V.20</b> : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens .....	133
<b>Tableau V.21</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta .....	136

### **Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux**

<b>Tableau VI.22</b> : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	138
<b>Tableau VI.23</b> : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.....	138
<b>Tableau VI.24</b> : Efforts internes dans les poteaux. ....	139
<b>Tableau VI.25</b> : Calcul des armatures pour les poteaux.....	140
<b>Tableau VI.26</b> : sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA.....	141
<b>Tableau VI.27</b> : Vérification des contraintes tangentielles. ....	144
<b>Tableau VI.28</b> : Vérification des contraintes .....	146

<b><u>Tableau VI.29</u></b> : coefficient en situation durable et accidentelle.....	<b>150</b>
<b><u>Tableau VI.30</u></b> : ferrailage des poutres principales.....	<b>151</b>
<b><u>Tableau VI.31</u></b> : ferrailage des poutres secondaires.....	<b>151</b>
<b><u>Tableau VI.32</u></b> : ferrailage des poutres de chainage. ....	<b>151</b>
<b><u>Tableau VI.33</u></b> : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU. ....	<b>152</b>
<b><u>Tableau VI.34</u></b> : Vérification au cisaillement. ....	<b>153</b>
<b><u>Tableau VI.35</u></b> : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	<b>154</b>
<b><u>Tableau VI.36</u></b> : Moments à l'ELS.....	<b>157</b>
<b><u>Tableau VI.37</u></b> : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	<b>158</b>
<b><u>Tableau VI.38</u></b> : Tableau des efforts normaux.....	<b>163</b>
<b><u>Tableau VI.39</u></b> : Tableau des armatures verticales.....	<b>164</b>
<b><u>Tableau VI.40</u></b> : Caractéristiques géométriques du voile.....	<b>164</b>
<b><u>Tableau VI.41</u></b> : Ferrailage adopté.....	<b>170</b>
<b><u>Tableau VI.42</u></b> : ferrailage des voiles longitudinaux (VL1) .....	<b>172</b>
<b><u>Tableau VI.43</u></b> : ferrailage des voiles longitudinaux (VL 2) .....	<b>173</b>
<b><u>Tableau VI.44</u></b> : Ferrailage des voiles transversaux (VT1) .....	<b>175</b>
<b><u>Tableau VI.45</u></b> : Ferrailage des Voiles transversaux (VT2) .....	<b>176</b>

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

<b><u>Tableau VII.46</u></b> : Semelles filantes sous voiles (sens transversal) .....	<b>182</b>
<b><u>Tableau VII.47</u></b> : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	<b>182</b>
<b><u>Tableau VII.48</u></b> : Résultante des charges sous poteaux. ....	<b>184</b>
<b><u>Tableau VII.49</u></b> : vérification de la section minimale.....	<b>199</b>
<b><u>Tableau VII.50</u></b> : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	<b>207</b>
<b><u>Tableau VII.51</u></b> : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	<b>208</b>
<b><u>Tableau VII.52</u></b> : Les efforts internes dans les nervures .....	<b>213</b>
<b><u>Tableau VII.53</u></b> : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	<b>213</b>
<b><u>Tableau VII.54</u></b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	<b>216</b>



## Sommaire

Liste des symboles  
Liste des figures  
Liste des tableaux  
Plans architecturaux  
Plans de coffrage

### INTRODUCTION GENERALE

#### Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux.

INTRODUCTION .....	1
1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	1
2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES .....	1
3. OSSATURE DU BATIMENT .....	2
4. ELEMENTS DU BATIMENT .....	2
4.1- Planchers .....	2
4.2- Maçonnerie .....	3
4.3- Escalier .....	4
4.4- Cage d'ascenseur .....	4
4.5- Revêtement .....	4
4.6- Acrotère .....	4
4.7- Fondations .....	4
5. REGLEMENTATION .....	4
6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	4
6.1- le béton .....	4
6.2- les aciers .....	8
CONCLUSION .....	11

#### Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges.

INTRODUCTION .....	12
1. Pré-dimensionnement des éléments .....	12
1.1- Les planchers.....	12
1.2- Les poutres.....	13
1.3- Les voiles .....	15
1.4- Les poteaux .....	17
2. La descente de charges .....	17

2.1- le plancher terrasse .....	18
2.2- Les planchers des étages courant.....	19
2.3- Les cloisons extérieurs .....	20
2.4- Les cloisons intérieures .....	20
2.5- Les voiles .....	21
2.6- les escaliers .....	28
2.7- L'acrotère .....	30

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

INTRODUCTION .....	31
1. L'acrotère .....	31
1.1- Calcul des sollicitations .....	31
1.2- Les combinaisons de charge .....	32
1.3- Ferrailage de l'acrotère .....	33
1.4- Calcul à l'ELU .....	33
1.5- Vérifications à l'ELU .....	34
1.5- Vérifications à l'ELS .....	36
Conclusion .....	37
2. LES BALCONS .....	39
Introduction .....	39
2.1- Charges et surcharges .....	39
2.2- Combinaisons de charges .....	39
2.3- Ferrailage .....	41
2.4- Vérifications à l'ELU .....	42
2.5- Vérifications à l'ELS .....	43
Conclusion .....	44
3. LES ESCALIERS .....	46
3.1- Détermination des efforts .....	47
3.2- Calcul à l'ELU .....	47
3.3- Ferrailage .....	50
3.4- Calcul à l'ELS .....	54
3.5- Vérifications à l'ELS .....	56
4. LA POUTRE PALIERE .....	60
Introduction .....	60





4.1- Pré-dimensionnement.....	60
4.2- Calcul des efforts à l'ELU .....	61
4.3- Calcul des armatures .....	63
4.4- Vérifications à l'ELU .....	63
4.5- Calcul à l'ELS .....	65
4.6- Vérifications à l'ELS .....	66
5. LA SALLE MACHINE .....	69
5.1- Dimensionnement.....	70
5.2- Détermination des sollicitations .....	71
5.3- Calcul des moments .....	71
5.4- Ferraillage .....	73
5.5- Vérification à l'ELU .....	74
5.6- Vérification à l'ELS .....	75
6. LES PLANCHERS .....	79
Introduction .....	79
6.1- Ferraillage de la dalle de compression .....	79
6.2- Calcul des poutrelles à l'ELU.....	80
<i>A/ Calcul avant le coulage de la dalle de compression</i> .....	81
<i>B/ Calcul après le coulage de la dalle de compression</i> .....	82
<i>C/ Ferraillage</i> .....	89

## Chapitre IV : Modélisation de la structure

INTRODUCTION.....	99
1. Logiciel utilisé pour la modélisation .....	99
2. Historique .....	99
3. Description du logiciel ETABS .....	99
4. Etapes de modélisation.....	100

## Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003

INTRODUCTION.....	115
1. Vérification de la période empirique T .....	115
1.1- Calcul de la période empirique .....	115
1.2- Calcul de la période empirique majorée .....	115
1.3- Détermination de la période Par le logiciel ETABS .....	115
2. Vérification de l'excentricité .....	117
3. Vérification du pourcentage de la participation de la masse modale.....	120
4. Justification du système de contreventement.....	123

5. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6).....	127
6. Vérification des déplacements relatifs .....	131
7. Vérification du déplacement maximal de la structure.....	134
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta .....	136
9. Spécification pour les poteaux.....	137
CONCLUSION.....	137

## Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

1. Ferrailage des poteaux.....	138
Introduction .....	138
1.1- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	139
1.2- Vérifications à l'ELU.....	141
1.3- Vérifications à l'ELS .....	145
2. Ferrailage des poutres .....	149
2.1- Recommandations et exigences du RPA .....	149
2.2- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	150
2.3- Vérifications à l'ELU .....	152
2.4- Vérifications à l'ELS.....	156
3. Ferrailage des voiles .....	162
Introduction .....	162
3.1- Exposé de la méthode .....	163
3.2- Détermination des diagrammes de contraintes .....	163
3.3- Détermination des armatures .....	164
3.4- Les vérifications.....	167
3.5- Exemple de calcul.....	168

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

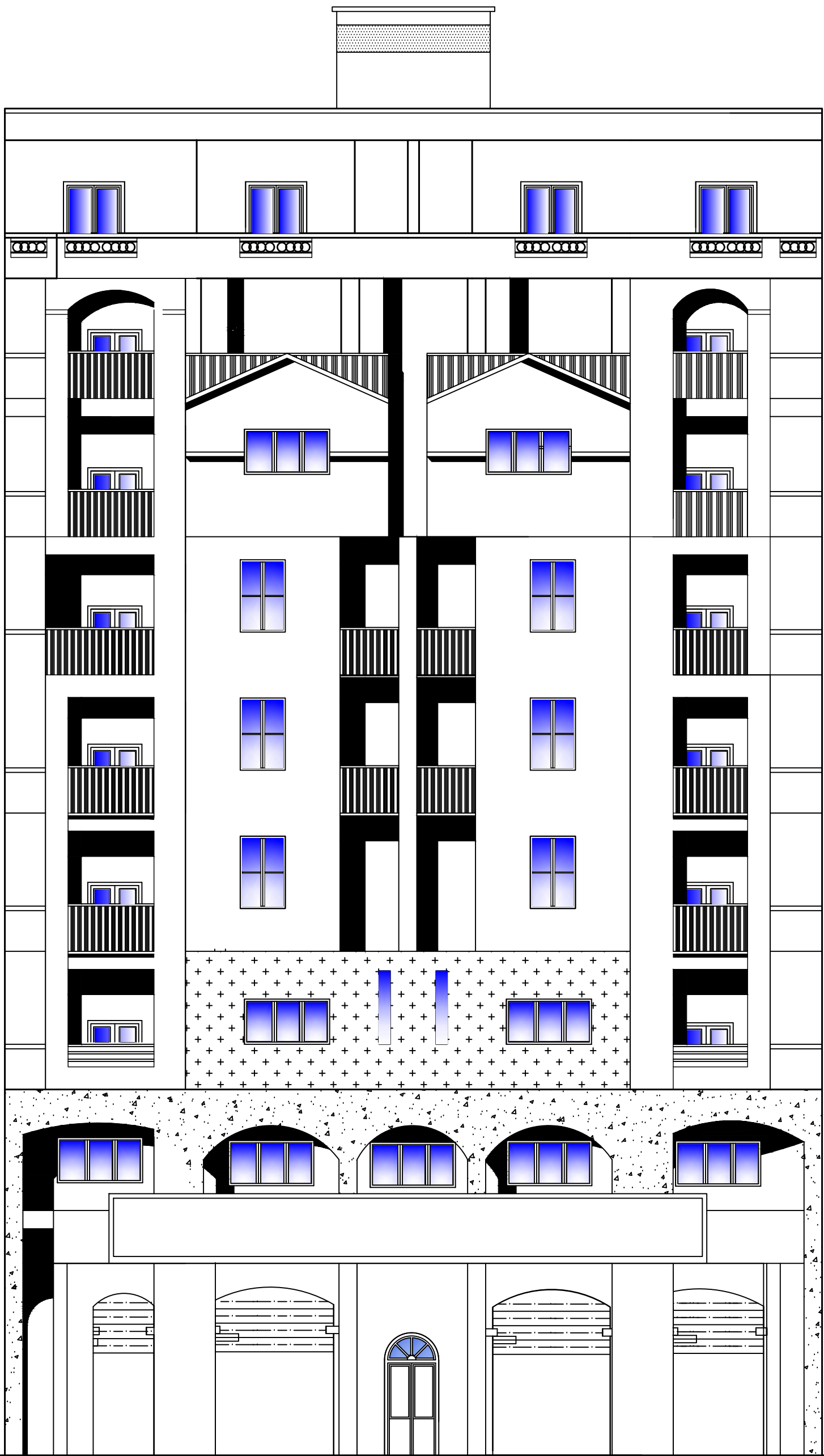
INTRODUCTION.....	179
1. Dimensionnement .....	181
1.1- Semelles filantes sous voiles .....	181
1.2- Semelle filantes sous poteaux .....	183
2. Calcul du radier général .....	186
2.1- Pré-dimensionnement du radier .....	186
2.2- Détermination des efforts .....	188

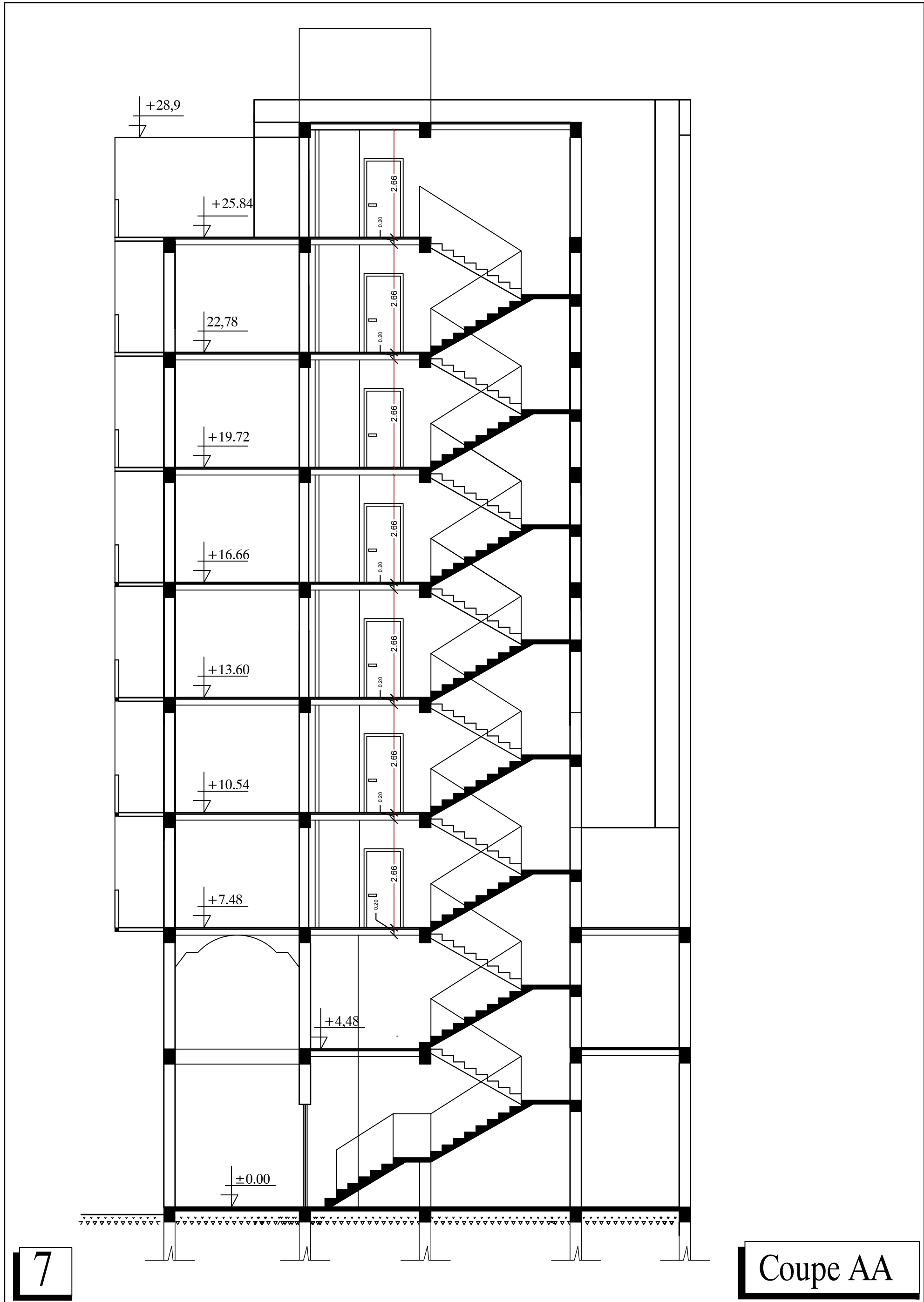
2.3-Détermination des efforts à la base d'un radier .....	189
3. Ferrailage du radier .....	195
3.1- Ferrailage de la dalle .....	195
3.2- Ferrailage du débord .....	202
3.3- Ferrailage des nervures .....	204

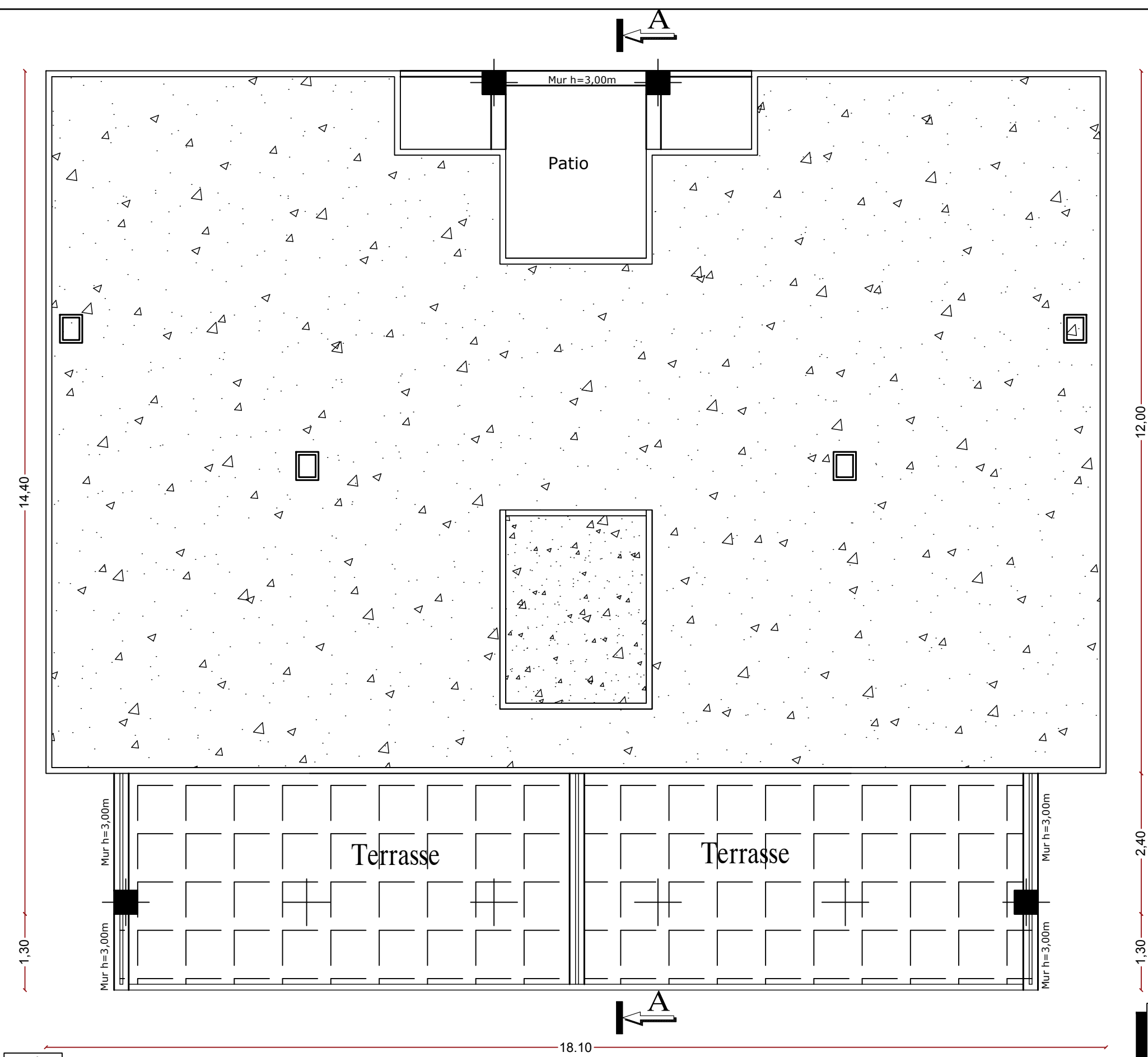
Plans de ferrailage

Conclusion générale

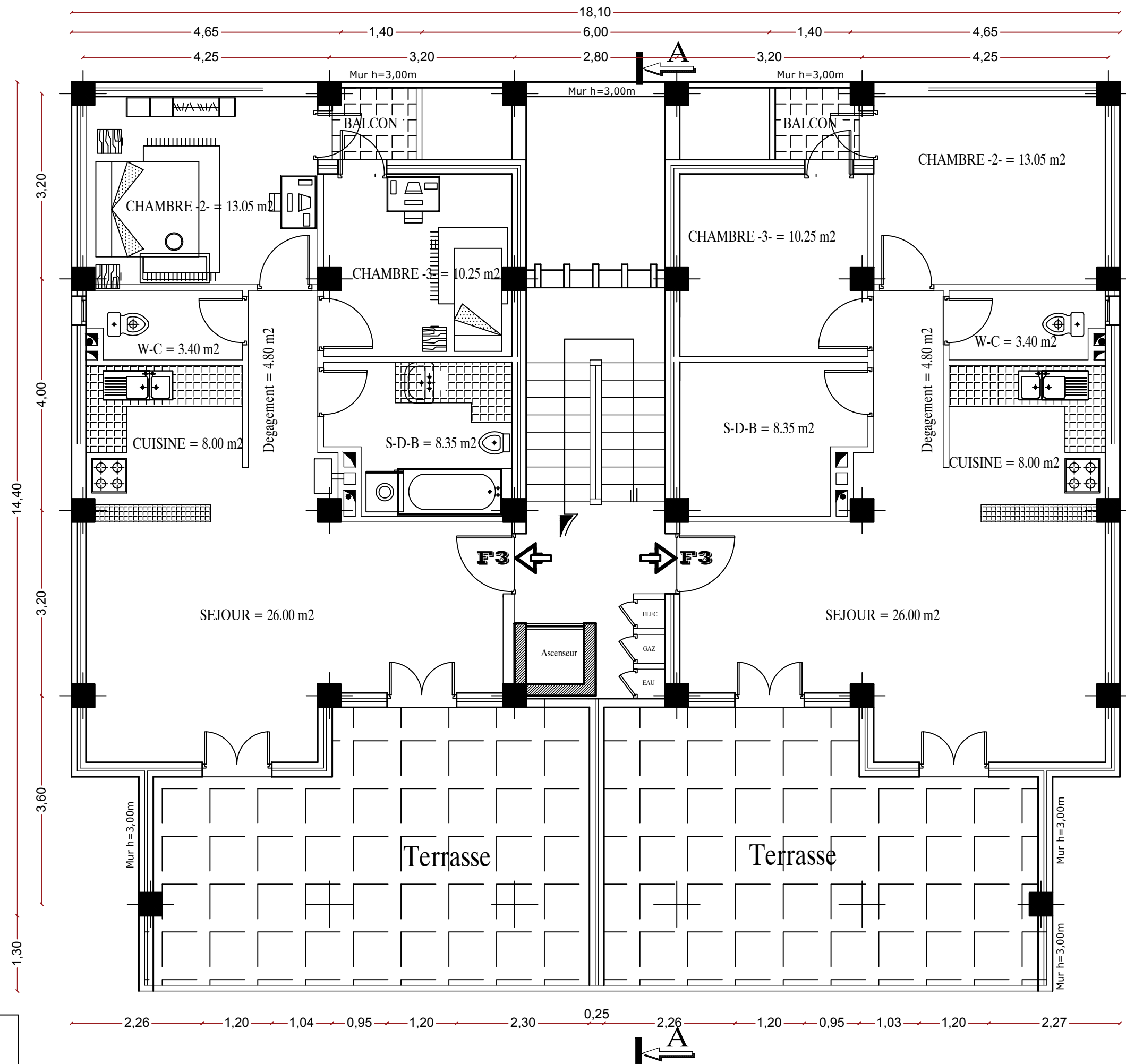
Bibliographie





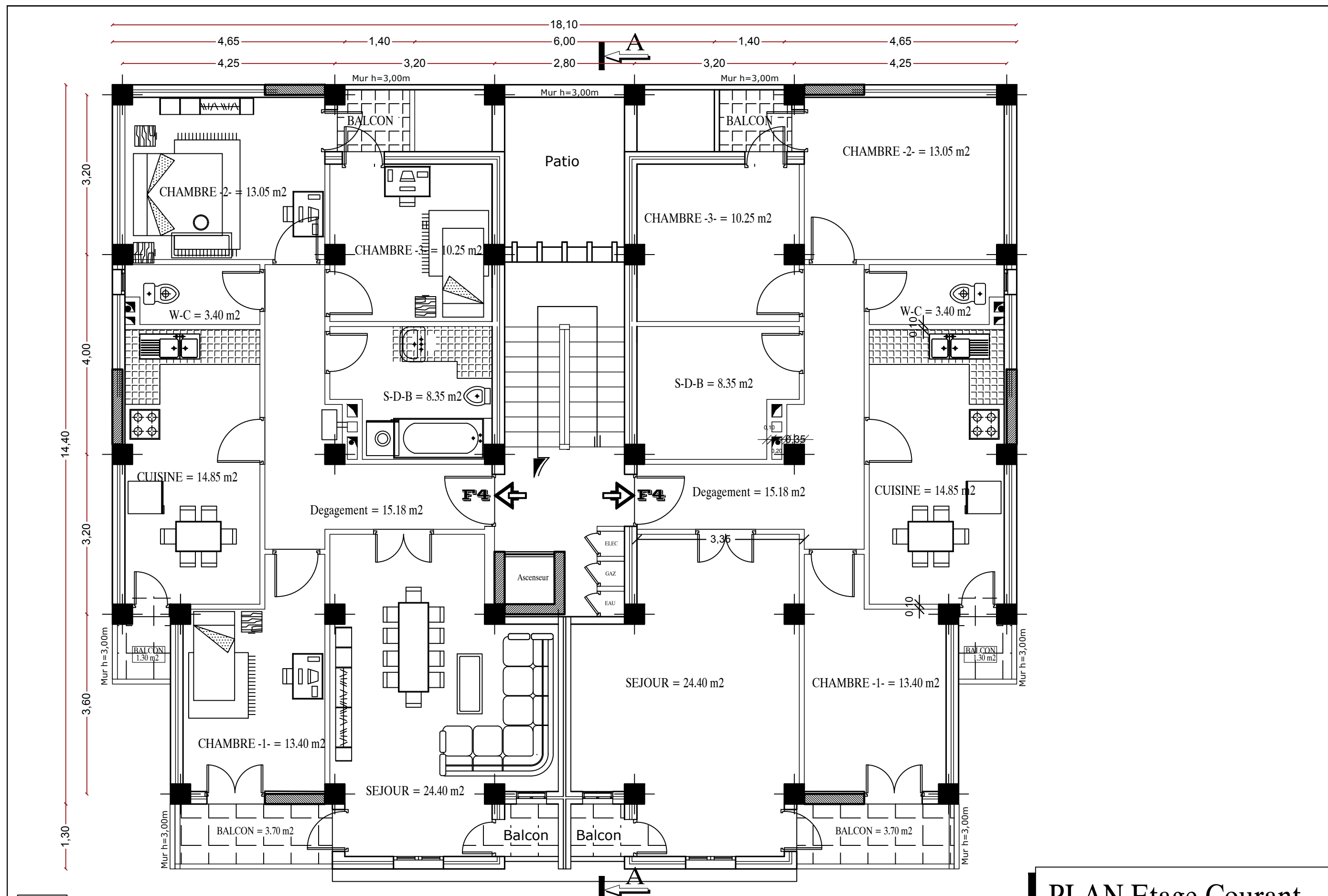


Plan de Toiture

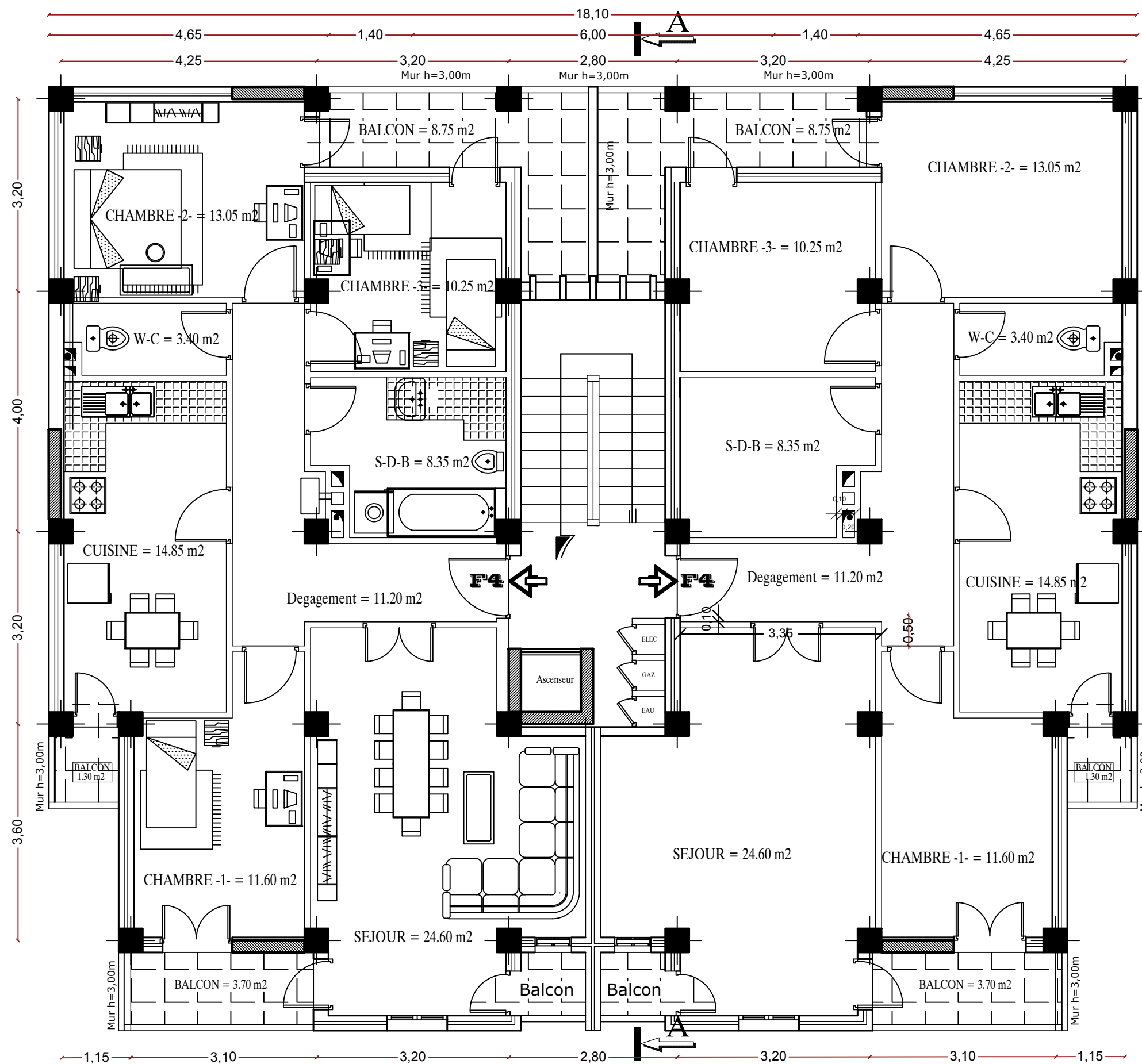


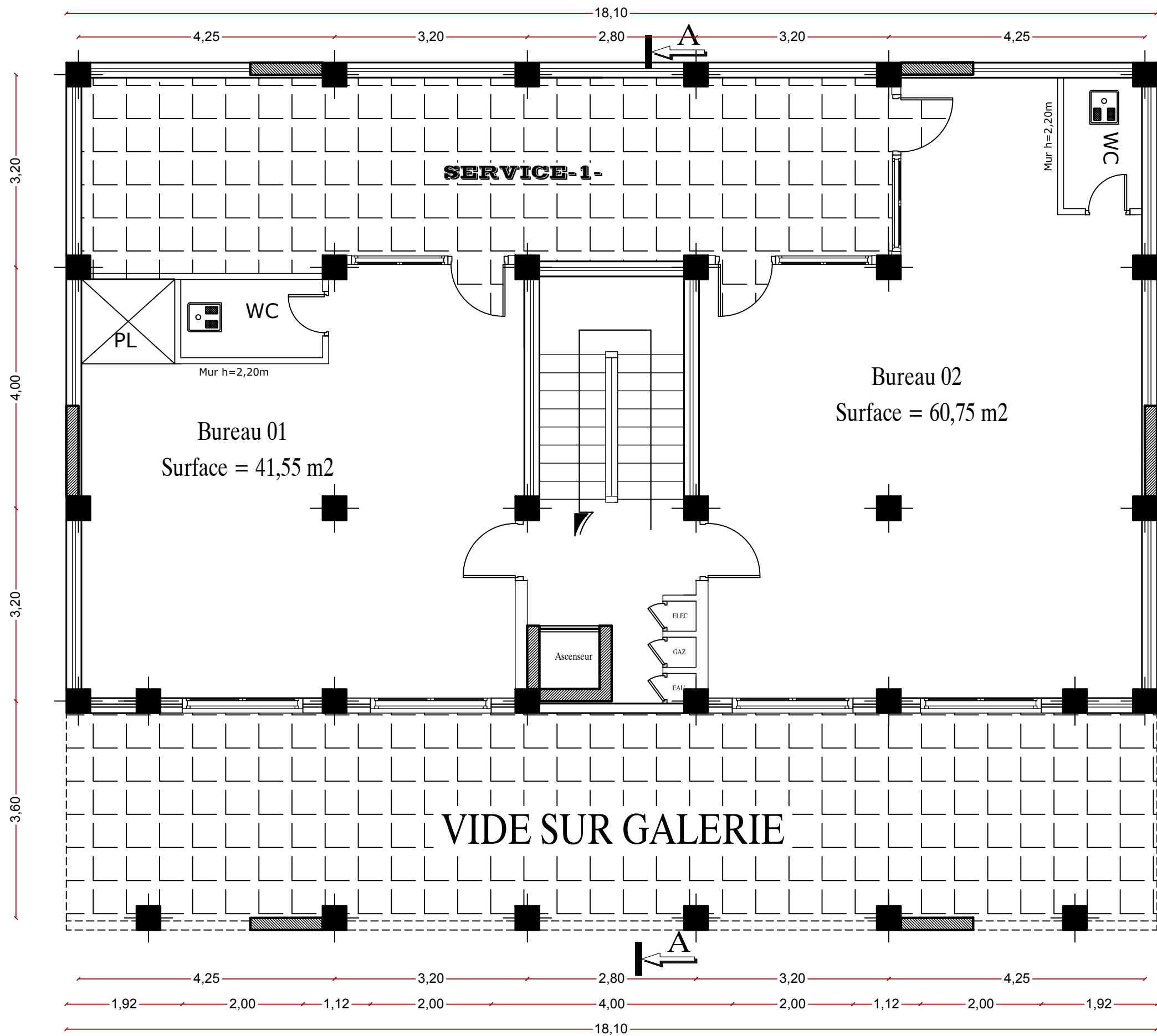
PLAN Etage en Attique



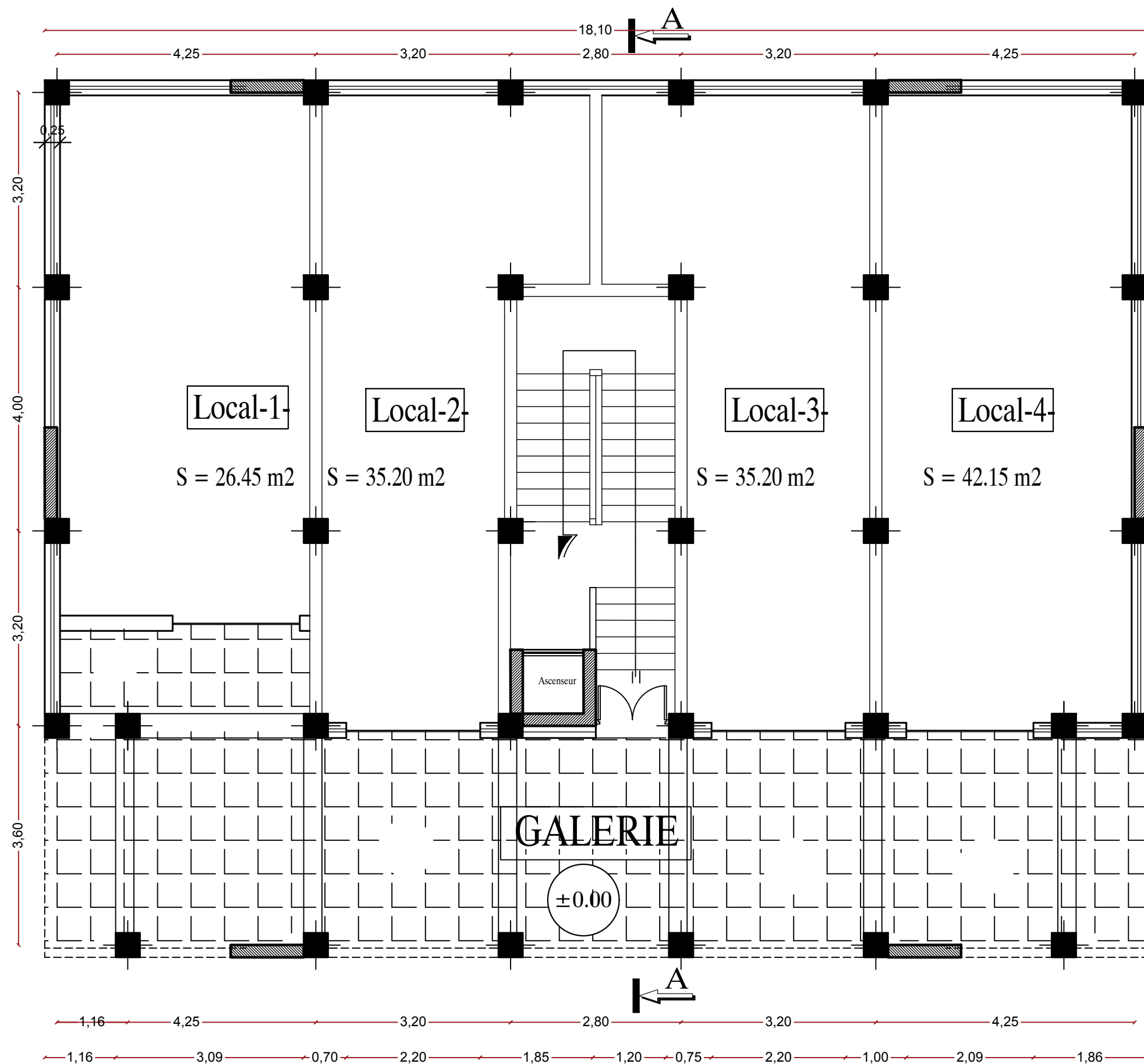


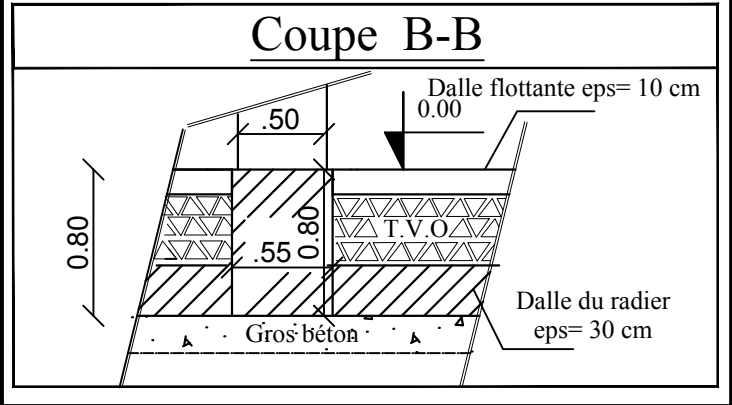
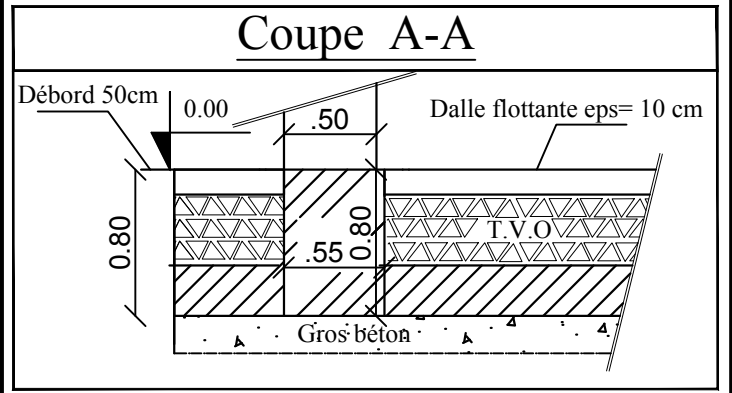
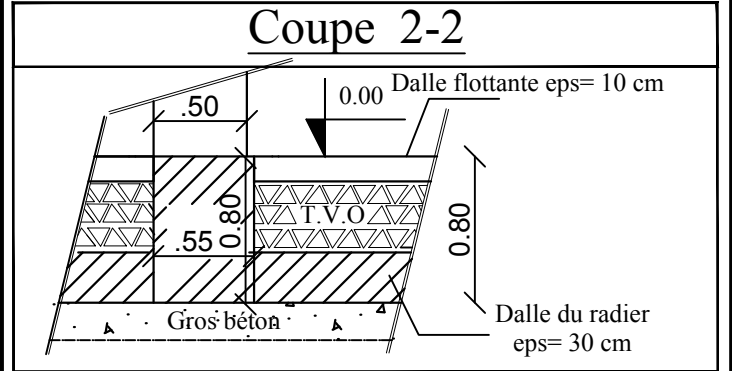
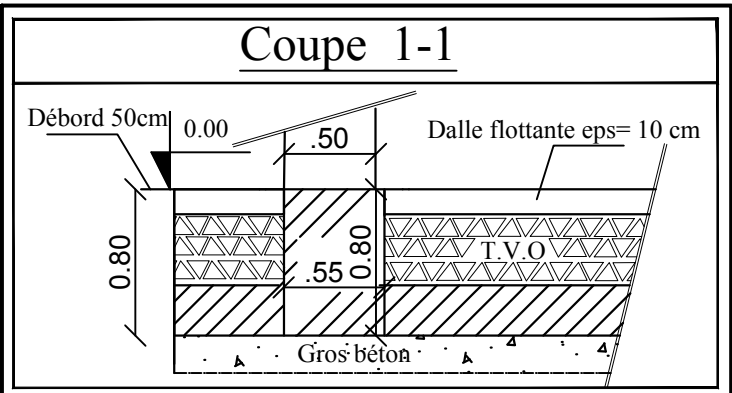
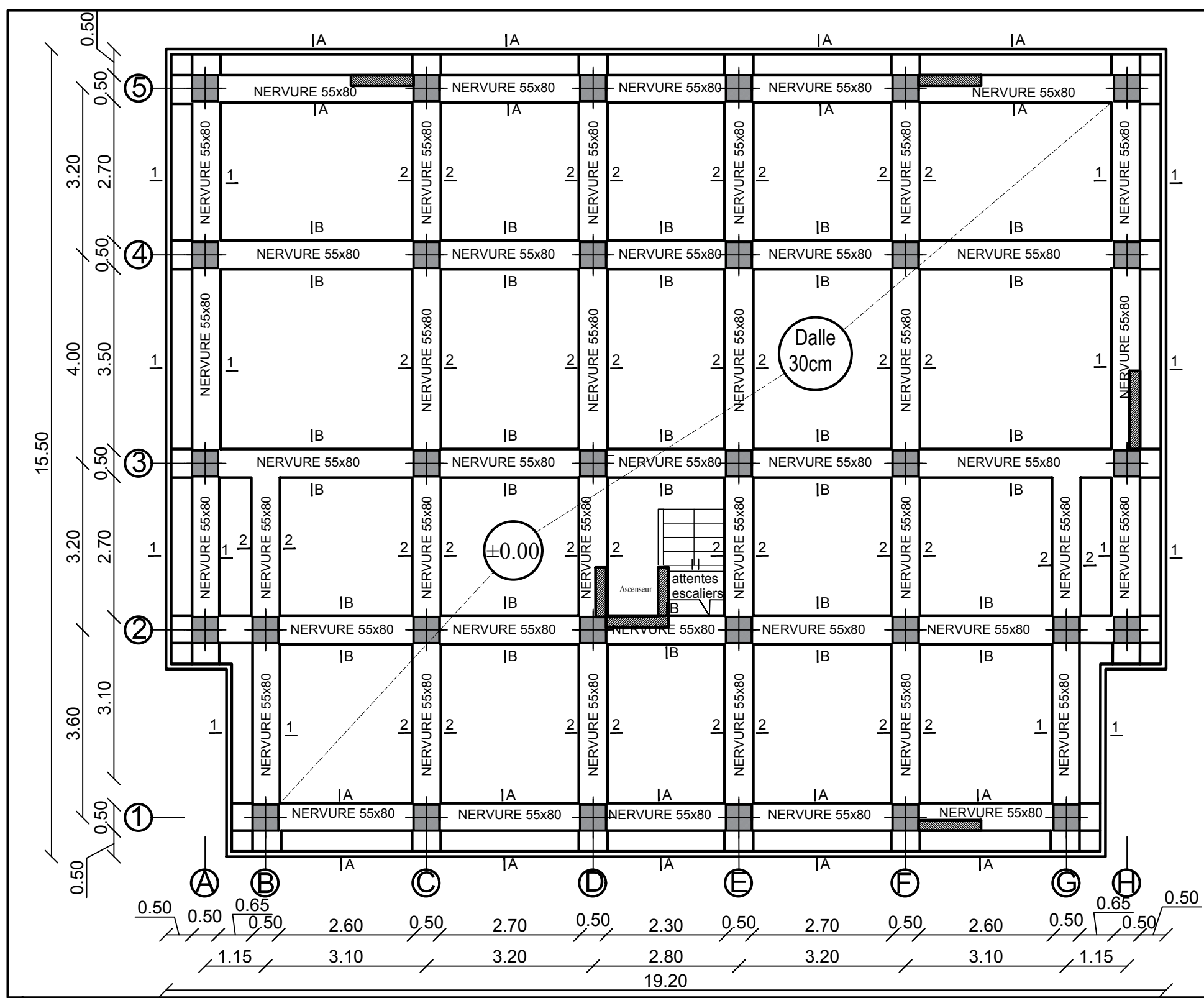
PI ΔN Etage Courant





PLAN Etage de Service



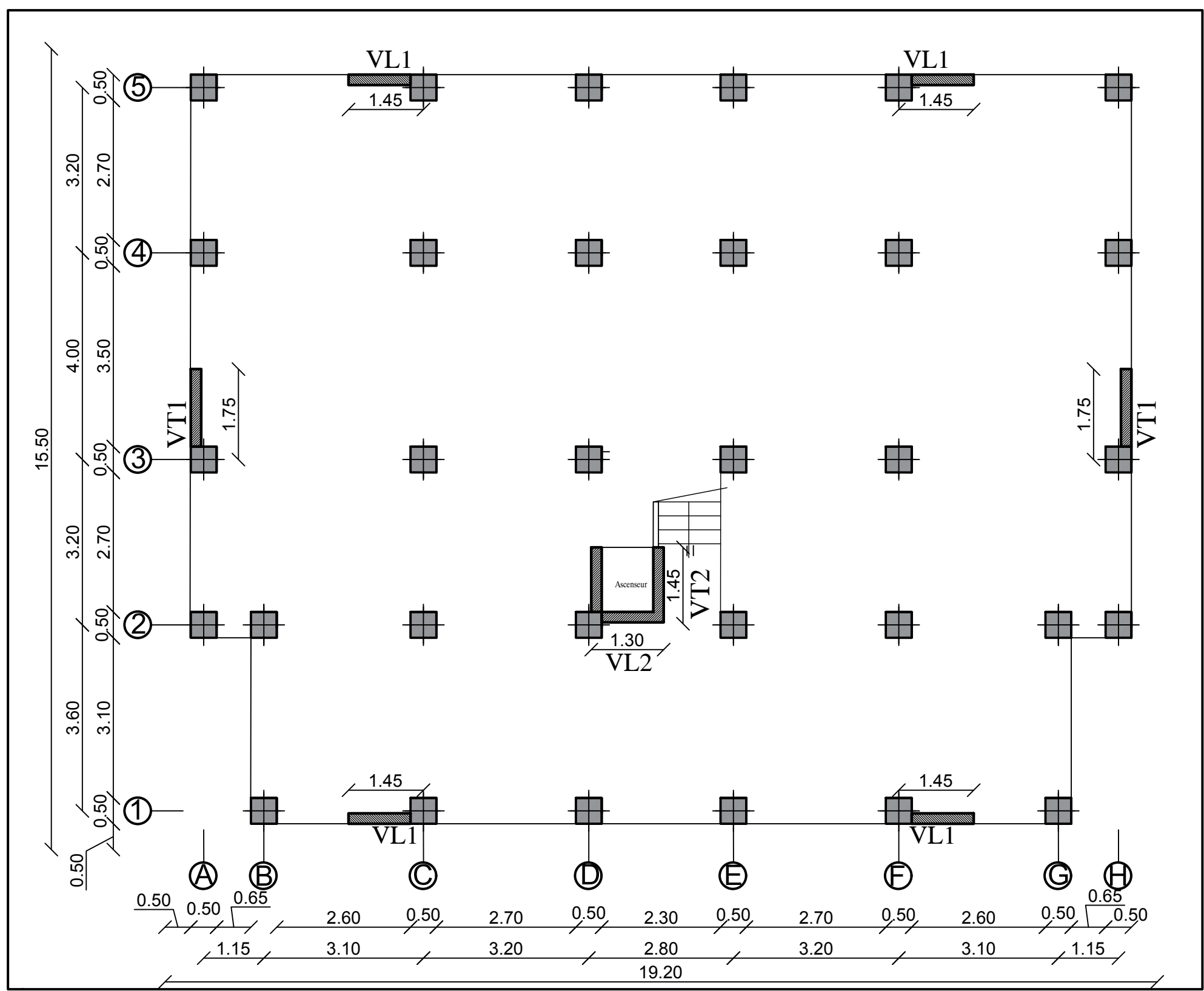


**Zone:(I)**

- Poteaux: (50X50)
- Nervure :(55X80)
- Débord :50Cm

# PLAN DE FONDATIONS

NIV +0.00



\*Les Voiles Longitudinaux:

VL 01 =1.20m

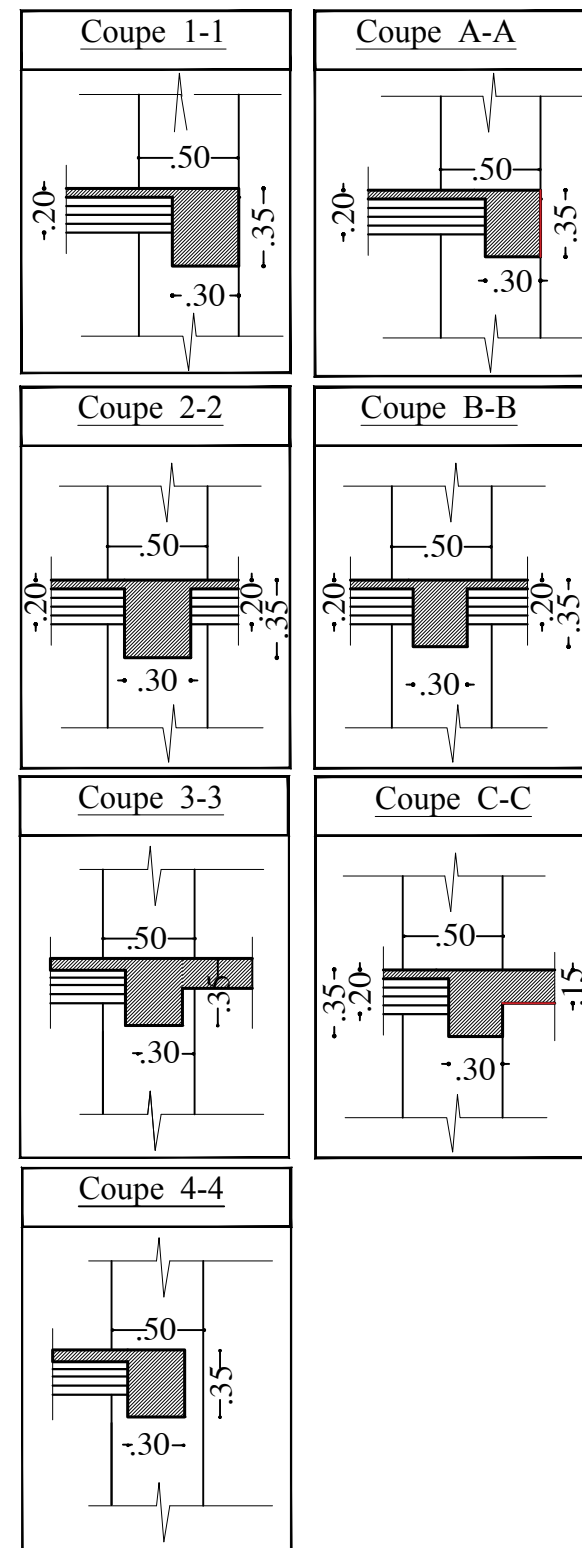
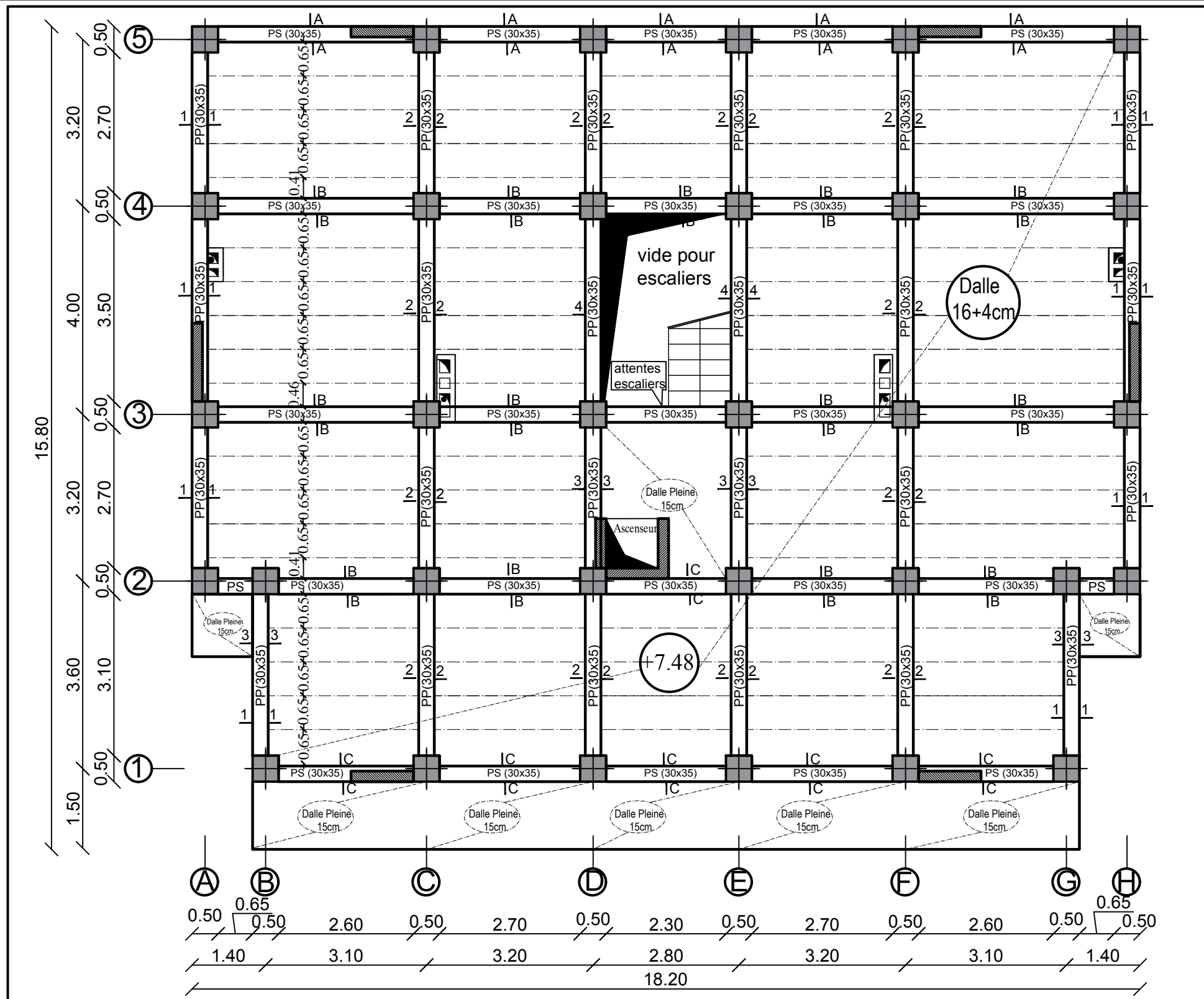
VL 02 =1.30 m

\*Les Voiles Transversaux:

VT 01 =1.50 m

VT 02 =1.20 m

*LA DISPOSITION DES VOILES*



**Zone:(I)**

-Poteaux: (50X50)

-Poutres principales:(30X35)

**PLAN DE COFFRAGE**

**NIV +7.48 (2<sup>eme</sup> ETAGE)**

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

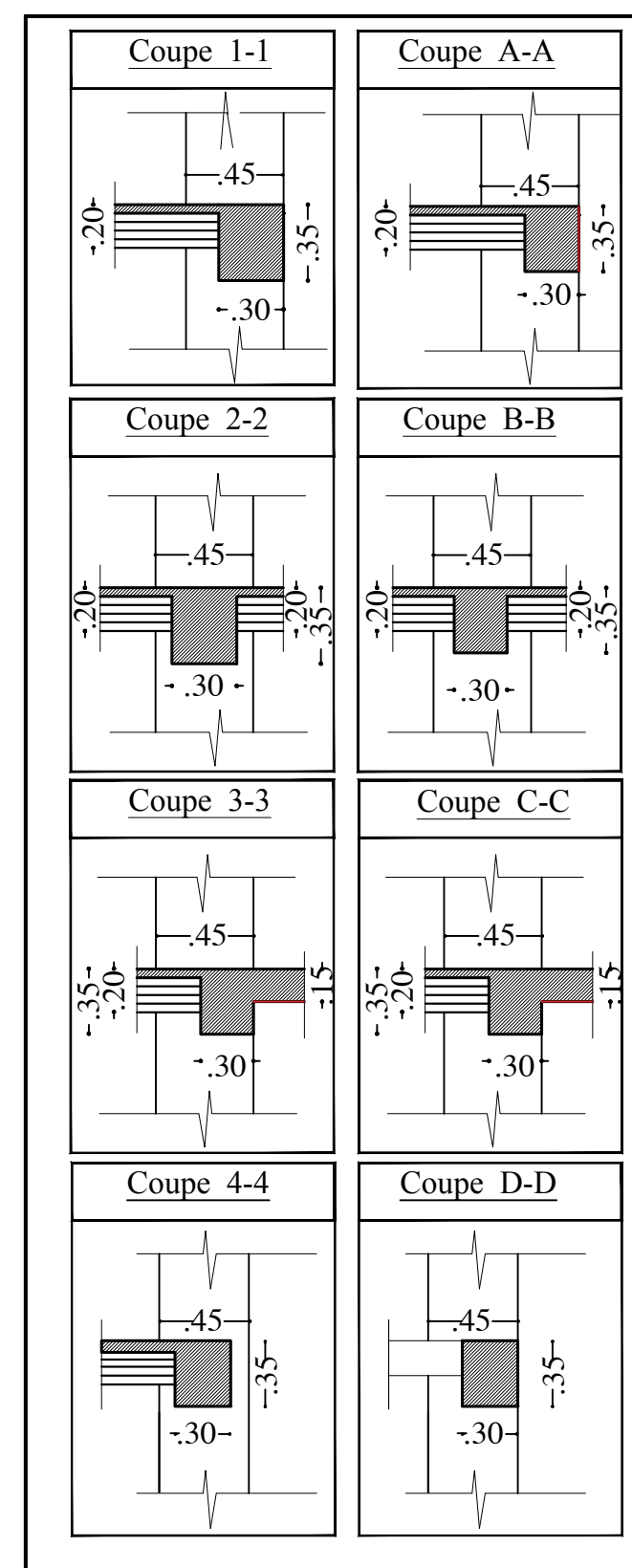
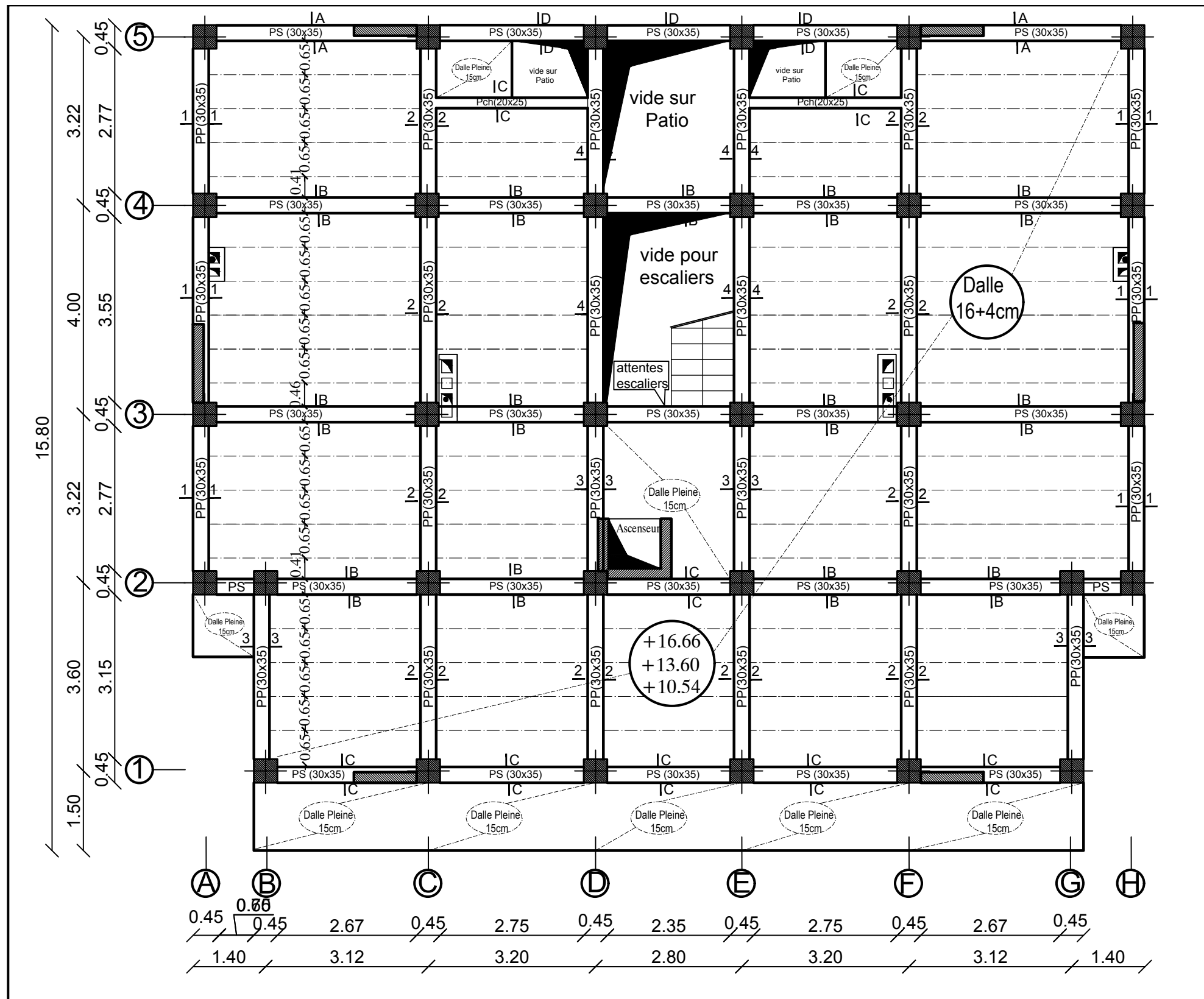
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :  
-M<sup>r</sup> ICHALLAENE Sofiane  
-M<sup>r</sup> SACI Mouloud

Titre :  
**PLAN DE COFFRAGE**

Echelle°:1/50  
Plan N°:04





**Zone: (II)**

—Poteaux: (45X45)

—Poutres principales: (30X35)

**PLAN DE COFFRAGE**

**NIV +10.54: +13.60 ET +16.66**

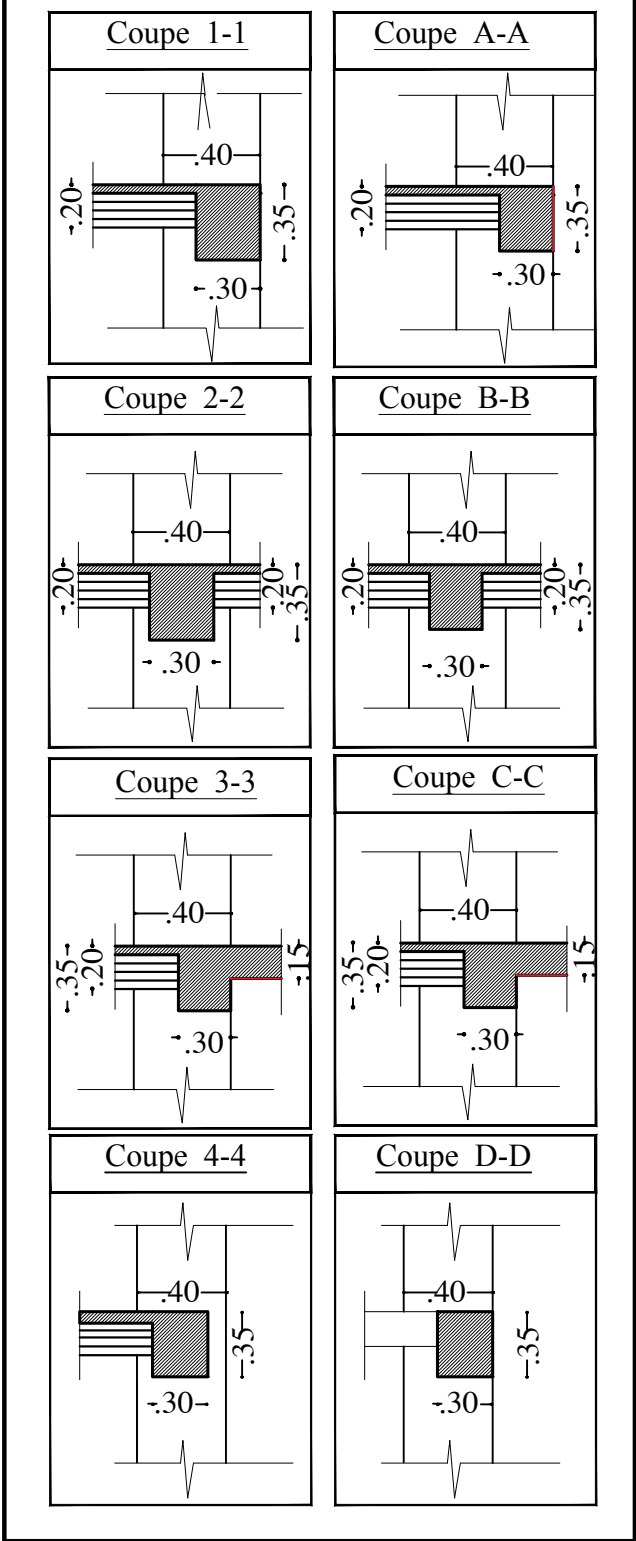
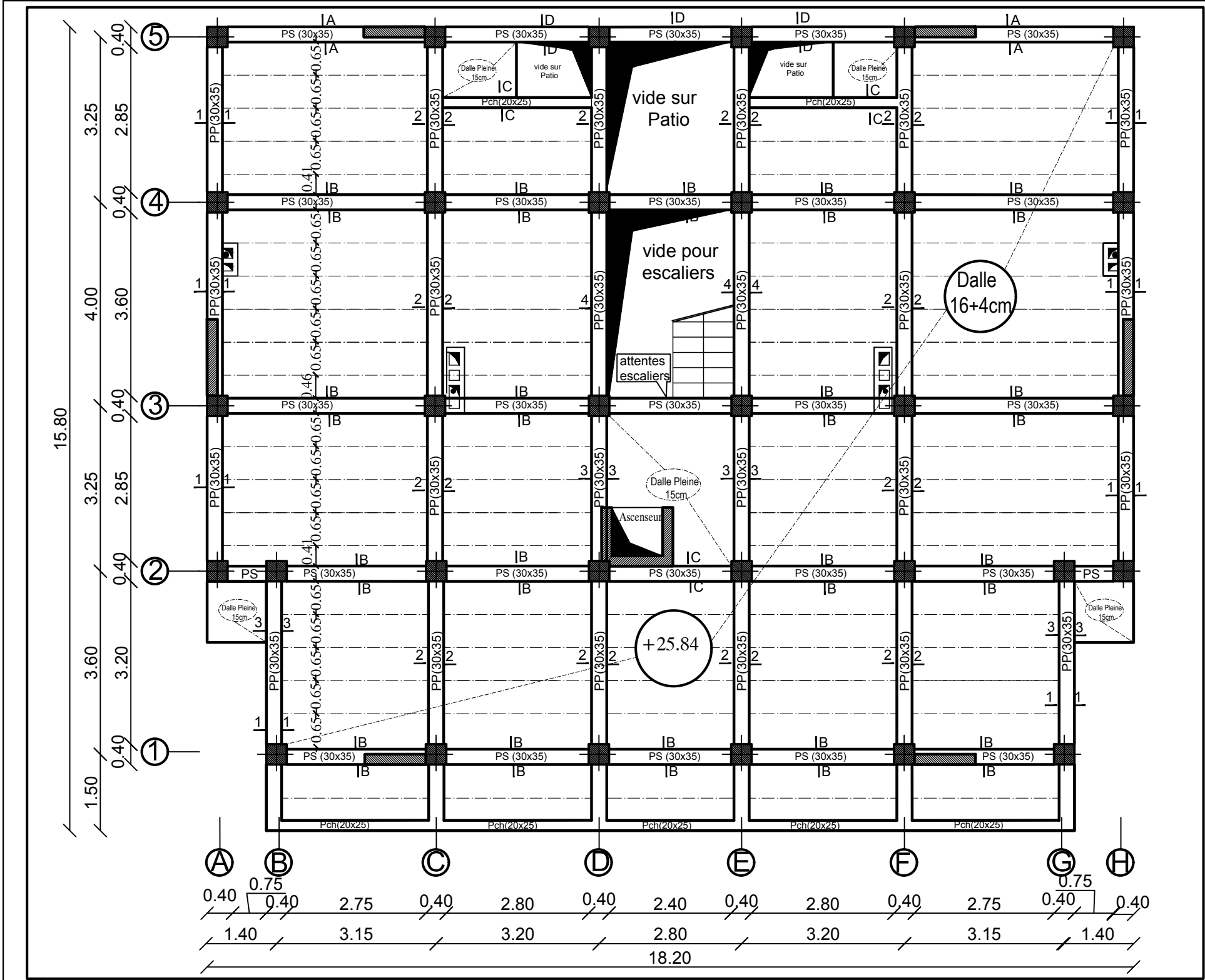
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :  
—M<sup>r</sup> ICHALLALENE Sofiane  
—M<sup>r</sup> SACI Mouloud

Titre :  
**PLAN DE COFFRAGE**

Echelle°: 1/50  
Plan N°: 05



Zone: (III)

-Poteaux: (40X40)

-Poutres principales:(30X35)

**PLAN DE COFFRAGE**

**NIV: +25.84**

(8<sup>eme</sup> ETAGE EN ATTIQUE )

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

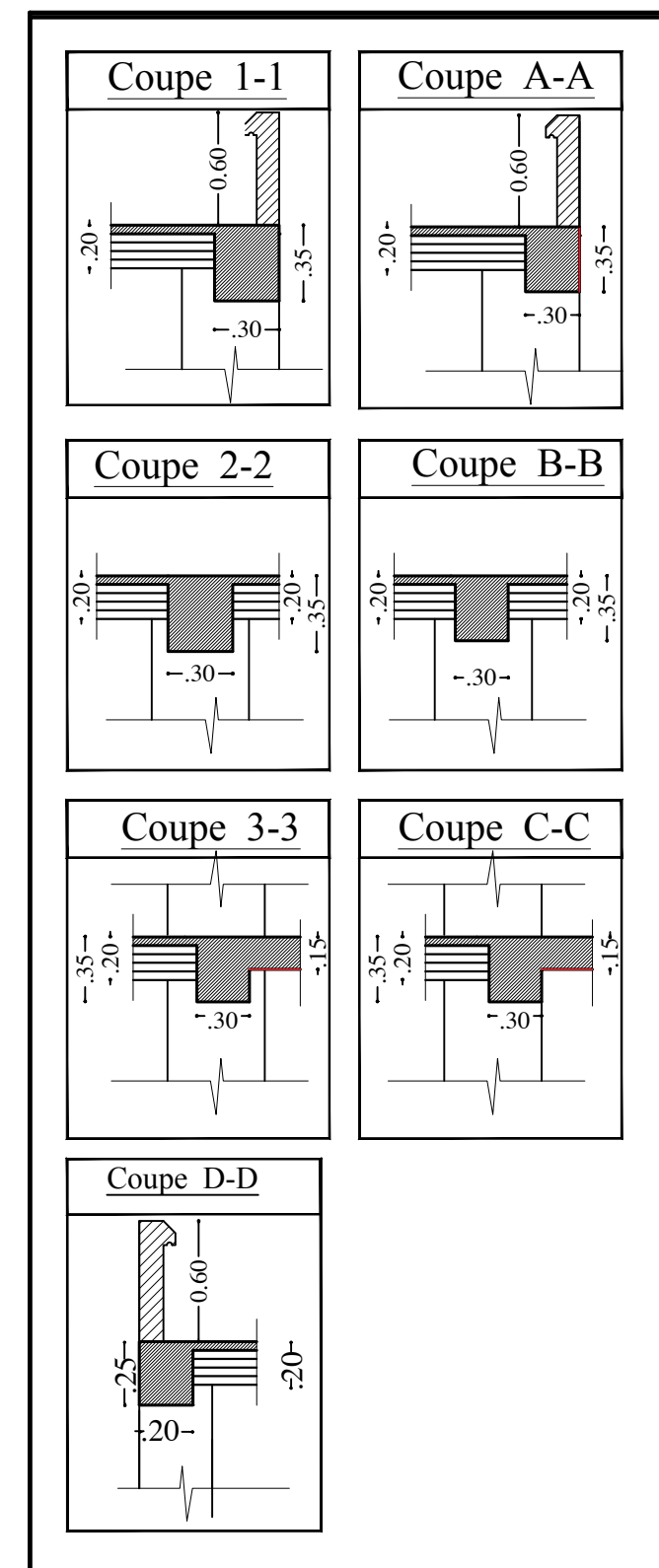
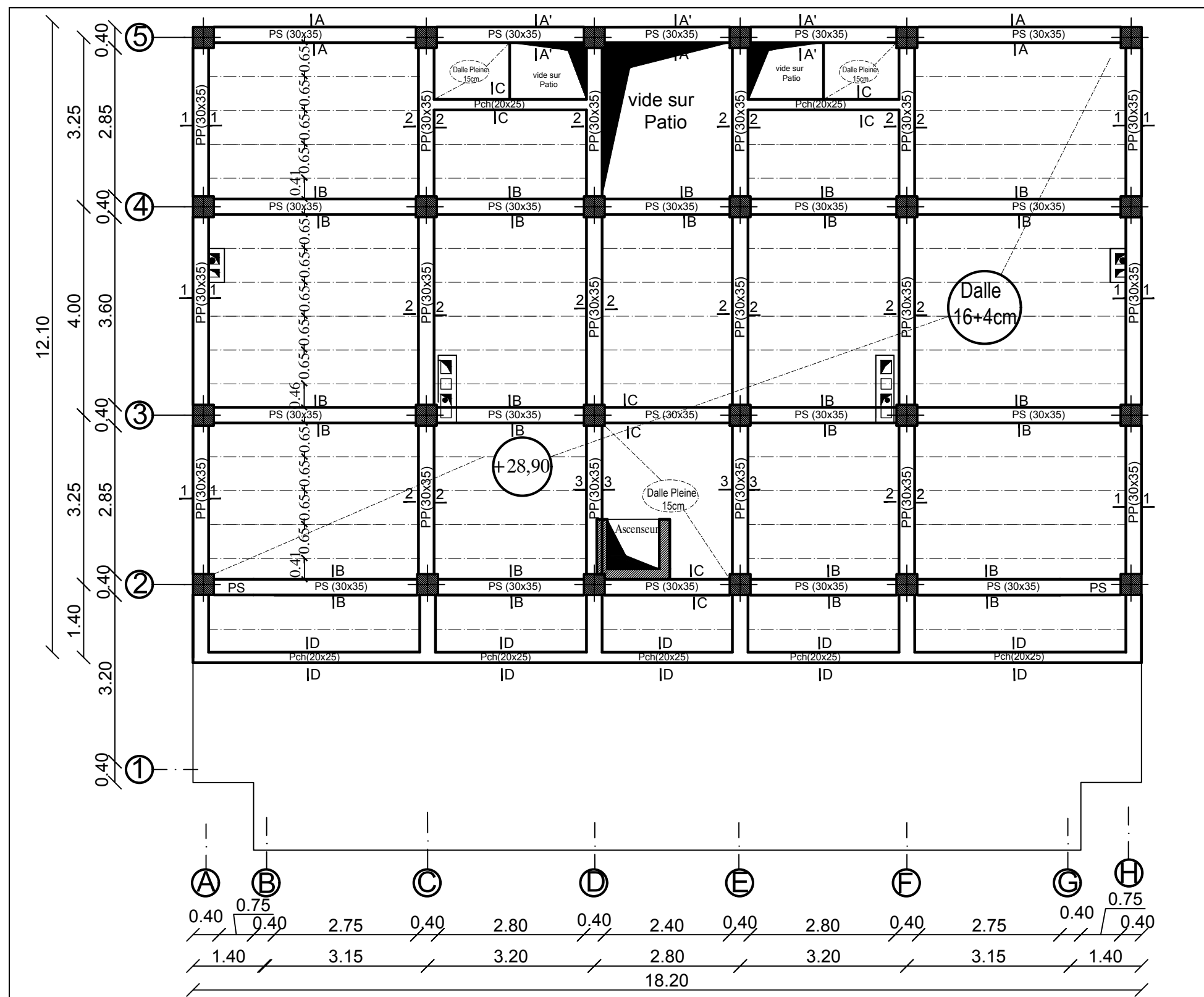
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>r</sup> ICHALLALENE Sofiane  
-M<sup>r</sup> SACI Mouloud

Titre :  
**PLAN DE COFFRAGE**

Echelle°:1/50

Plan N°:07



Zone: (III)  
Poteaux: (40X40)  
Poutres principales: (30X35)

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV : +28.90 (TERRASSE)**

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**  
Etudié par :  
-M<sup>r</sup> ICHALLALENE Sofiane  
-M<sup>r</sup> SACI Mouloud  
**Titre :**  
**PLAN DE COFFRAGE**  
Echelle°: 1/50  
Plan N°: 08

# *Introduction générale*

# INTRODUCTION GENERALE

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace . Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toutefois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage

Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)

Confort, esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

Souplesse d'utilisation

Durabilité

Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et Cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.



# **CHAPITRE I :**

**Description de l'ouvrage et caractéristiques  
mécaniques des matériaux.**

## INTRODUCTION

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

### 1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par un bureau d'architecture et d'urbanisme et sera implanté au centre-ville de la wilaya de TIZI OUZOU classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre projet comporte :

- Un RDC à usage commercial.
- Un étage à usage commercial.
- Des étages à usage d'habitation.
- Un étage en Attique.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

### 2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

**En plan :**

- Longueur totale :  **$L = 18,10 \text{ m}$**

- Largeur totale :  **$L = 14,40 \text{ m}$**

**En élévation :**

-Hauteur totale :  **$H_t = 27,84 \text{ m}$**

-Hauteur du RDC :  **$H_{rdc} = 4,48 \text{ m}$**

-Hauteur d'étage de service :  **$H_s = 3,00 \text{ m}$**

-Hauteur d'étage courant :  **$H_e = 3,06 \text{ m}$**



### 3. OSSATURE DU BATIMENT

Notre ouvrage dispose d'une ossature mixte :

- **Poteaux et poutres** assemblés entre eux pour former un système de portiques qui a pour fonction principale de reprendre les charges et les surcharges verticales et les transmettre aux fondations.
- Un ensemble de **voiles** disposés dans les deux directions (longitudinale et transversale) qui sont destinés à reprendre les charges horizontales essentiellement d'origine sismique et les charges verticales.

### 4. ELEMENTS DU BATIMENT

#### 4.1- Planchers

Les planchers sont des aires planes séparant les étages, ils supportent les charges et les surcharges.

Deux fonctions importantes sont alors assurées par les planchers :

- Fonction de résistance mécanique :

Les planchers sont supposés infiniment rigides (indéformables) dans leur plan horizontal, ils supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

- Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents niveaux de l'ouvrage.

Il existe deux types de planchers :

#### a) Planchers en corps creux

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

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

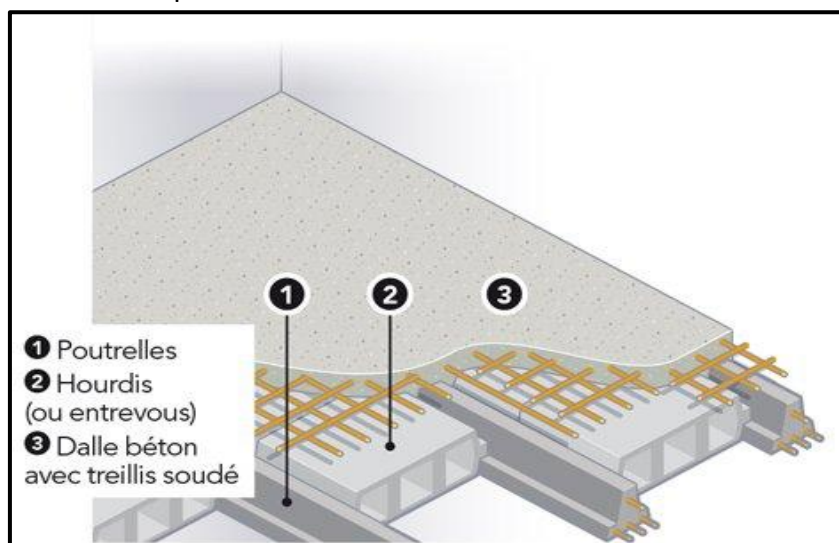


FIGURE I.1 : Plancher en corps creux

**b) Dalle pleine en béton armé**

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



FIGURE I.2 : dalle pleine en béton armé

**4.2- Maçonnerie**

- **Murs extérieurs**

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

- **Murs intérieurs**

Ils seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

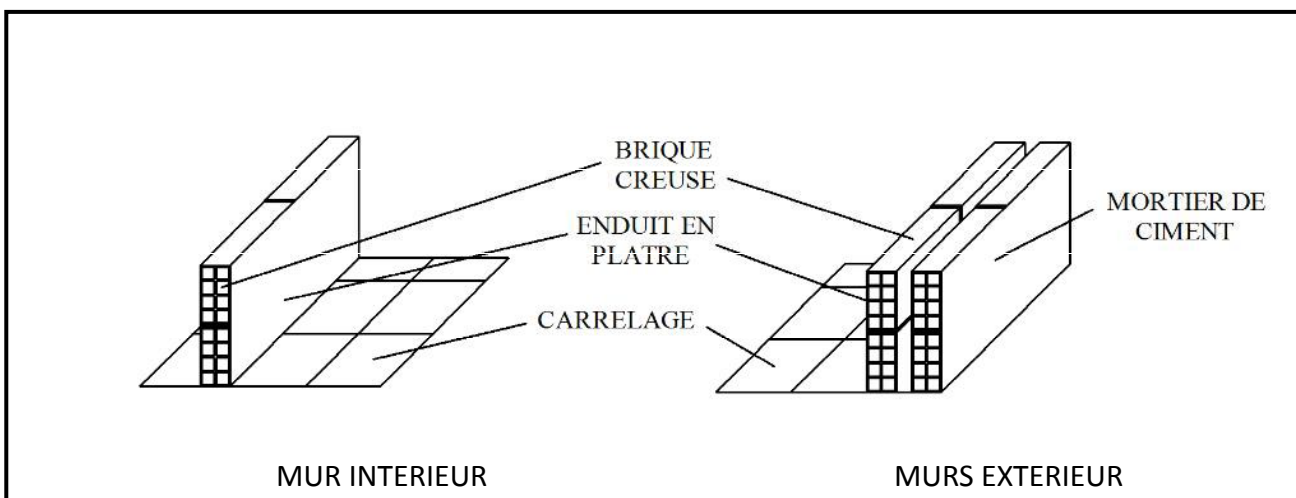


FIGURE I.3 : Murs intérieur et extérieur

### 4.3- Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre cas, on aura à calculer un escalier à deux volées pour les étages, et un escalier de trois volées pour le rez de chaussée coulé sur place.

La réalisation se fera en béton armé.

### 4.4- Cage d'ascenseur

La cage d'ascenseur est l'élément de l'ouvrage qui va contenir l'ascenseur qui est un dispositif de déplacement en hauteur, utilisé dans les immeubles à plusieurs étages.

Il permet le transport des personnes entre les différents niveaux du bâtiment sans avoir à passer par les escaliers ; sa réalisation se fera avec des voiles coulés sur place.

### 4.5- Revêtements

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds. Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

### 4.6- Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il permet de coller le relevé d'étanchéité et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

### 4.7- Fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol, d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

On distingue trois types de fondations : superficielles, semi profondes ainsi que profondes.

## 5. REGLEMENTATION

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles **BAEL 91 [modifié en 99]**, conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99 [modifié en 2003]** et le **DTR (BC22)** (charges et surcharges d'exploitation).

## 6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont utilisés, à savoir le béton et l'acier.

### 6.1- Le béton

Le béton est un matériau très utilisé dans les constructions du BTP (bâtiment, routes, ouvrages d'arts...). Son succès repose d'une part sur ses qualités de résistance à la compression mais également sur les méthodes de mise en œuvre qui permettent d'obtenir des formes variées (selon les coffrages) répondant ainsi aux exigences architecturales les plus diverses.

-Le béton qui sera mis en œuvre sera dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de CPJ 325 qui se caractérisera par une résistance à la compression de 25 MPa à 28 jours.  
Les quantités de matériaux pour un (01) m<sup>3</sup> se présentent comme suit :

- 400 L de sable.
- 800 L de gravier (8/15 et 15/25).
- 350 kg de CPJ 325.
- 175 L d'eau.

La résistance exigée qui est 25MPa est à la portée de toutes les entreprises moyennant un contrôle minimum des constituants et de malaxage.

### a) Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression, dans le cas courant âgé de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée «  $f_{cj}$  ».

Dans notre cas on fixe :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

D'après le **(BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)**, on admet la résistance  $f_{cj}$  suivante :

-Pour  $j < 28$  jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} ; \text{ Pour des } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} ; \text{ Pour des } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

-pour  $j > 28$  jours :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

### b) Résistance caractéristique à la traction **(BAEL91 modifié99, Art2-1-12)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

### c) Contrainte limite du béton

#### ➤ Les états limites

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de l'état limite :

### ▪ L'état limite ultime (E.L.U.)

Il correspond au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture des sections ductiles ou déformations plastiques successives et instabilité de forme, et la contrainte limite dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ (BAEL 91/ modifié 99, Art. A.4.3.41)}$$

Avec :

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ; pour  $\gamma_b = 1,5$ ,  $\theta = 1$  (situation courante)

$\sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$  ; pour  $\gamma_b = 1,15$ ,  $\theta = 0,85$  (situation accidentelle)

### ○ Diagramme contraintes-déformations du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure I.4 suivante :

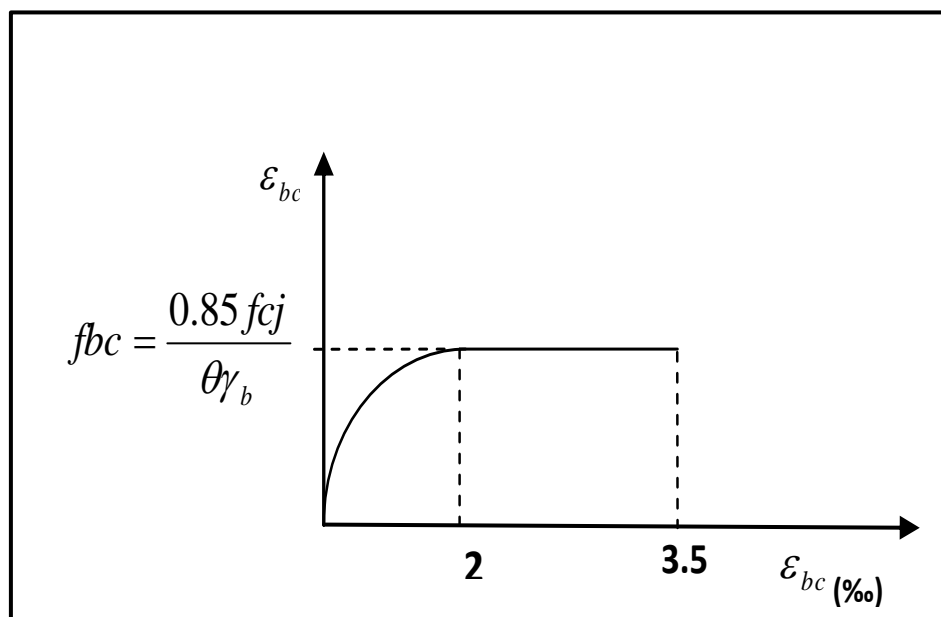


FIGURE I.4 : Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à **2‰** (état élastique).
- D'une partie rectangulaire (état plastique).

$$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5 \text{ ‰}$$

### ▪ État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà du quelles conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.5.2})$$

#### ○ Diagramme contraintes déformations du béton :

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire.

Comme le montre la figure suivante :

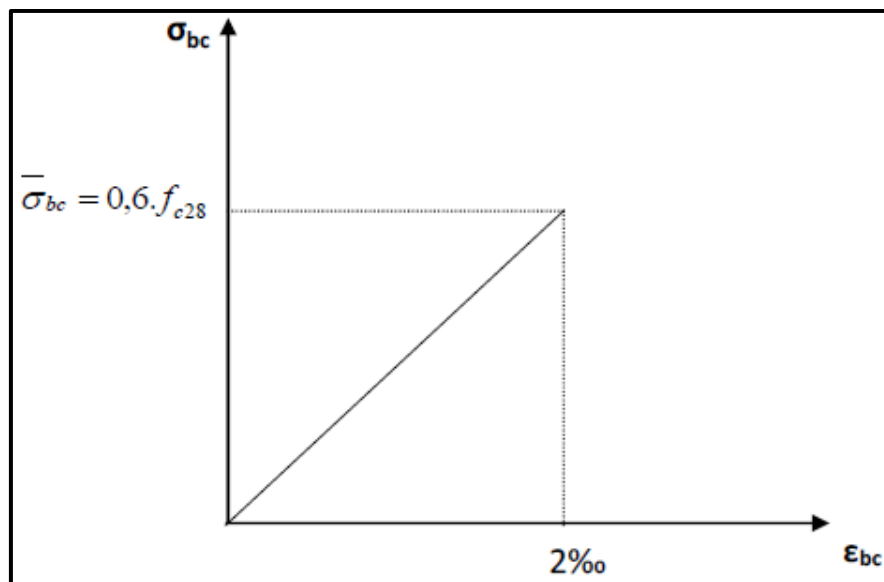


FIGURE I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS)

### ▪ Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante : (BAEL.91/ modifié99, Art. A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissurations peu nuisibles** :  $\overline{\tau}_u = \min (0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}),$
- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable** :  $\overline{\tau}_u = \min (0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}).$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

### ▪ Module d'élasticité du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

**Instantanée** :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (Chargement de courte durée), en (MPa)  
(BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 21)

**Différée** :  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (chargement de longue durée), en (MPa)  
(BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 22).

$f_{cj}$ : La résistance de béton a la compression à (j) jours.

À j=28jours  $\rightarrow E_{ij}=32164,2 \text{ MPa}$

$\rightarrow E_{vj}=10818,86 \text{ MPa}$

### ▪ Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \text{ (BAEL99/ modifié99, Art .A.2.1.3)}$$

Avec :

**E** : module de Young

$\nu$ : Coefficient de Poisson

### ▪ Coefficient de poisson :

Le coefficient de POISSON ( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\Delta D / D}{\Delta L / L} \text{ (BAEL91/ modifié99, A.2.1, 3)}$$

$\nu = 0,20$  pour le calcul des déformations. (ELS)

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations. (ELU)

## 6.2- Les aciers

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste très mal à la traction, c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction engendrés par le béton tendu.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence).

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :



Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ en [MPa]	Coef. de Fissuration	Coef. de scellement $[\psi]$
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 ( $\Phi < 6$ )	T.S	520	1,3	1

### a) Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (Mpa)} \text{ (BAEL91/ modifié99, A.2.2 ,1)}$$

### b) Contrainte limite dans les aciers (BAEL91/ modifié99, Art A.4.3.1) :

#### • Etat limite ultime

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL91/modifié99, Art A.2.1.2)}$$

Avec :

$\sigma_{st}$  : La contrainte d'acier a l'ELU.

**Fe**: Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1,15 \text{ Situation courante.} \quad \text{(BAEL91 modifié99, Art.4.3.2)}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ Situation accidentelle.}$$

#### ○ Diagramme contraintes-déformations :

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul ( $\sigma_s$ ) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\epsilon_s$ ) de l'acier définie par le diagramme suivant :



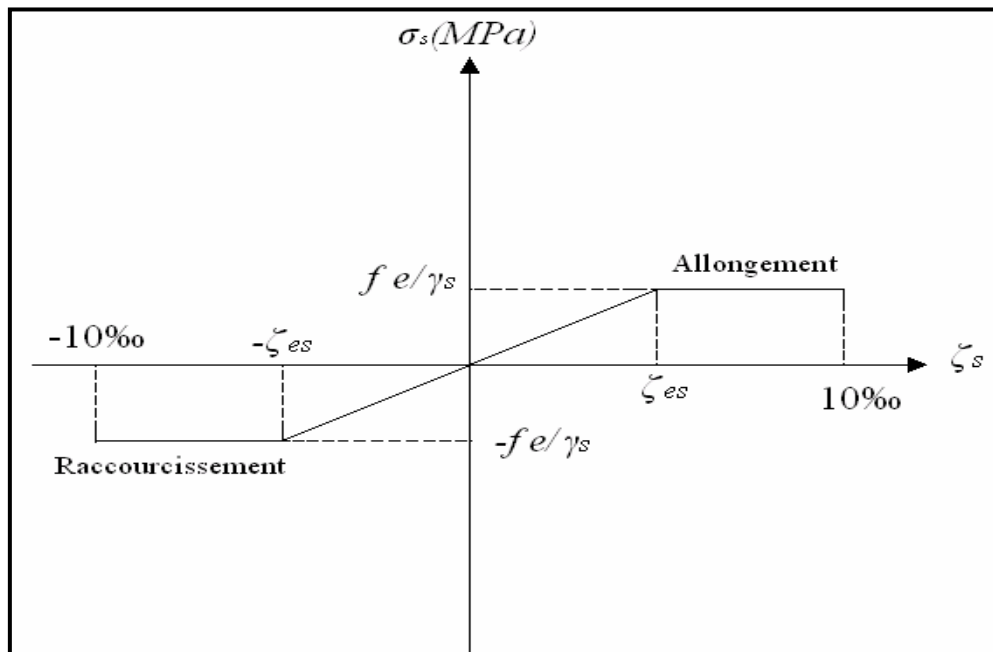


FIGURE I.6 : Diagramme contraintes – déformations

- **Etat limite de service :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

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

- **Fissuration peu préjudiciable :** (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.2)

Aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.3)

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

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

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta=1,3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi < 6\text{mm}$ ).

$\eta=1,6$  pour les aciers de moyenne adhérence ( $\phi > 6\text{mm}$ ).

- **Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.4)

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa}$$

**c) Protection d'armatures : (BAEL91modifié99, Art A. 7.2.4)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

-  $c \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

-  $c \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

-  $c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

## Conclusion

A ce niveau du travail, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, en respectant les règles du **(BAEL91/modifié99)**, et le Règlement Parasismique Algérien **(RPA99)**.



# **CHAPITRE II :**

**Pré-dimensionnement et descente des charges.**

## INTRODUCTION

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- ❖ **Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher et portiques.**
- ❖ **Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.**

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux d'un bâtiment est une étape primordiale dans un projet de génie civil et cette dernière se fait conformément aux prescriptions apportées au : **BAEL 91 modifié 99 et RPA99 version 2003.**

La descente des charges a pour but l'évaluation des actions permanentes et des actions variables que peut supporter chaque élément porteur afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

### 1. Pré-dimensionnement des éléments

#### 1.1- Les planchers

##### a) Plancher en corps creux

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Les corps creux seront posés sur des poutrelles, le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{\min(L_{Xmax}, L_{Ymax})}{22,5} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, Art B.6.8.424})$$

$L_{max}$ , étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré et  $h_t$  : la hauteur totale du plancher.

$$\text{On a: } \min \begin{cases} L_{Xmax} = 4,25m \\ L_{Ymax} = 4,00m \end{cases} \rightarrow \text{on prend } h_t \geq \frac{4,00}{22,5} = 16,67cm$$

On opte pour :  $h_t = 20cm$

On adoptera un plancher (16 + 4) en corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur pour tous les étages comme l'indique la figure ci-dessous :

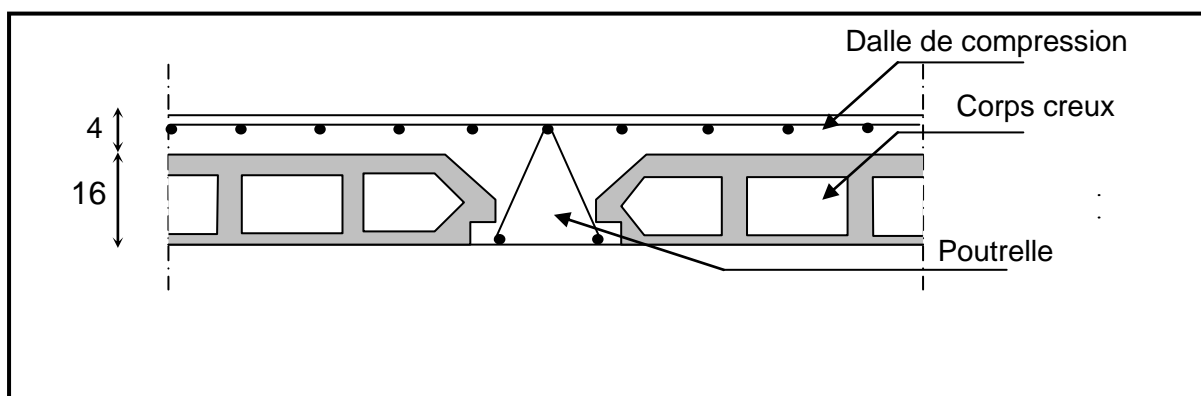


FIGURE II.7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

**b) Plancher dalle pleine**

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre. L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :

$$e > L/10$$

L : largeur du balcon = 1,40m

$$\Rightarrow e > \frac{1,40}{10} = 0,14\text{m} = 14\text{cm}$$

On prend : e=15cm.

**Tableau II.2 : Évaluation des charges permanentes de balcon.**

Matériau	Épaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Dalle en B A	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
			<b>G = 5,35 KN/ m<sup>2</sup></b>

**1.2- Les poutres**

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{cases} \quad \text{(BAEL91 modifié 99, Art 4.14)}$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur libre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre

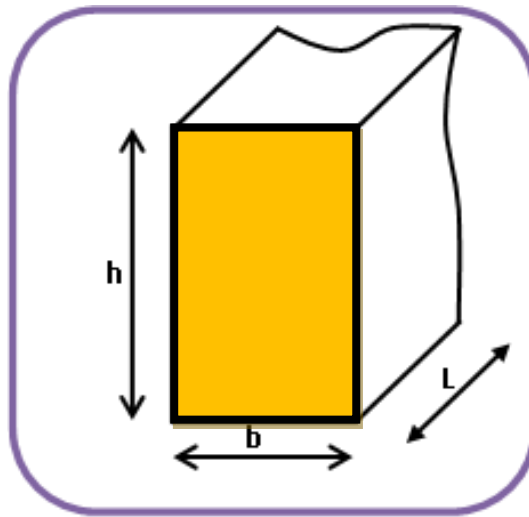


FIGURE II.8 : Dimensions d'une poutre

- **Poutres principales:** disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

- La hauteur de la poutre est :  $\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25\text{cm} \leq h_t \leq 37,5\text{cm}$

$$\text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm}$$

- La largeur de la poutre est :  $0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$ , on prend :  $b=30\text{cm}$

#### Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(Art 7.5 .1 du RPA99version2003):

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,17 < 4 \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

**Donc on adopte : PP (30x35) cm<sup>2</sup>**

**Poutres secondaires :** disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens longitudinal.

$$L_{max}^{\bullet} = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

$$\text{-La hauteur de la poutre est : } \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,67\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm},$$

$$\text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$\text{-La largeur de la poutre est : } 0,3(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ on prend : } b=30\text{cm}$$

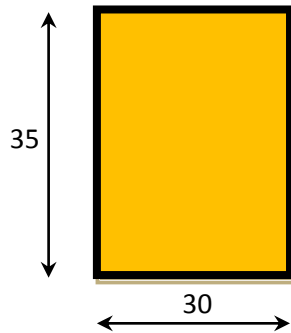
**Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99 version2003) :**

$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm} \Rightarrow$  Pour des raisons de sécurité on adopte  $b = 30 \text{ cm}$

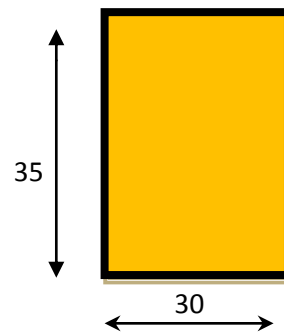
$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$  on adopte  $h_t = 30 \text{ cm}$

$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,17 < 4 \dots\dots\dots$  **condition Vérifiée.**

**Donc on adopte : PS (30x35)  $\text{cm}^2$**



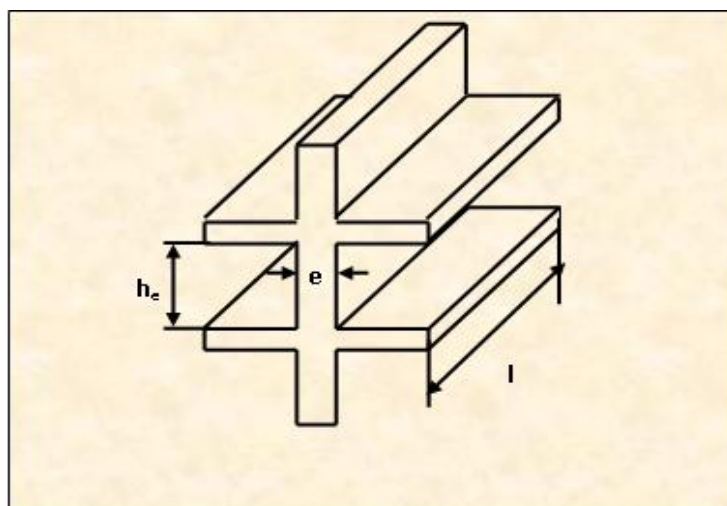
**FIGURE II. 9. a : Dimensions de la poutre principale**



**FIGURE II. 9. b : Dimensions de la poutre secondaire**

### 1.3- Les voiles

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par **(l'article 7.7.1 du RPA99/V2003)** ils 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 qu'ils transmettent aux fondations.



**FIGURE II.10 : Coupe de voile en élévation**



D'après le **RPA99version2003 Article7.7.1**  $\Rightarrow$  Les éléments satisfaisants la condition ( $L_{min} \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

$L_{min}$  : Longueur minimale du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

De plus l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15cm, et de conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

- **Forme U**  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{25}$
- **Forme T et L**  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22}$
- **Forme rectangulaire**  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$

-Dans notre cas :  $h_{etage} = 3,06 \text{ m}$

Et :  $h_{voile} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$  , épaisseur du plancher (16+4) = 20 cm

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_{voile}}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Donc on opte pour :  **$e = 20 \text{ cm}$** .

$$\text{-pour } h_{rdc} = 4,48 \text{ m} \Rightarrow h_{voile} = 448 - 20 = 428 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{h_{voile}}{20} = \frac{428}{20} = 21,4 \text{ cm}$$

Donc on opte pour :  **$e = 25 \text{ cm}$** .

$$\text{-pour } h_{service} = 3,00 \text{ m} \Rightarrow h_{voile} = 300 - 20 = 280 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{h_{voile}}{20} = \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$$

Donc on opte pour :  **$e = 20 \text{ cm}$** .

- **Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003(Art 7.7-1) :**

$$L_{min} \geq 4e$$

$$\text{- pour rdc : } 4e = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

$$\text{- pour étage service : } 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{- pour étage courante : } 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow * L_{min} \geq 4e \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$* e = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### 1.4- Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Leur pré-dimensionnement se fait à l'état limite ultime en compression simple, en supposant que le béton seul reprend l'effort normal.

Les sections des poteaux sont pré-dimensionnées en faisant la descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

- **Localisation du poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des portiques « f » et « 4 » comme le montre la figure ci-après.

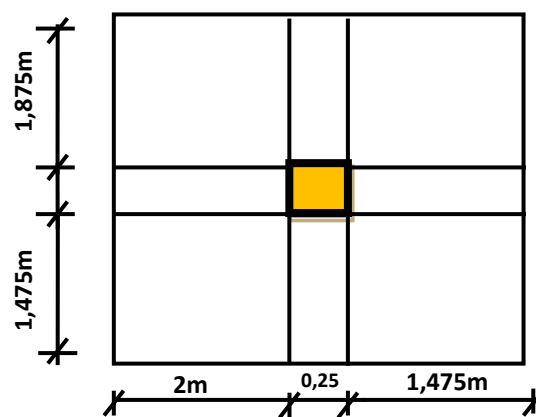


FIGURE II.11 : Poteau le plus sollicité

La surface reprise :

$$\begin{aligned}
 S &= S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\
 &= (1,875 \cdot 2) + (1,475 \cdot 2) + (1,875 \cdot 1,475) + (1,475 \cdot 1,475) \\
 &= 11,641 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

### 2- La descente de charges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

- **Principe de calcul :**

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

➤ **Les étapes de calcul :**

- ✓ On considère le poteau le plus sollicité.
- ✓ On calcule la surface revenante au poteau.
- ✓ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

➤ La formule générale :  $\frac{N_s}{S} \geq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow S \leq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

○ **Evaluation des charges et surcharges :**

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTR B.C.22**

### 2.1- Le plancher terrasse

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (Figure II.6)

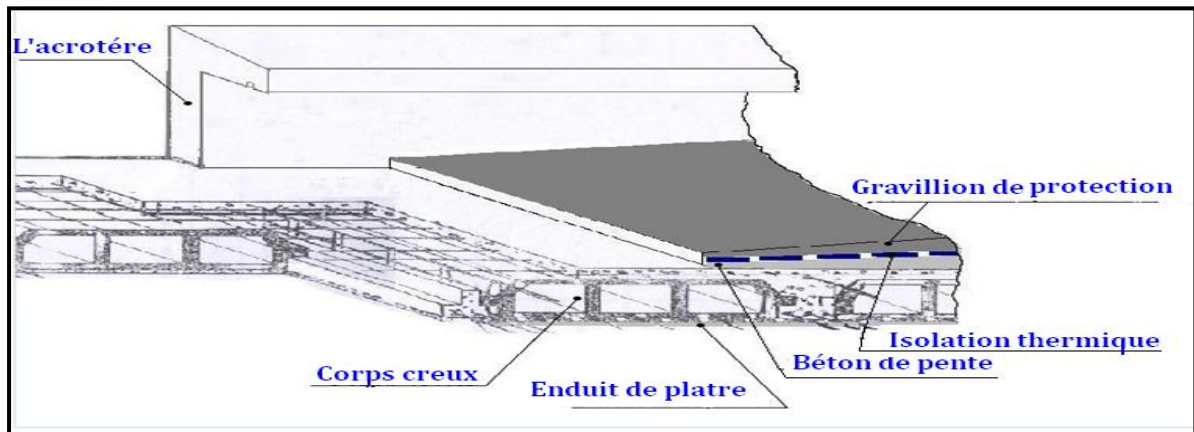


FIGURE II.12 : Plancher terrasse (corps creux)

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

Matériaux	Épaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	0,05	20	1
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Béton en Forme de pente 2%	0,7	22	1,54
Feuille de polyane (par vapeur)	0,01	1	0,01
Isolation liège	0,04	4	0,16
Plancher en corps creux (16+4)	0,20	/	2,8
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
			<b>G = 5,83 KN/m<sup>2</sup></b>

## 2.2- Les planchers des étages courants

### ○ Plancher en corps creux :

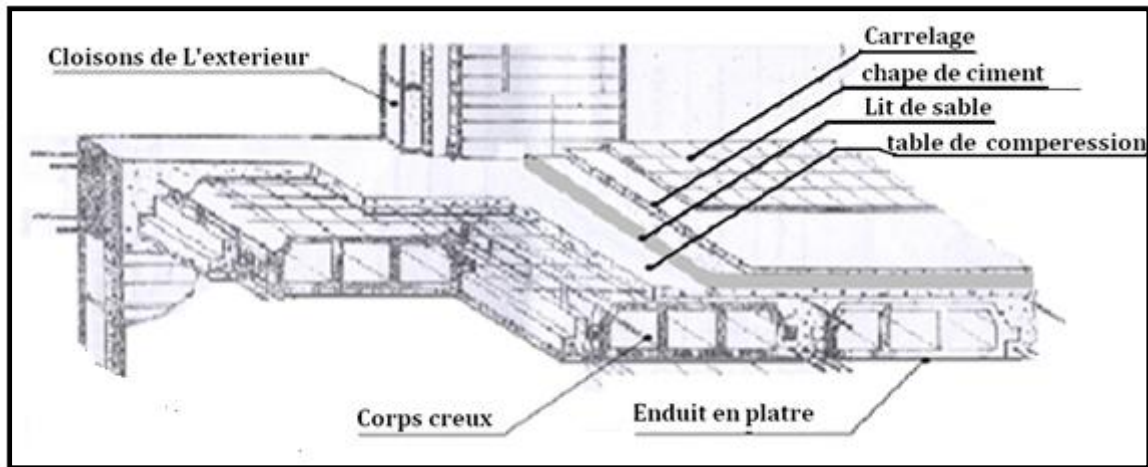


FIGURE II.13 : Composition du plancher d'étage courant

Tableau 4 : Charge permanente du plancher d'étage courant en corps creux

Matériaux	Épaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Dalle en corps creux	0,2	/	2,8
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Cloison intérieures	0,1+0,04	/	1,3
			<b>G=5,5 KN /m<sup>2</sup></b>

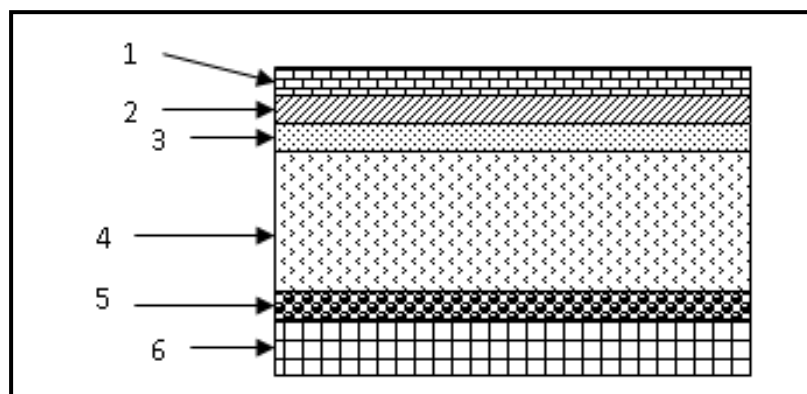


FIGURE II.14 : matériaux constituant du plancher étage courant en corps creux

### 2.3- Les cloisons extérieures

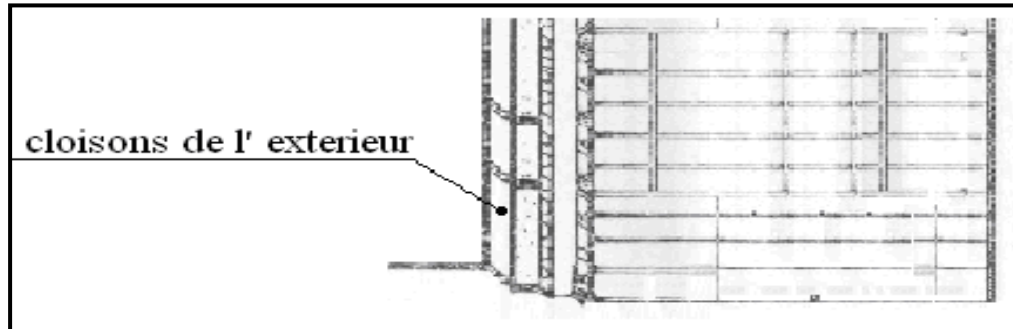


FIGURE II.15 : cloison mur extérieur

Tableau II .5 : charge permanente du mur extérieur

Matériau	Épaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier de ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,10	09	0,90
L'âme de l'aire	0,05	/	/
Maçonnerie	0,10	09	0,90
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			<b>G = 2,36 KN/ m<sup>2</sup></b>

### 2.4- Les cloisons intérieures :

Tableau II.6 : charge permanente du mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Brique creuse	0,10	09	0,90
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
			<b>G = 1,3 KN/ m<sup>2</sup></b>

## 2.5- Les voiles

Tableau II.7 : charge permanente des voiles

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )
Poids propre du voile	20	2500	500
Enduit en plâtre	2	1000	20
Enduit en ciment	3	1000	54
	<b>G = 5,74 KN/ m<sup>2</sup></b>		

- **Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

Tableau II.8 : différentes surcharges d'exploitations

Eléments	Surcharge Q KN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher rdc	2,5
Plancher d'étage de service	2,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ Pour } n > 5$$

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i

$n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas.

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

### Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse :  $Q_0 = 11,641 \text{ KN}$

7<sup>ème</sup> :  $Q_0 + Q_1 = 29,102 \text{ KN}$

6<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 44,82 \text{ KN}$

5<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 58,78 \text{ KN}$

4<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 71,01 \text{ KN}$

3<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 81,48 \text{ KN}$

2<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 90,21 \text{ KN}$

1<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 98,91 \text{ KN}$

RDC :  $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 107,61 \text{ KN}$

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

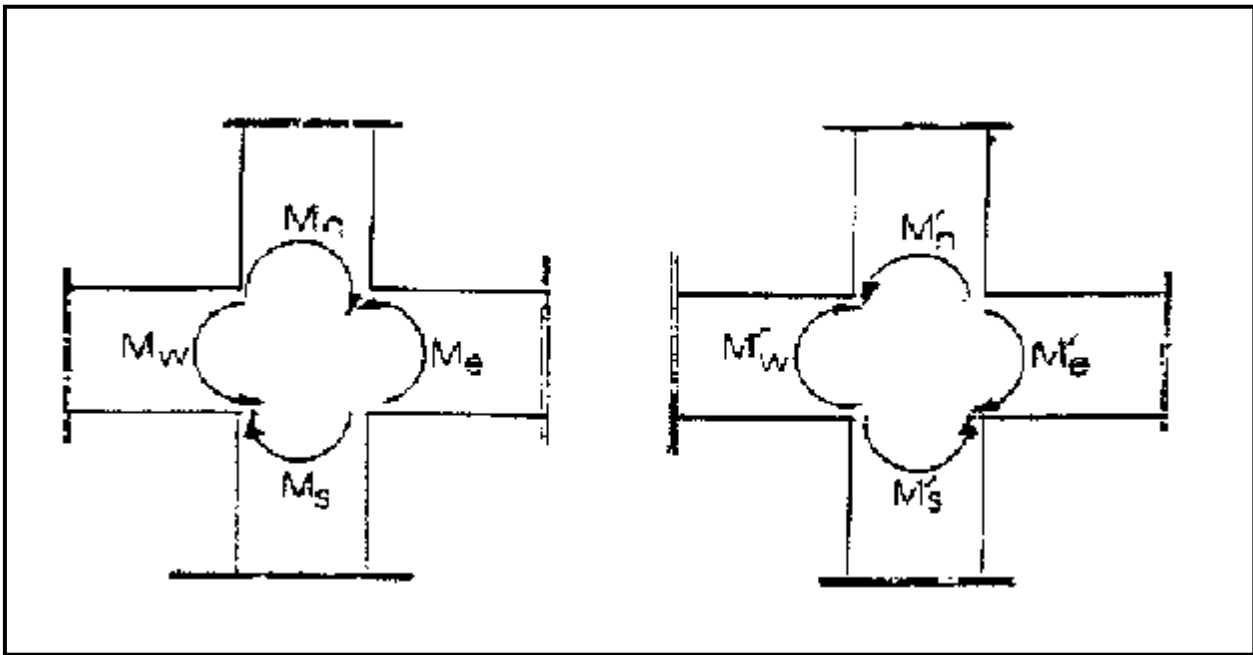
Tableau II.10 : Calcul de la descente des charges :

Niveaux	G[KN]					Q[KN]		N[KN]	S[cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des Planchers	Poids des Poteaux	Poids des Poutres	G	G cumulé	Q	Q cumulé	Ns=Gc+Qc	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
Terrasse	67,87	/	17,914	85,78	85,78	11,641	11,641	97,421	64,947	35x35
07	64,03	4,78	17,914	86,62	172,4	17,461	29,102	201,502	134,33	35x35
06	64,03	4,78	17,914	86,62	259,02	17,461	46,563	305,583	203,722	35x35
05	64,03	4,78	17,914	86,62	345,64	17,461	64,024	409,664	273,11	40x40
04	64,03	4,78	17,914	86,62	432,26	17,461	81,485	513,745	342,50	40x40
03	64,03	4,78	17,914	86,62	518,88	17,461	98,946	617,826	411,448	40x40
02	64,03	4,78	17,914	86,62	605,5	17,461	116,407	721,907	481,271	45x45
01	64,03	4,69	17,914	86,63	692,13	17,461	133,868	825,998	550,665	45x45
RDC	64,03	7	17,914	88,94	781,07	17,461	151,329	932,399	621,60	45x45



- **Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants :**

Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.



**FIGURE II.16 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau**

On a :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|) \dots\dots\dots \text{RPA99 version 2003(Art 7.6.2)}$$

Avec : **Mn et Ms** : moments fléchissants résistants dans les poteaux

**Mw et Me** : moments fléchissant dans les poutres

Et :

Comme on ne connaît pas le moment on peut l'approcher par :

$$\sigma = \frac{Mv}{I} \quad \text{donc :} \quad M = \frac{\sigma \cdot I}{v}$$

$$\frac{\sigma \cdot I_{pot}}{v} + \frac{\sigma \cdot I_{pot}}{v} \geq 1.25 \left( \frac{\sigma \cdot I_{poutre}}{v} + \frac{\sigma \cdot I_{poutre}}{v} \right)$$

$$I_{pot} \geq 1.25 \cdot I_{poutre}$$

- **Poutres principales (30x35) :**

$$I_{poutre} = (0.30 \times 0.35^3)/12 = 1,07 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Et : } I_{pot} = \frac{a^4}{12} \geq 1.25 I_{poutre} = 1,25(1,07.10^{-3}) = 1,33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt[4]{12 \times 1,33.10^{-3}} = 0,355\text{m} \text{ on prend : } a = 36 \text{ cm}$$

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

**Tableau II.11 : les sections des poteaux adoptées**

Etages	Section en m <sup>2</sup>
RDC ,1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	<b>45x45</b>
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	<b>40x40</b>
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	<b>35x35</b>

**Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux **(RPA99version2003 /A.7.4.1)**

**a).** Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm en zone **Ila**.

**b).** Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥  $\frac{h_e}{20}$

**c).**  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

- **Poteaux des étages courants (6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>) : poteau (35x35)**

**a)** min(35,35) ≥ 25cm .....vérifiée

**b)** min(35,35) ≥  $\frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ .....vérifiée

**c)**  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 < 4$  .....vérifiée

- **Poteaux des étages courants (3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>) : poteau (40x40)**

a)  $\min(40,40) \geq 25\text{cm}$ .....vérifiée

b)  $\min(40,40) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ .....vérifiée

c)  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$ .....vérifiée

- **Poteaux RDC : poteau (45x45)**

a)  $\min(45,45) \geq 25\text{cm}$ .....vérifiée

b)  $\min(45,45) \geq \frac{448}{20} = 22,4 \text{ cm}$ .....vérifiée

c)  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$  .....vérifiée

- **Poteaux 1<sup>ère</sup> étage(étage de service): poteau (45x45)**

a)  $\min(45,45) \geq 25\text{cm}$ .....vérifiée

b)  $\min(45,45) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$ .....vérifiée

c)  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$  .....vérifiée

- **Poteaux 2<sup>ème</sup> étage: poteau (45x45)**

a)  $\min(45,45) \geq 25\text{cm}$ .....vérifiée

b)  $\min(45,45) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ .....vérifiée

c)  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$ .....vérifiée

## CONCLUSION

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

Mais ça reste a vérifié après modélisation.

**Vérification de la résistance des poteaux au flambement : (BAEL91 modifié 99 Art B.8.4.1)**

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

Pour qu'il n'y ait pas de flambement il faut que l'élancement «  $\lambda$  » soit  $\leq 50$

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

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement, qui égale à  $L_f = 0,7 L_0$

$L_0$  : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

$i$  : rayon de giration,  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  avec :

$I$  : moment d'inertie du poteau,  $I = \frac{bh^3}{12}$  (section rectangulaire)

$A$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{3.46}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0 3.46}{h} = \frac{2.422 L_0}{h}$$

- **Poteaux RDC de section (45x45) :**

$$\lambda = \frac{2.422 \cdot 4.48}{0.45} = 24.112 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Poteaux étage de service de section (45x45) :**

$$\lambda = \frac{2.422 \cdot 3.00}{0.45} = 16.146 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Poteaux étage courante de section (45x45) :**

$$\lambda = \frac{2.422 \cdot 3.06}{0.45} = 16.46 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Poteaux étage courante de section (40x40) :**

$$\lambda = \frac{2.422 \cdot 3.06}{0.4} = 18.52 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Poteaux étage courante de section (35x35) :**

$$\lambda = \frac{2.422 \cdot 3.06}{0.35} = 21.17 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## 2.6- Les escaliers

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou l'ascenseur. L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires qui permettant d'accéder à un étage et de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite celui de notre projet.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

**g** : giron.

- **h** : hauteur de la contre marche
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse
- **H** : hauteur de la volée
- **L** : longueur de la paillasse

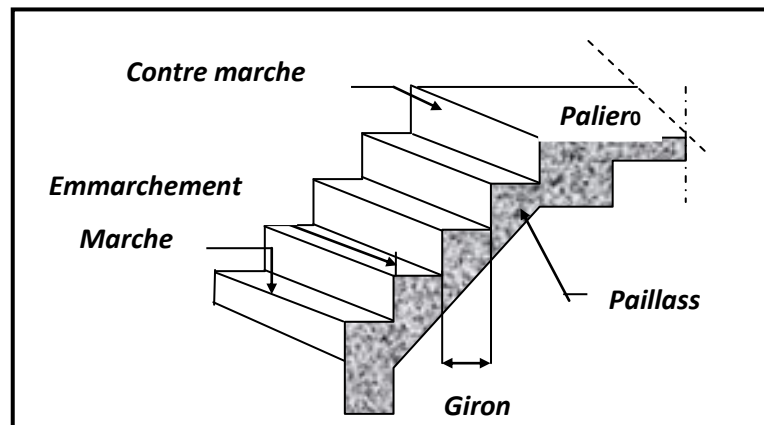


FIGURE II.17 : Escalier d'étage

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

On a aussi :  $16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm}$

Adoptons : **h=17 cm**

Donc : **g=30cm**

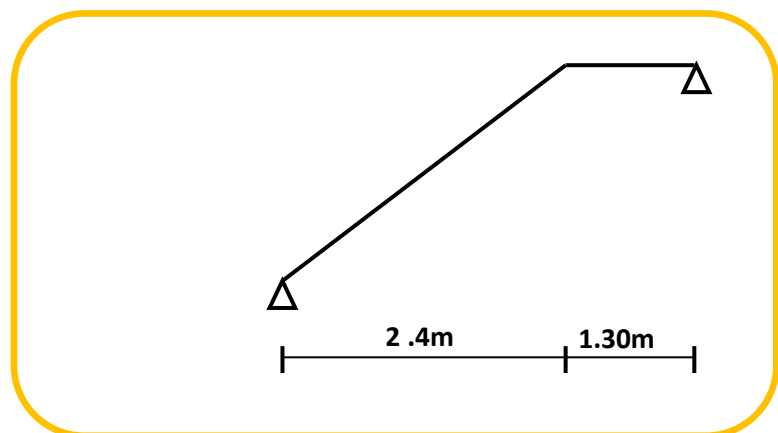


FIGURE II.18 : Schéma statique

Dans notre cas : étage courant  $H = 3.06\text{m}$ .

- Nombre de contre marches pour le étage courante :

- $n = \frac{306}{17} = 18$  Soit 9 marches et 9 contre marches par volée.

On a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée :

$$h_{\text{volée}} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$$

- ✓ L'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

- ✓ La longueur de la ligne de foulée :  $l = g(n-1) = 240 \text{ cm}$

- ✓ La longueur de la paillasse est égale à :  $l' = \frac{1,53}{\sin \alpha} = 2,85 \text{ m}$

- ✓ L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20}$$

Avec :  $L = l' + 1.3\text{m}$  (1.3m est la largeur du palier)

$$= 2,85 + 1,3$$

$$= 4,15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{415}{30} < e_p < \frac{415}{20} \Rightarrow 13,83 \text{ cm} < e_p < 20,75 \text{ cm}$$

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

- Descente de charges pour les escaliers :

➤ **Volée :**

**Tableau II.12 : charge permanente de la volée d'escalier**

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Couche de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	18	0,44
Marches	0,085	25	2,125
Paillasse dalle en béton armé	$\frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{0,2}{\cos 32,52} = 0,237$	25	5,93
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Garde-corps	/	/	0,2
			<b>G = 9,82 KN/ m<sup>2</sup></b>

## ➤ Palier :

Tableau II.13 : charge permanente du palier d'escalier

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	22	0,44
PALIER	0,2	25	5
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	<b>G = 6,4 KN/ m<sup>2</sup></b>		

**2.7- L'Acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :  $G = \rho \times S$

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

$\rho$  : Le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$$S = \sum_{i=1}^{n=4} S_i = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = (0,6 \times 0,1) = 0,06 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0,07 \times 0,1) = 0,007 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} = 0,0015 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } G = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La charge d'exploitation: } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

# **CHAPITRE III :**

**Calcul des éléments secondaires**



## INTRODUCTION

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui sont : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleines.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA (version 2003)**.

### 1. L'ACROTERE

#### Introduction

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, de plus il forme un barrage pour les eaux pluviales et les empêche de s'écouler des bords de cette dernière.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

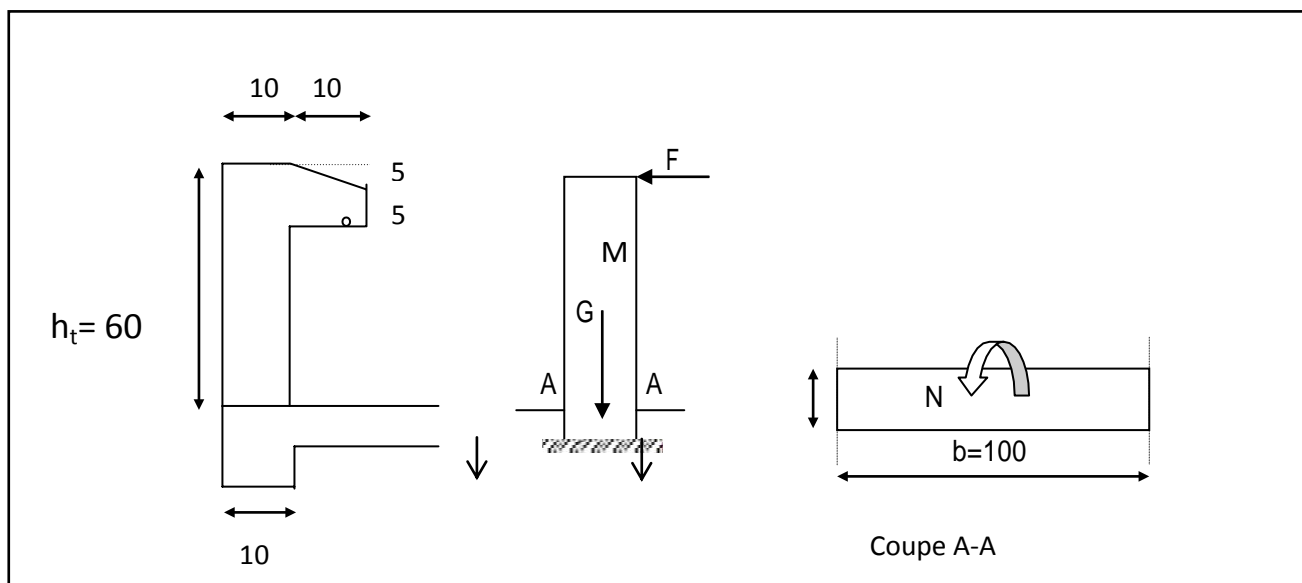


FIGURE III.19: Coupe de l'acrotère.

#### 1.1- Calcul des sollicitations

##### 1.1.1- Le chargement :

Poids propre:  $G = \rho \times S$ .

Avec :

$\rho$  : masse volumique du béton,  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$S$  : section longitudinale de l'acrotère

$$G = [ (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) + (0,1 \times 0,05) / 2 ] \times 25$$

$$G = 1,69 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

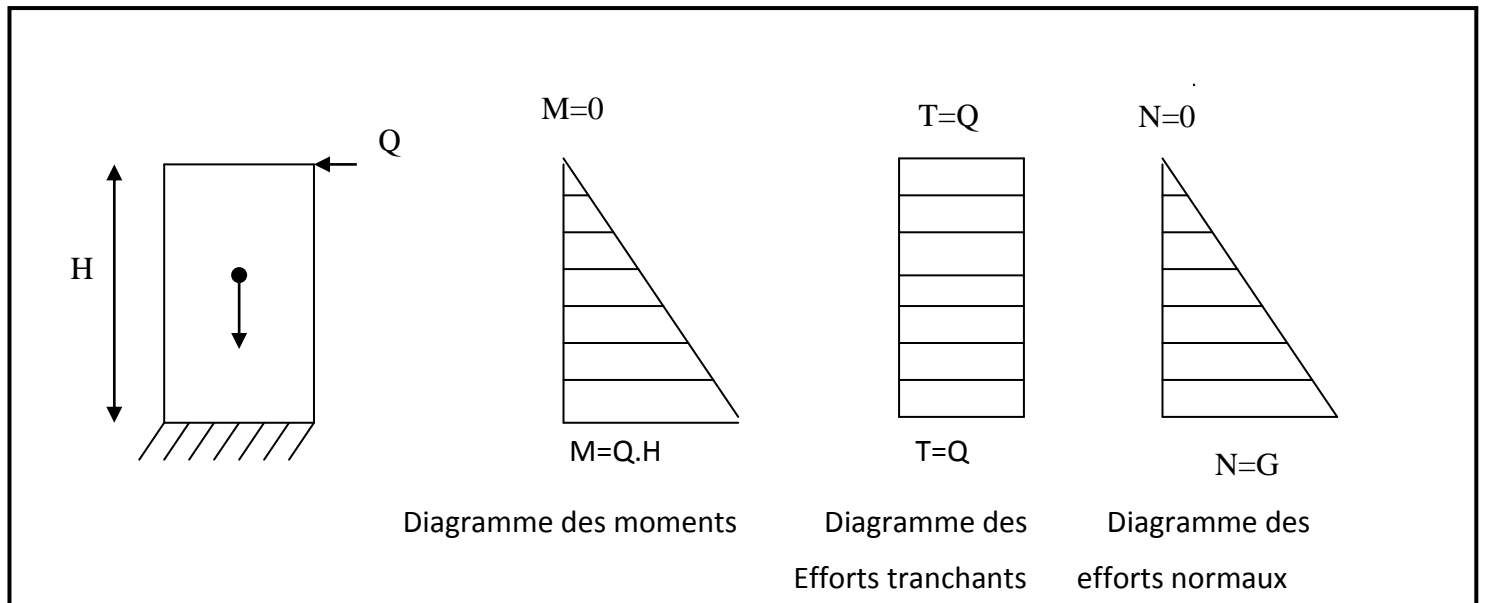


FIGURE III.20 : Schéma statique et diagramme des sollicitations.

**1.1.2- Les sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre :  $N=G \times 1\text{m} = 1,69 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T=Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à Q pour une bande de 1m :  $M=Q \times H \times 1\text{m} = 0,6 \text{ KN.m.}$  avec  $H=0,6\text{m}$

**1.2- Les combinaisons de charges****❖ A l'ELU :**

-Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

-Moment de flexion :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

**❖ A l'ELS:**

-Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,69 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

$$T_u = T = 1,5 \text{ KN}$$

-Moment de flexion :

$$M_s = M = 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

### 1.3- Ferrailage de l'acrotère

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

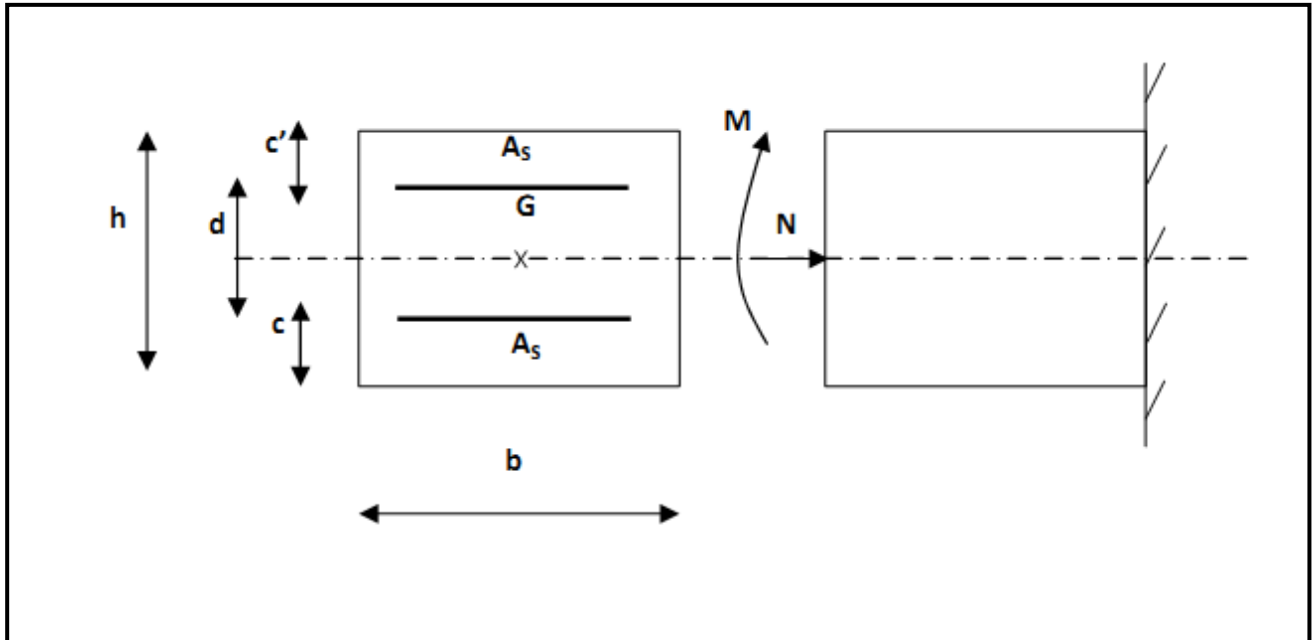


FIGURE III.21 : Section rectangulaire soumise à la flexion

Avec :

**h** : épaisseur de la section = 10 cm

**c** : enrobage = 3 cm

**d** = h - c : hauteur utile = 10 - 3 = 7 cm

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

### 1.4- Calcul à l'ELU

#### a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,28} = 0,3947 \text{ m} = 39,47 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

**b) Etape fictive : (flexion simple)**

$$M_f = N_u (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,28 (0,3947 + \frac{0,1}{2} - 0,03) = 0,945 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,945 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,945 \times 10^2}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,391 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée :**

- La section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_r = 0,391 - \frac{2,28}{348 \times 10^{-1}} = 0,325 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_r = 0,325 \text{ cm}^2$$

**1.5- Vérifications à l'ELU****✓ Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)**

$$A_r \geq A_{\min}$$

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

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right)$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,325 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :  $A_{\min}$  pour le ferrailage

$$A = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Soit **A<sub>adopté</sub> = 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :  $\tau \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}; \quad V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant à l'ELU}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art A.6.1.3/ BAEL 91)**

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux. Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,04} = 0,237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$ : somme des périmètres des barres.  $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm.}$

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

✓ **Espacement des barres : (Art A.4.5,33/ BAEL 91 modifié 99)**

-Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$  Soit  **$S_t = 25 \text{ cm.}$**

-Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$  Soit  **$S_t = 25 \text{ cm.}$**

**e) Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 253,9 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad l_s = 30 \text{ cm}$$

**1.6- Vérifications à l'ELS**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ F_e E400 \\ \eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

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

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

Valeur de  $\beta_1$  :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 7} = 0,45 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta_1 = 0,898 \longrightarrow k_1 = 34,02$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0,6 \times 10^2}{0,898 \times 7 \times 3,14} = 30,4 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s : \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{30,4}{34,02} = 0,894 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,894MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le Ferrailage adopté est :

Armatures principales : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm**  
 Armatures de répartition : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm**

**- Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 / RPA 99) :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale  $F_p$ .

Si l'action de la main courante  $Q$  est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire :  $F_p = 4A C_p w_p$

Avec :

**A**: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :  $A = 0,15$  (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2)

**C<sub>p</sub>** : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires : **C<sub>p</sub> = 0,3**

**w<sub>p</sub>** : poids de l'élément :  $w_p = G = 1,69kN/ml$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,69 = 0,304 KN/ml < Q = 1 kN/ml$ .

→ Pas de calculs supplémentaires à faire

**Conclusion**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

Toute fois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

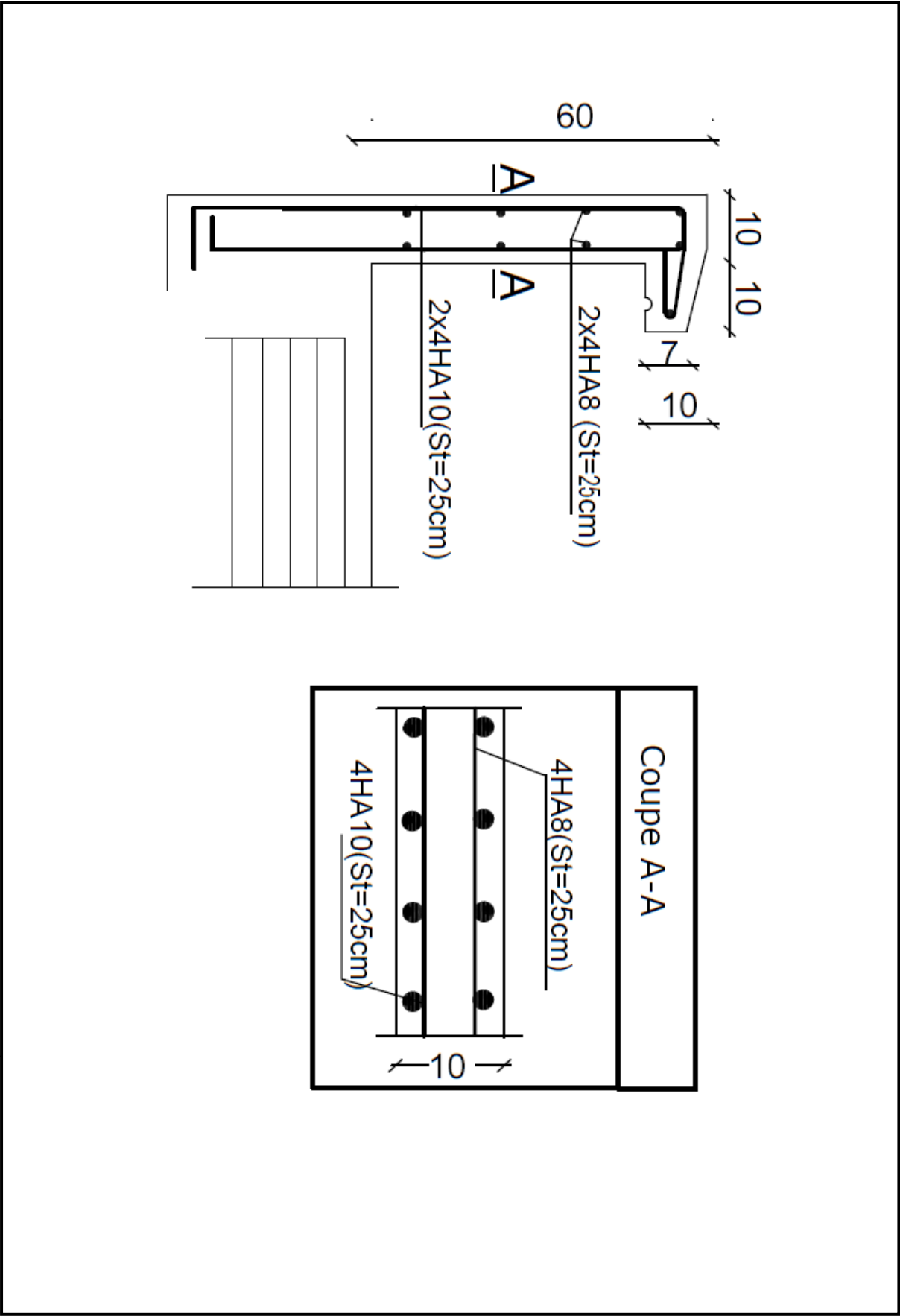


FIGURE III 22. Ferrailage de l'acrotère

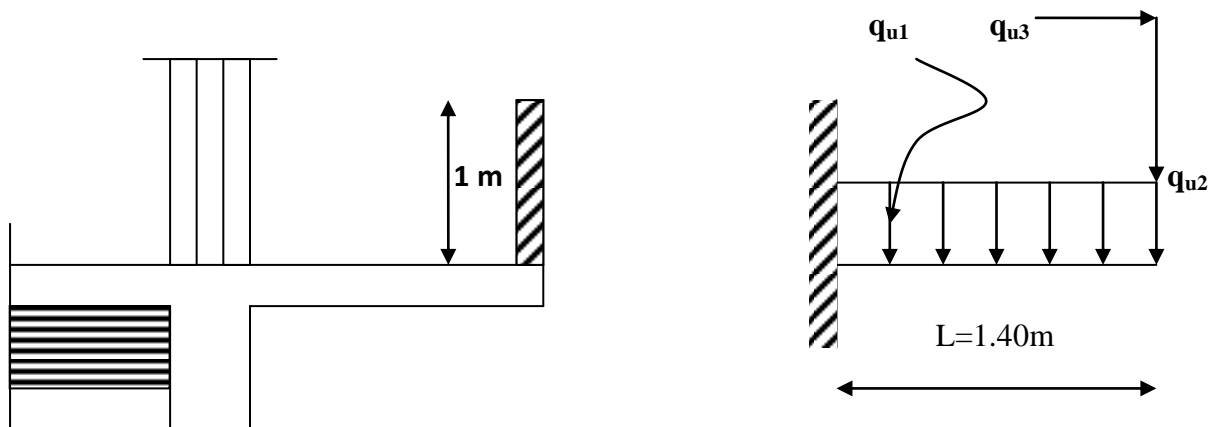


## 2. LES BALCONS

### Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée à la poutre porteuse. Nous faisons le calcul pour une bande de 1m de largeur d'un élément de console soumis à la flexion simple en négligeant l'effort normal qui est dû à la main courante.

Dans notre structure, les balcons sont constitués de dalles pleines, leurs épaisseurs est déterminée par la condition de la résistance à la flexion (déjà calculée au chapitre 2) →  $e_p = 15\text{cm}$



#### 2.1- Charges et surcharges

Charge permanente :  $G = 5,35 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge due à la main courante :  $F = 1 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde corps de  $H=1\text{m}$  de hauteur:  $G' = [(0.9) + (0.2 \times 2)] \times 1\text{m} = 1,30 \text{ KN/m}^2$

#### 2.2- Combinaisons de charges

a) ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

- Pour la dalle :

$$q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5) = 12,47 \text{ KN/ml.}$$

- Le mur :

$$q_{u2} = 1,35 \times 1,3 = 1,755 \text{ KN/ml.}$$

- La main courante :

$$q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

D'où :

$$T_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

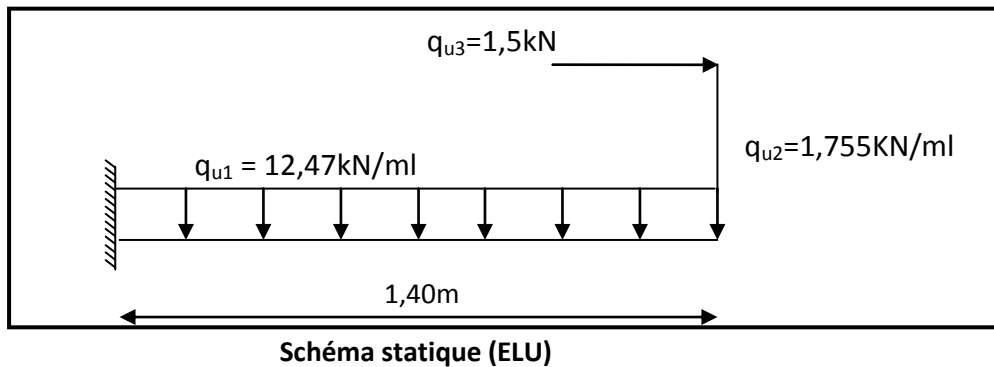
$$= 12,47 \times 1,4 + 1,755$$

$$= 19,213 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_{u1} L^2}{2} + q_{u2} \times L + q_{u3} \times H$$

$$= \frac{12,47 \times 1,4^2}{2} + 1,755 \times 1,4 + 1,5 \times 1$$

$$M_u = 16,17 \text{ KN.m}$$



**b) ELS :**

$$q_s = G + Q$$

- Pour la dalle :

$$q_{s1} = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ kN/ml.}$$

- Le mur :

$$q_{s2} = 1,3 \text{ kN/ml.}$$

- La main courante :

$$q_{s3} = 1 \text{ kN/ml}$$

D'où :

$$T_s = q_s \times L + q_{s2}$$

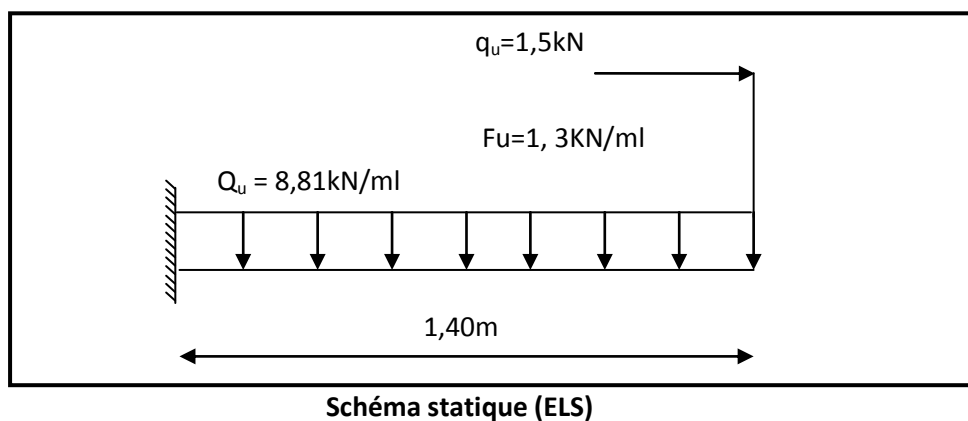
$$= 8,85 \times 1,4 + 1,3$$

$$T_s = 13,69 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{Q_s L^2}{2} + q_{s2} \times L + q_{s2} \times H$$

$$= \frac{8,85 \times 1,4^2}{2} + 1,3 \times 1,4 + 1$$

$$M_s = 11,49 \text{ KN.m}$$



### 2.3- Ferrailage

#### a) Caractéristiques géométriques de la section :

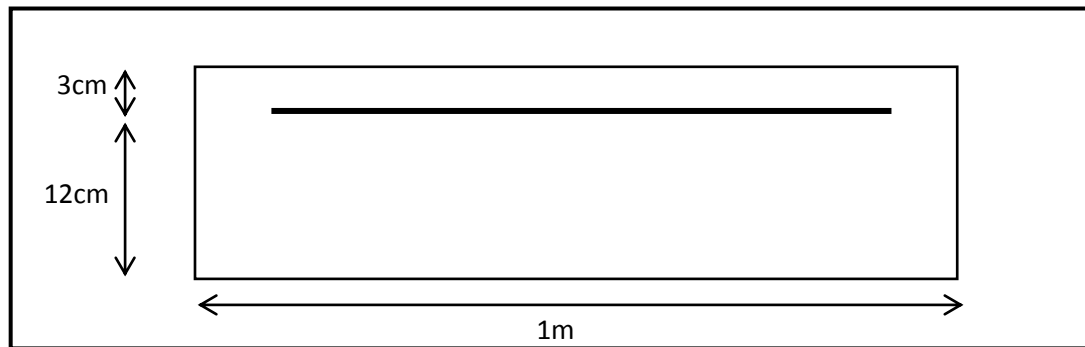


FIGURE III.23 : Disposition des armatures principales du balcon

#### b) Les armatures principales :

$$\mu = M_u / (b d^2 f_{bu}) = (16,17 \times 10^2) / (100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^{-1})$$

$$= 0,072 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

Et à partir du tableau :  $\mu = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,959$

$$A_s = M_u / (\beta x d \sigma_{st}) = (16,17 \times 10^2) / (0,959 \times 12 \times 348 \times 10^{-1})$$

$$A_s = 4,04 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 5,65 cm<sup>2</sup>**

Avec : **St = 100/5 = 20cm**

#### c) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

Avec : **St = 100/4 = 25 cm**

## 2.4- Vérifications à l'ELU

### a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sum u_i = n.\Phi.\pi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \tau_{se} = \frac{19,213 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 1,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### c). Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec } \gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{19,213 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,16 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification de l'espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ . — **Condition vérifiée**

Armatures secondaires:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ . — **Condition vérifiée**

**2.5- Vérification à l'ELS****a) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$= \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$= \min \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 5,65}{100 \cdot 12} = 0,471 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,896$$

$$\Rightarrow K_1 = 33,08$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,03$$

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{11,49 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 189,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures}$$

**b) Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,03 \times 189,13 = 5,67 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,11 > \frac{1}{10} \times \frac{8,62}{8,62} = 0,10 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

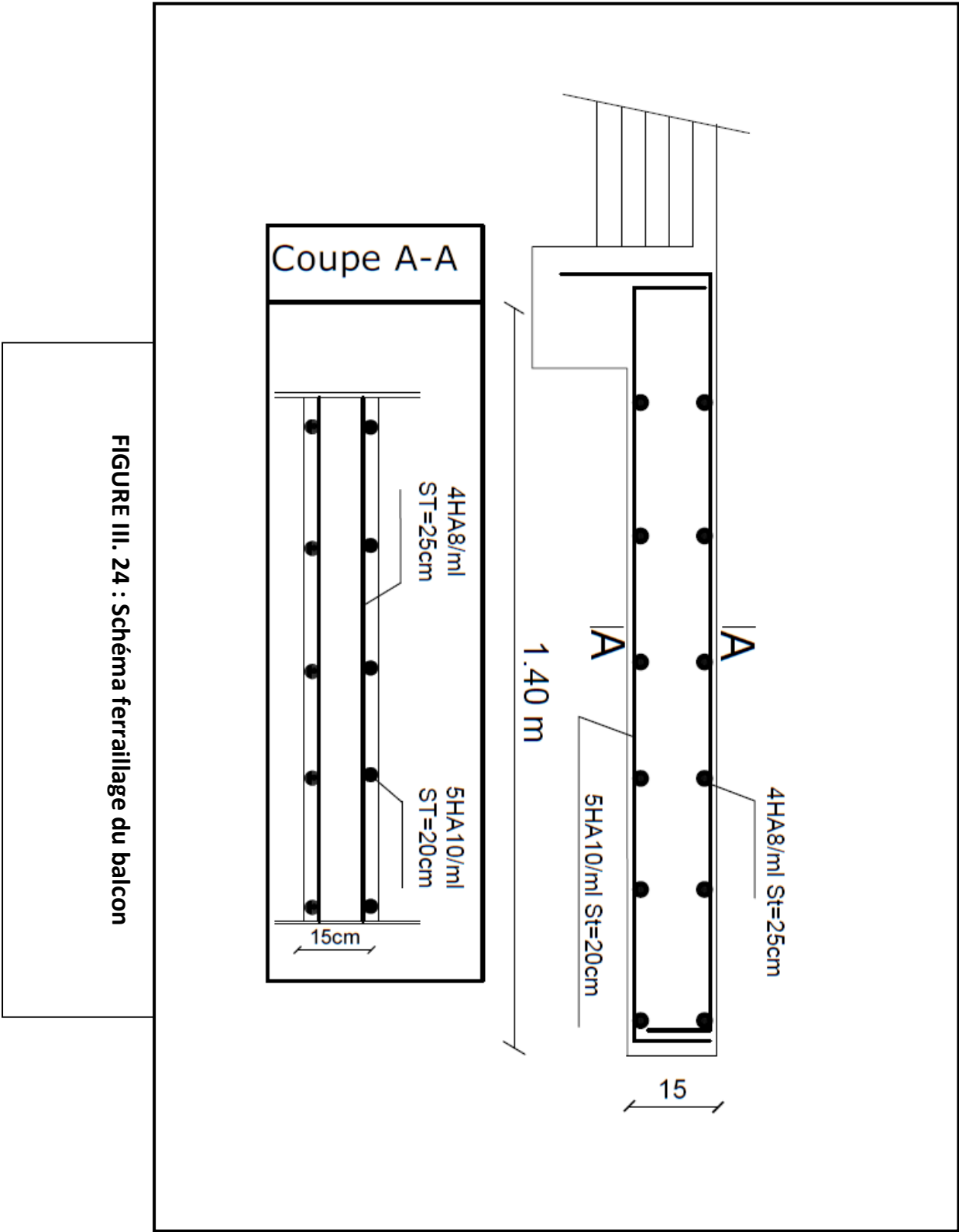


FIGURE III. 24 : Schéma ferrailage du balcon

### 3. LES ESCALIERS :

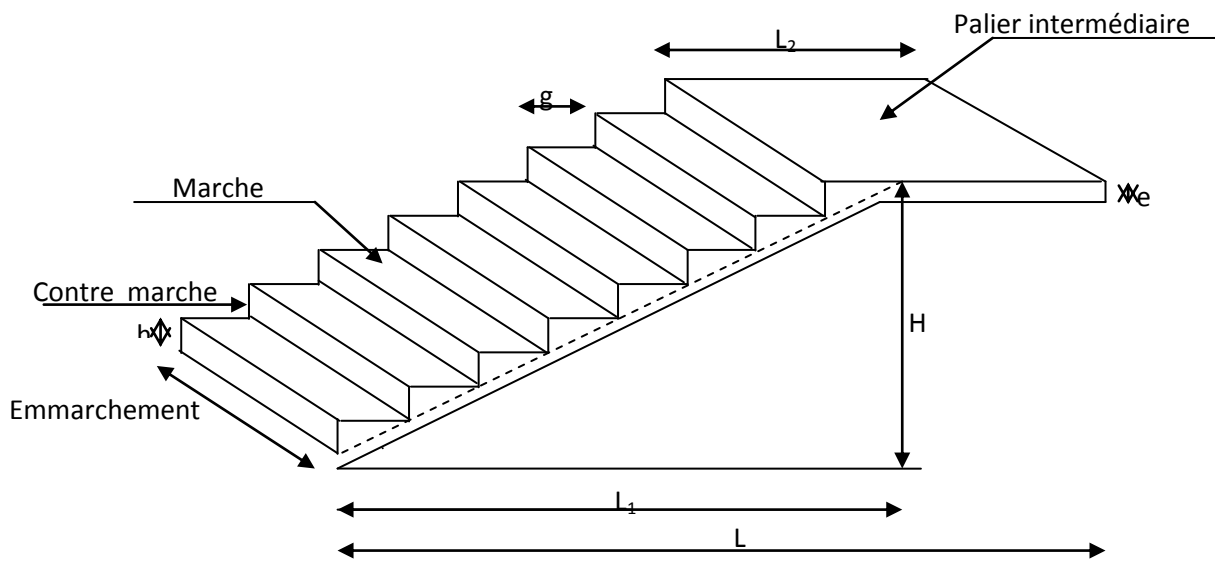


Figure III.25 : Coupe verticale de l'escalier

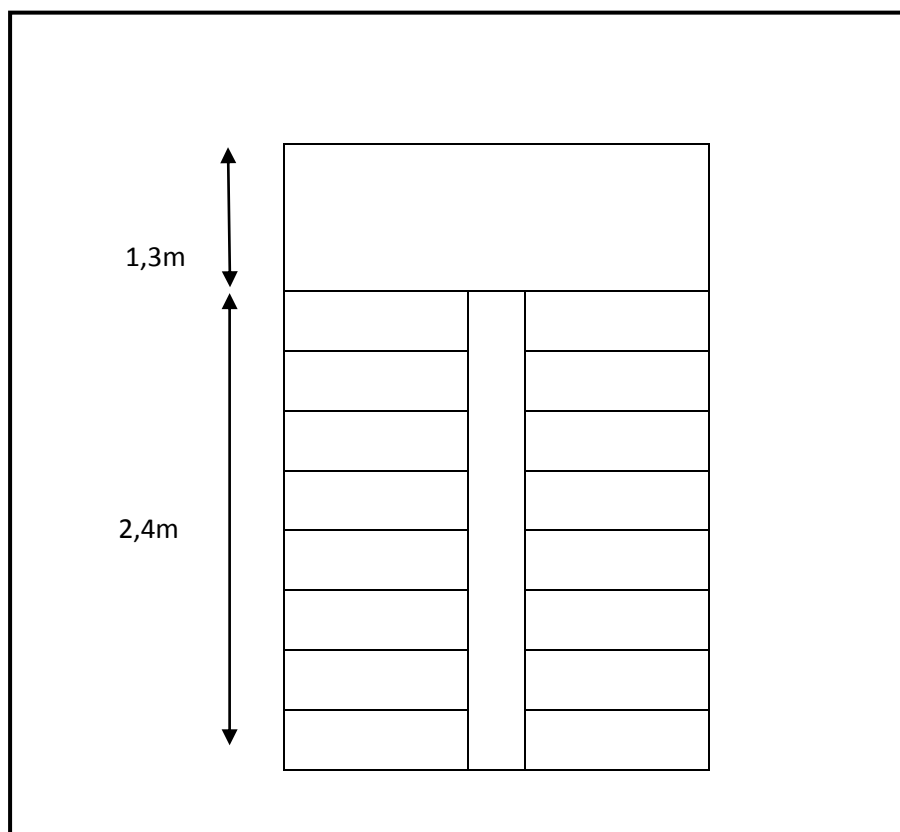


FIGURE III.26 : Vue en plan d'escalier.



### 3.1- Détermination des efforts

#### a) Les sollicitations de calcul

- Pour le palier :  $G = 6,4 \text{ kN/m}^2$ .  $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ .
- Pour la volée :  $G = 9,82 \text{ kN/m}^2$ .  $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ .

Le calcul se fera en considérant la paillasse et le palier comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.

#### b) Combinaison des charges

- L'état limite ultime (ELU) :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

· Palier :  $q_{u1} = 1,35 \times 6,4 + 1,5 \times 2,5 = 12,39 \text{ kN/m}^2$ .

· Paillasse :  $q_{u2} = 1,35 \times 9,82 + 1,5 \times 2,5 = 17,007 \text{ kN/m}^2$ .

- L'état limite de service (ELS) :  $q_s = G + Q$

· Palier :  $q_{s1} = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ kN/m}^2$ .

· Paillasse :  $q_{s2} = 9,82 + 2,5 = 12,32 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.2- Calcul à l'ELU

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissants on calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

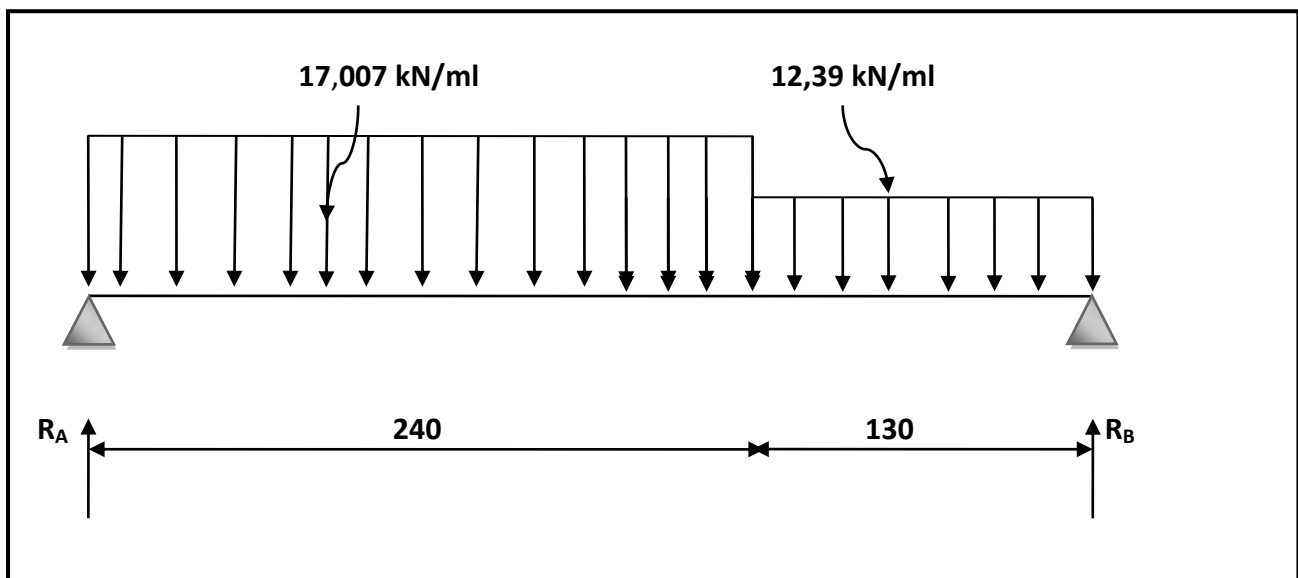


FIGURE III.27: Schéma statique (ELU).

**a) Réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = (17,007 \times 2,40) + (12,39 \times 1,30)$$

$$R_A + R_B = 56.92 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

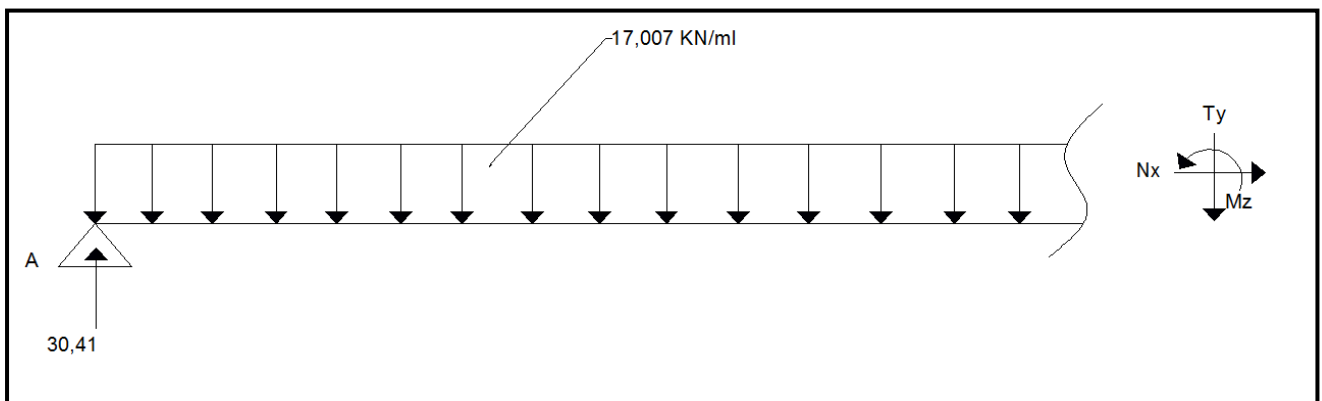
$$\Rightarrow 3.7 R_B = 12,39 \times 1,3 \times 3,05 + 17,007 \times 2,4 \times 1,2 \Rightarrow R_B = 26.51 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,52 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } R_A = 30,41 \text{ KN}$$

**b) Calcul des efforts internes :**

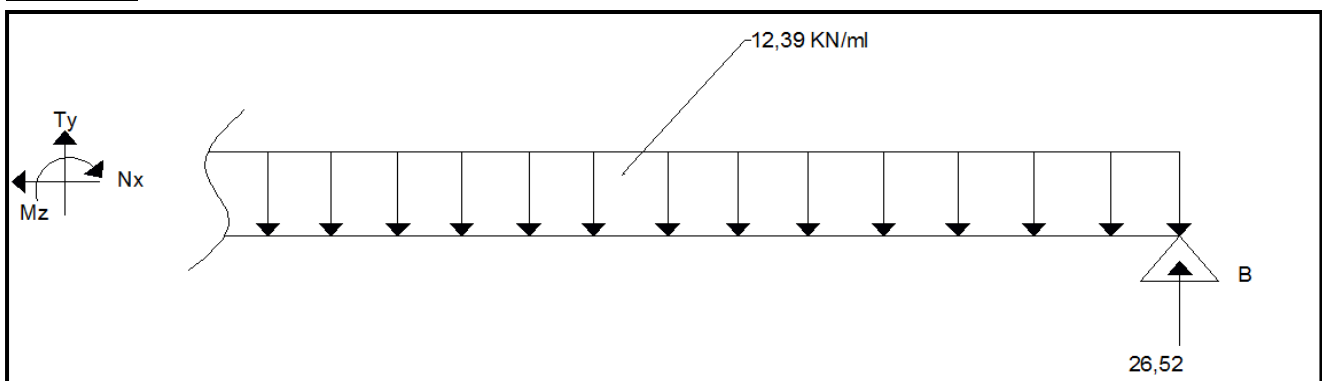
Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 2,4$  :



$$\Sigma F/yy = 0 \rightarrow T = -17,007 x + 30,41$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow M = -17,007 \frac{x^2}{2} + 30,41x$$

Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1,3$  :



$$\Sigma F/yy = 0 \rightarrow T = 12,39 x - 26,52$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow M = -12,39 \frac{x^2}{2} + 26,52x$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,79 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,79) = 27,18 \text{ kN.m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x=1.79\text{m}$  d'où  $M_{\max}=27.18\text{KNm}$

✓ **Remarque**

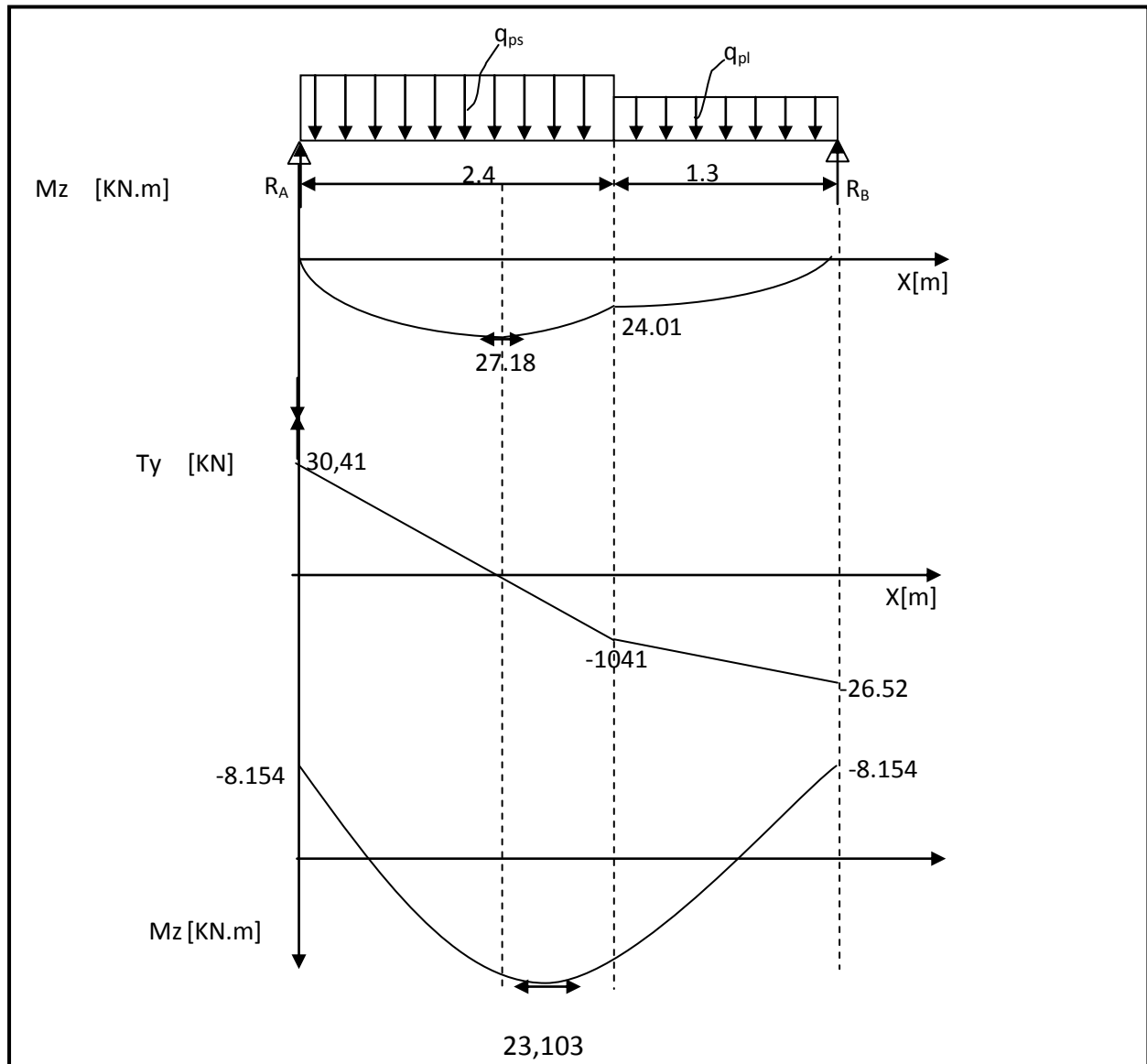
Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u\max}$  aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u\text{ app}} = (-0,3) M_{u\max} = (-0,3) \times (27,18) = -8,154 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée:**

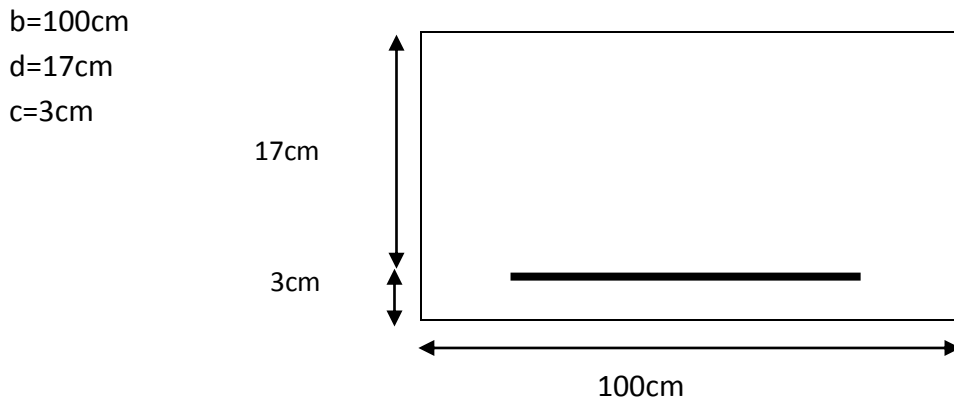
$$M_{u\text{ travée}} = (0,85) M_{u\max} = (0,85) \times (27,18) = 23,103 \text{ kN.m}$$

**Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELU :**

**FIGURE III.28 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants réels et corrigés à l'ELU**

### 3.3- Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



#### 3.3.1- Calcul à l'ELU

##### a) Aux appuis :

- Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,154 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$\mu_a = 0,02 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,154 \times 10^3}{0,990 \times 17 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

b) **En travée :**  $M_{u_{tra}} = 23,103 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{23,103 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{23,103 \times 10^3}{0,971 \times 17 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **5HA12=5,65cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20cm**

- **Armatures de répartition.**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25cm.**

c) **Disposition des armatures :**

Les espacements des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : **(BAEL91 Art A.8.2.42).**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{Min} (45 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

-Aux appuis : **S<sub>t</sub> = 20cm** < 33cm  
Condition vérifiée.

-En travée : **S<sub>t</sub> = 20cm** < 33cm

- **Armatures secondaires :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{Min} (60 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

-Aux appuis : **S<sub>t</sub> = 20cm** < 45cm  
Condition vérifiée

-En travée : **S<sub>t</sub> = 25cm** < 45cm

**d) Les vérifications à l'ELU :****➤ Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{30,41 \times 10^3}{10^3 \times 170} = 0,179 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,179 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)****• En travées :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**• Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{app} = 2,51 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**➤ Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,41 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 188,4} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

• **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :  $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0,9.d = 15,3 \text{ cm}$

$$T_u = 30,41 \text{ KN}$$

$$0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 15,3 \times \frac{25}{1,5} = 1020 \times 10^3 \text{ N} = 1020 \text{ KN}$$

$$T_u = 30,41 \text{ KN} < 1020 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0,9d}) \frac{1,5}{f_e}$$

$$\longrightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{et : } (T_u + \frac{M_{app}}{0,9d}) \frac{1,5}{f_e} = (30,41 + \frac{8,154}{0,9 \times 17}) \frac{1,5}{400} = 0,116 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 0,116 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1,5 ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL91 modifié99** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale **0,4 l<sub>s</sub>** pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 20 \text{ cm}$$

## 3.4- Calcul à l'ELS

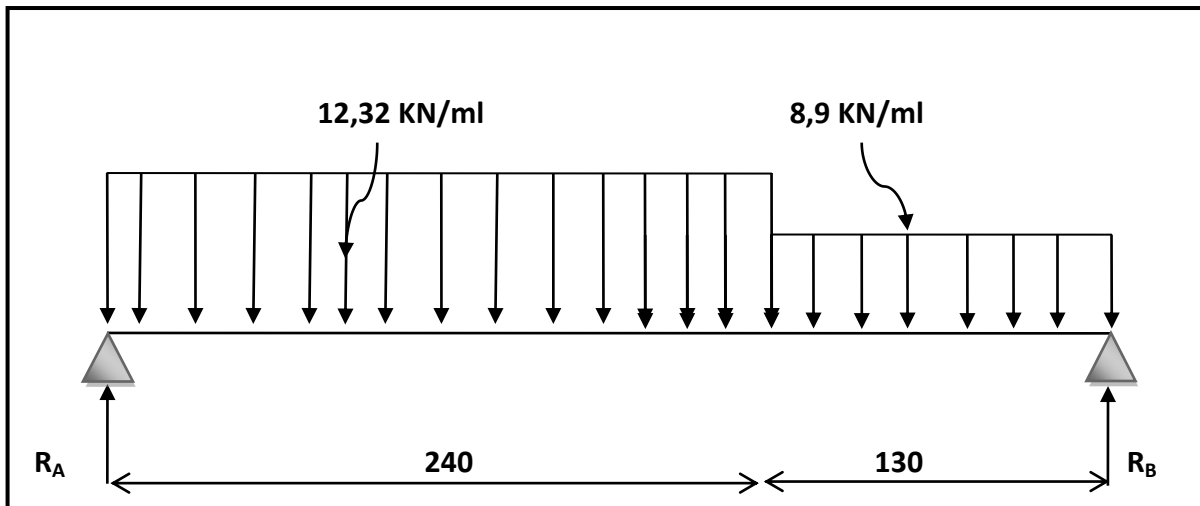


FIGURE III.29 : Schéma statique (ELS)

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 12,32 \times 2,4 + 8,9 \times 1,3 = 41,138 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 41,138 \text{ KN}$$

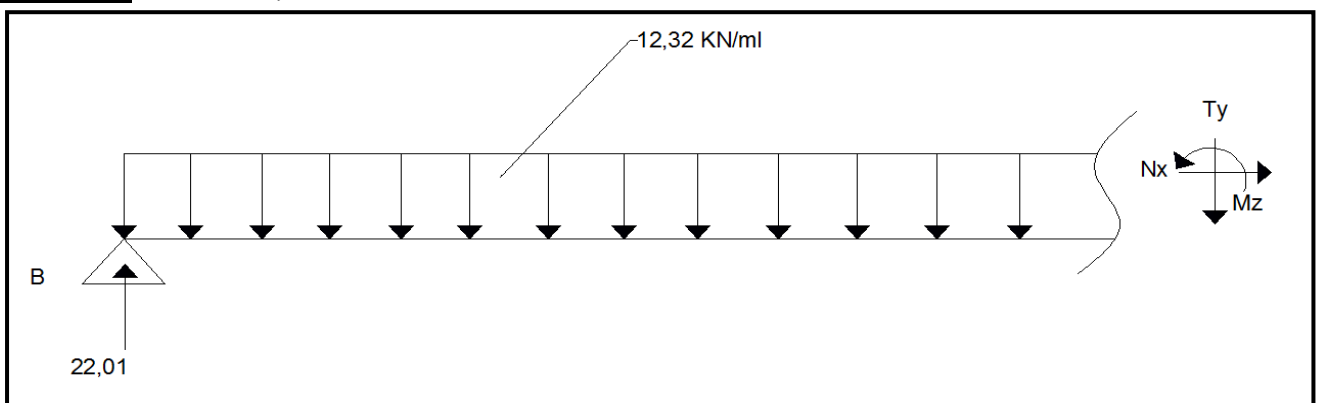
$$\sum M/A = 0 \implies 3,7 R_B = 8,9 \times 1,3 \times 3,05 + 12,32 \times 2,4 \times 1,2 \implies R_B = 19,13 \text{ KN}$$

$$R_B = 19,13 \text{ KN}$$

$$R_A = 22,01 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 2,4$  :

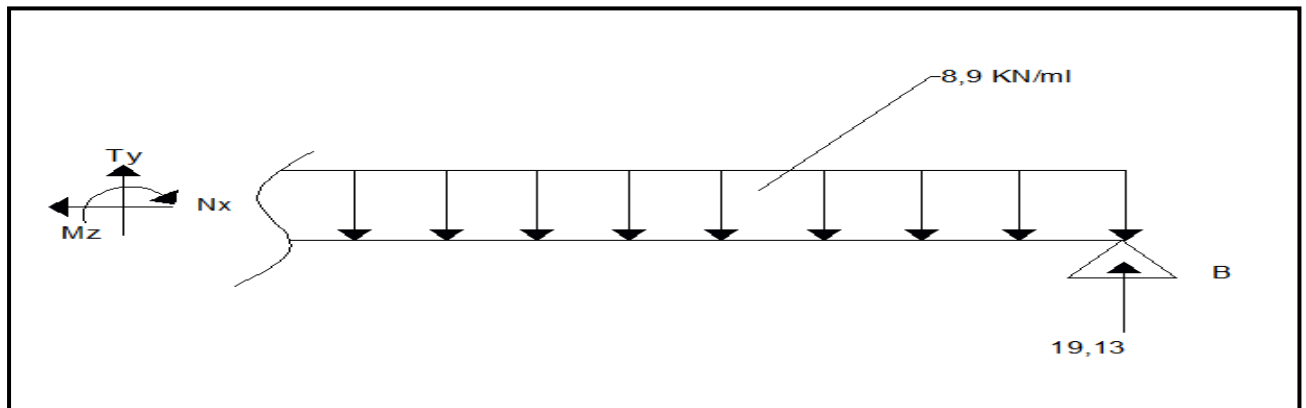


$$\sum F/yy = 0 \rightarrow T = -12,32x + 22,01$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = -12,32 \frac{x^2}{2} + 22,01x$$

Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1,3$  :





$$\sum F_{yy} = 0 \rightarrow T = 8,9x - 19,13$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = -8,9 \frac{x^2}{2} + 19,13x$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,79 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,79) = 19,66 \text{ kN.m}$$

✓ **Remarque**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_{u \max}$  aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (19,66) = -5,898 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (19,66) = 16,711 \text{ kN.m}$$

## Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

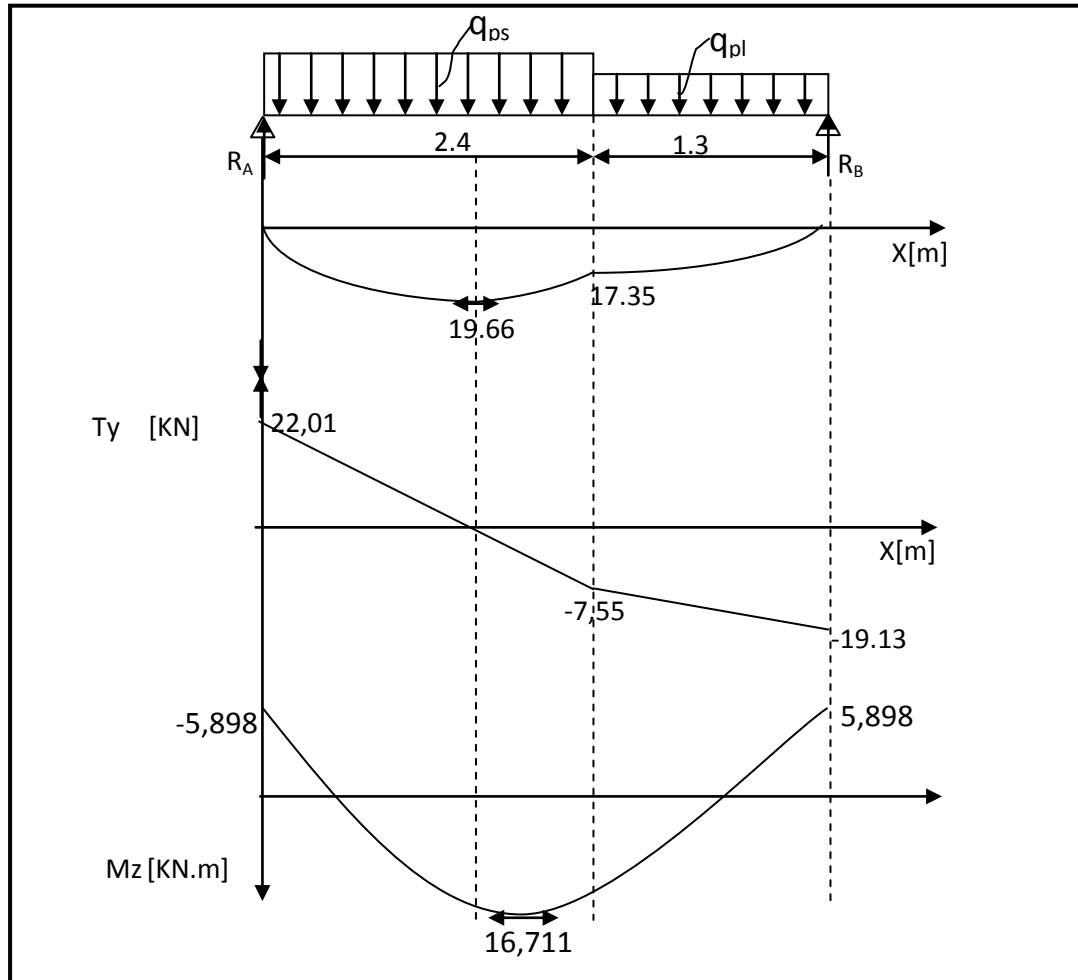


FIGURE III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants réels et corrigés à l'ELS

## 3.5- Vérifications à l'ELS

## ➤ Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 x d A_{st}}$$

• **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 5,65}{100 x 17} = 0,332$$

$$\rho_1 = 0,332 \Rightarrow \beta_1 = 0,910 \Rightarrow k_1 = 40,56$$

$$\sigma_{st} = \frac{16,711 \times 10^3}{0,910 \times 17 \times 5,65} = 191,19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{191,19}{40,56} = 4,71 \text{ Mpa}$$

$$4,71 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 17} = 0,147$$

$$\rho_1 = 0,147 \Rightarrow \beta_1 = 0,937 \Rightarrow k_1 = 64,37$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,898 \times 10^3}{0,937 \times 17 \times 2,51} = 147,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{147,52}{64,37} = 2,29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,29 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)**

Selon les règles **BAEL91** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

**h** : Hauteur de la poutre.

**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 370 \text{ cm} \quad ; \quad A_{ST} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 16,711 \text{ kN m} \quad ; \quad M_0 = 19,66 \text{ kNm} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{370} = 0,046 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,046 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,711}{10 \times 19,66} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Calcul de la flèche**

On va vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f} \quad \text{avec: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

Avec : I : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{b h + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5,65} = 10,28 \text{ cm}$$

$$V_1 = 20 - 10,28 = 9,72 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad V_1 = 9,72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (9,72^3 + 10,28^3) + 15 \times 5,65 \times (10,28 - 3)^2 = 34015,15 \text{ cm}^4$$

$$I = 71315,08 \text{ cm}^4$$

$$q_s = \max(q_{ps}, q_{pl}) = \max(12,32; 8,9) = 12,32 \text{ KN/mL}$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,32 \times (3,7)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 71315,08} = 0,038 \text{ cm}$$

$$f = 0,038 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

✓ **L'escalier sera ferrailé comme suit :**

**Aux appuis :** -Armatures principales :  $A_p = 5\text{HA}12$   $S_t = 20 \text{ cm}$   
 -Armatures secondaires :  $A_r = 4\text{HA}10$   $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**En travées :** -Armatures principales :  $A_p = 5\text{HA}12$   $S_t = 20 \text{ cm}$   
 -Armatures secondaires :  $A_r = 4\text{HA}8$   $S_t = 25 \text{ cm}$ .

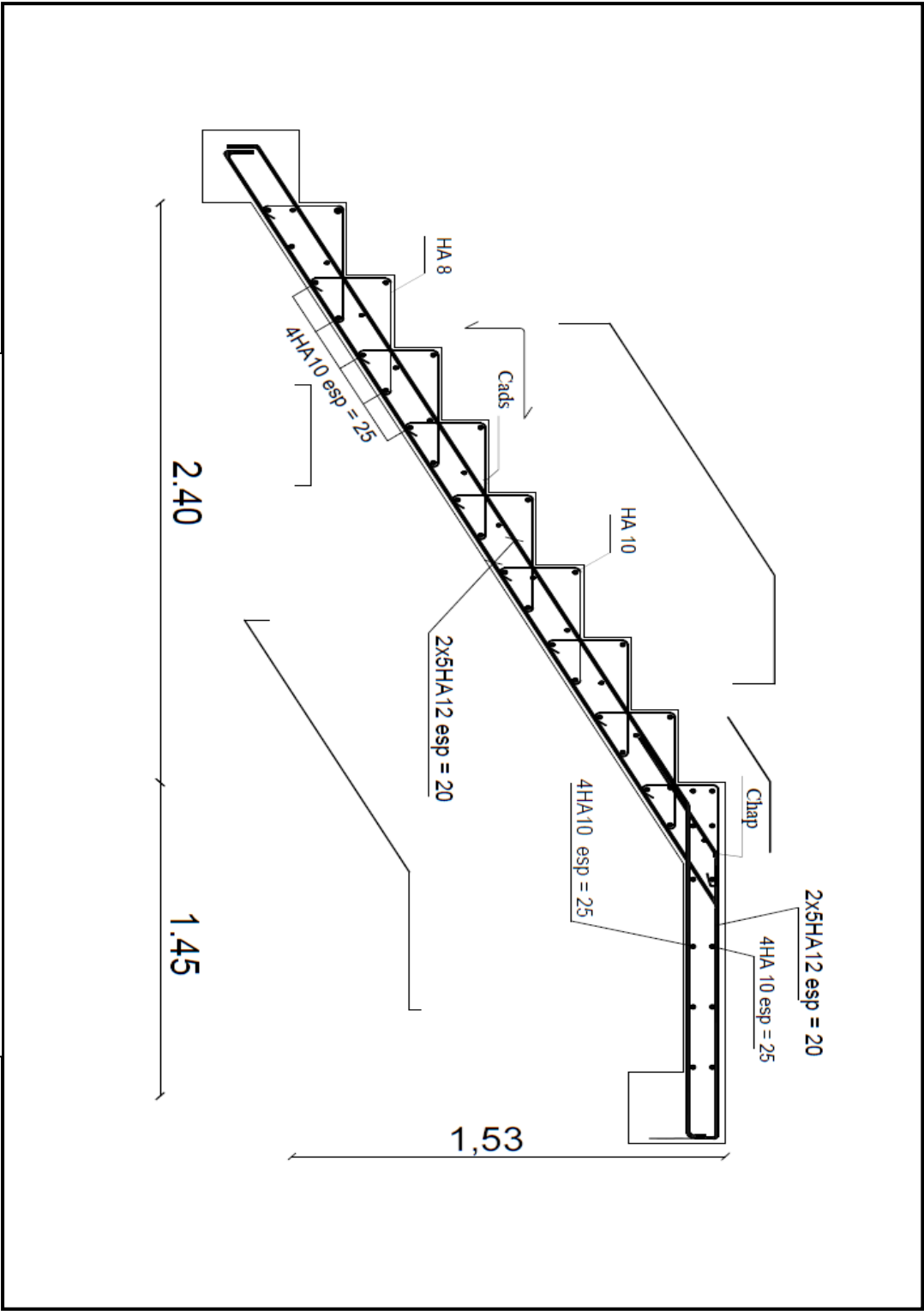


FIGURE III.31 : Ferrailage de l'escalier

## 4- LA POUTRE PALIERE

### Introduction

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,40 m.

#### 4.1- Pré-dimensionnement

##### a) hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,40 \text{ m} \Rightarrow \frac{240}{15} \leq h_t \leq \frac{240}{10}$$

$$\text{Donc : } 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 24 \text{ cm}$$

On opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

##### b) largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour  $b = 25 \text{ cm}$

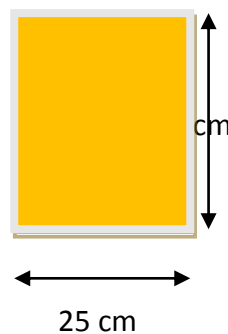
Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)** :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4,0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

On opte pour :  $h_t = 30 \text{ cm}$  ,  $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2 \quad b = 25 \text{ cm}$$



**c) Détermination des charges de la poutre :**

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ kN/ml}$

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids propre du mur :  $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0 / 2 = 2,36 \times (3,06 - 0,7) / 2 = 2,78$

$$G_t = G_{\text{mur}} + G_P = G_t = 2,78 + 1,875 = 4,655 \text{ kN/ml} \Rightarrow G_t = 4,655 \text{ kN/ml}$$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU  $R_u = 30,41 \text{ kN}$

ELS  $R_s = 22,01 \text{ kN}$

**➤ Combinaison de charges :**

$$\text{I'ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{R_u}{L} = 1,35 (4,655) + 30,41 / 1 \text{ ml} = 36,69$$

$$q_u = 36,69 \text{ kN/ml}$$

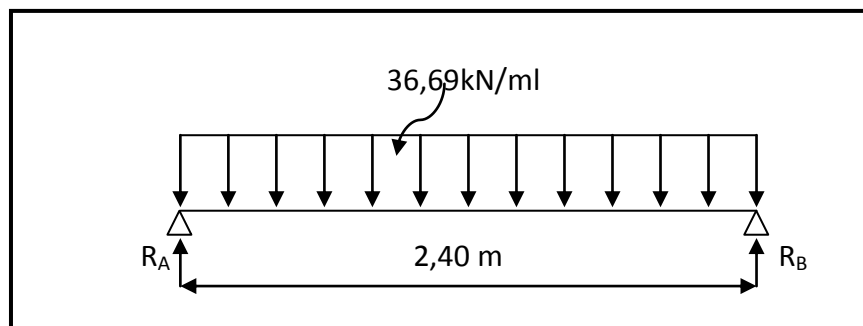


FIGURE III.32: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

**4.2- Calcul des efforts à l'ELU****a) Les réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36,69 \times 2,40}{2} = 44,03 \text{ kN}$$

**b) Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36,69 \times 2,40^2}{8} = 26,42 \text{ kN.m}$$

**c) Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36,69 \times 2,40}{2} = 44,03 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 26,42 = -7,926 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 26,42 = 22,457 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

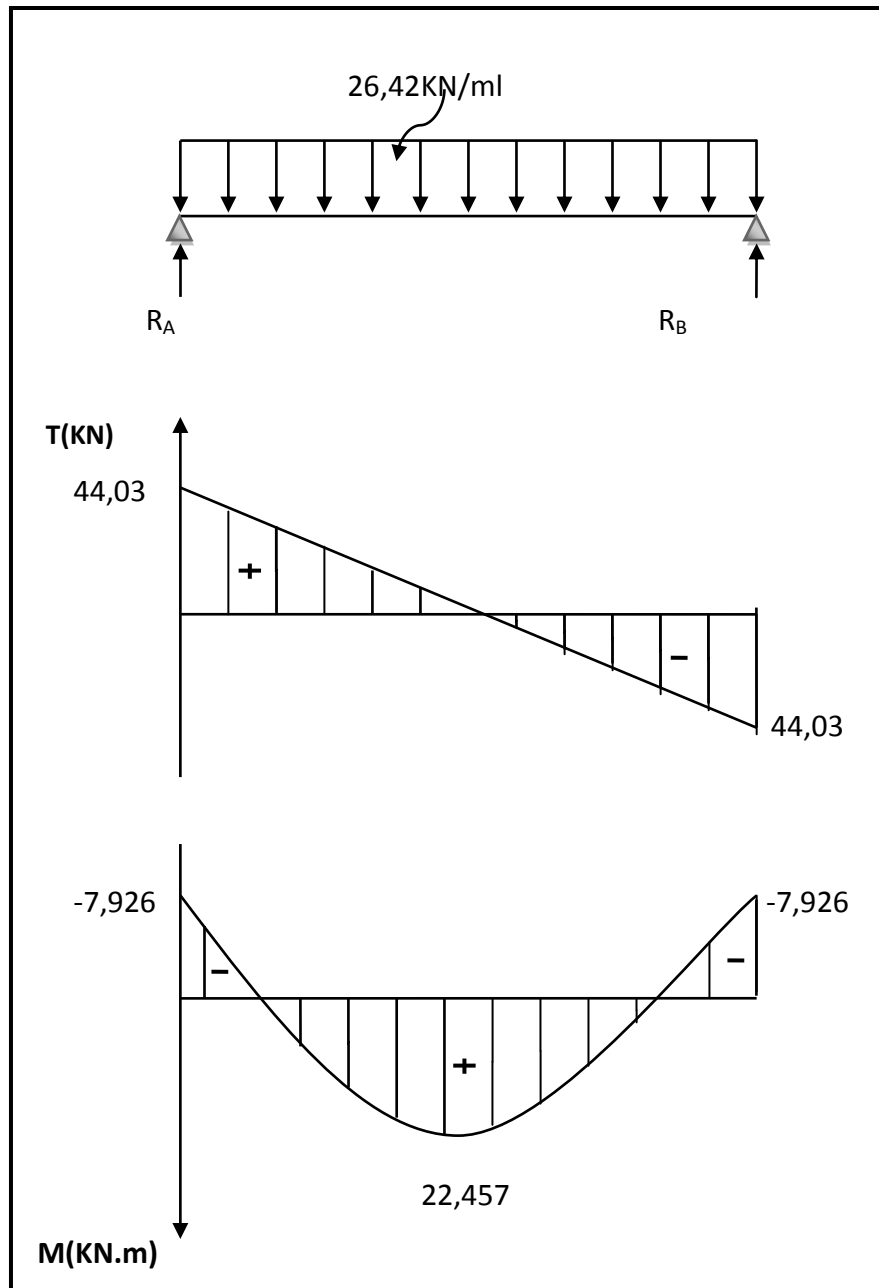


FIGURE III.33: Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants



### 4.3- Calcul des armatures

#### a) Armature principale :

##### • En travée

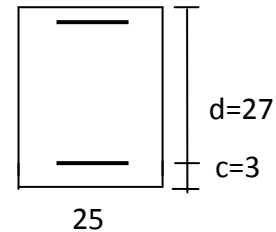
$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22,457 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,086$$

$$\mu_b = 0,086 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22,457 \times 10^3}{0,955 \times 27 \times 348} = 2,5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**



##### • Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7,926 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$\mu_b = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7,926 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>**.

### 4.4- Vérifications :

#### a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{44,03 \times 1000}{250 \times 270} = 0,652 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,652 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{44,03 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,04} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)**

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets :  $L_c = 0,4 L_s$

$$L_c = 0,4 \times 42,32 = 14,11 \text{ cm}$$

En prend  $L_c = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1; 0,857; 2,5\} = 0,857 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi = 8 \text{ mm} \longrightarrow$  Donc on adopte **4HA8= 2,01cm<sup>2</sup>** (1 cadre +1 étrier)  **$\phi 8$**

➤ **Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{24,3 ; 40 \text{ cm}\} = 24,3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} ; \quad \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,6 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) (figure dispositions constructives des portiques) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L ; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1 ; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement

#### 4.5- Calcul à L'ELS

##### ➤ Combinaison de charges :

**L'ELS :**  $q_s = G + R_s = 4,655 + 22,01 = 26,665$

$$q_s = 26,665 \text{ KN/ml}$$

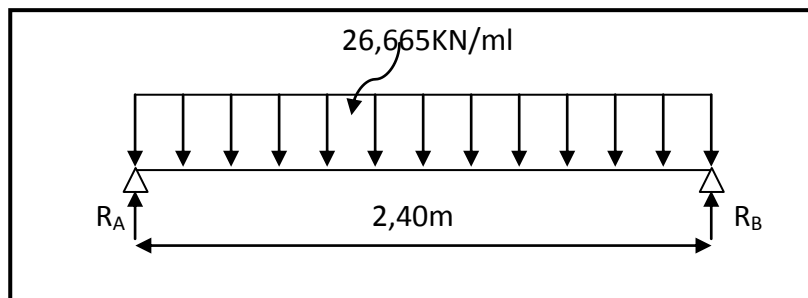


FIGURE III.34 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

##### a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26,665 \times 2,40}{2} = 31,99 \text{ kN}$$

##### b) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{26,665 \times (2,40)^2}{8} = 19,2 \text{ KN.m}$$

##### c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26,665 \times 2,40}{2} = 31,99 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 19,2 = -5,76 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 19,2 = 16,32 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

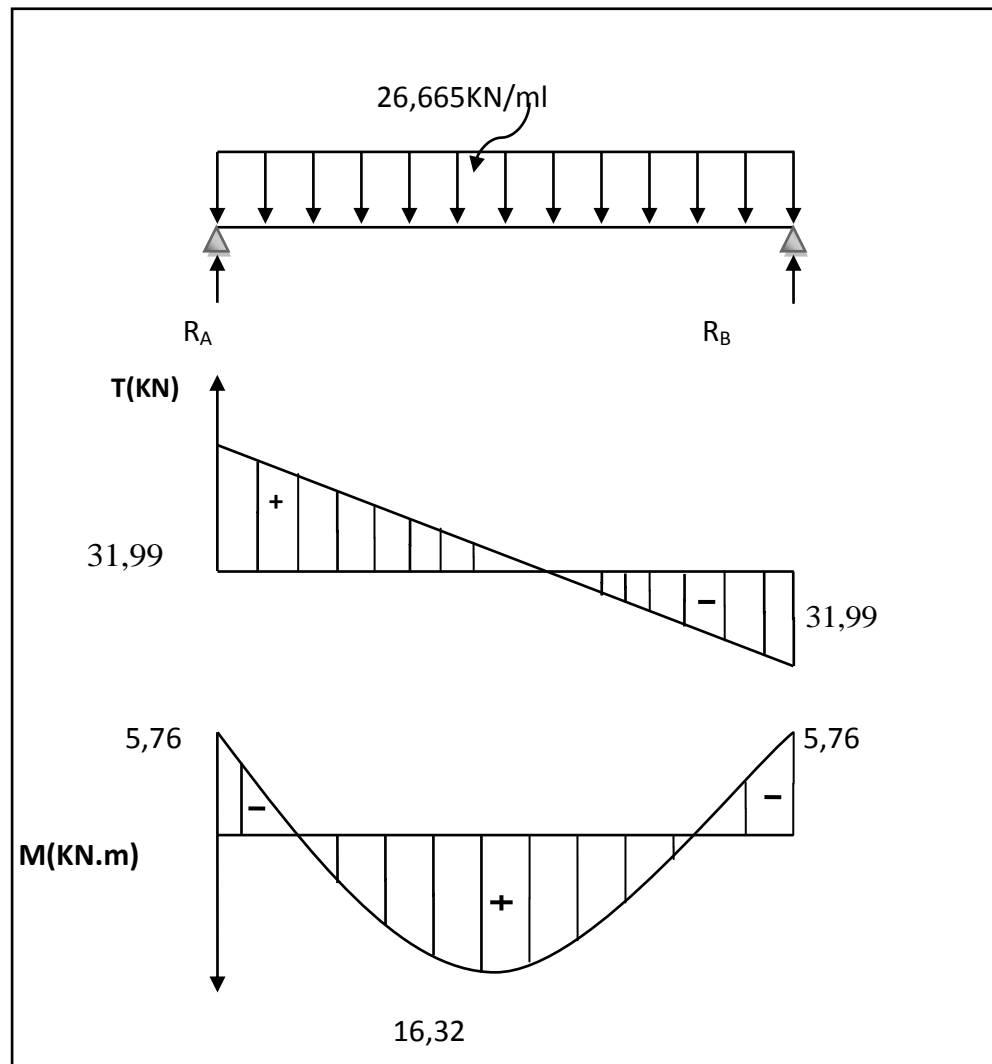


FIGURE III.35 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants

#### 4.6- Vérifications à l'ELS

##### a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

##### b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

• **En travée :  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,893 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 31,73$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{16,32 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3,39} = 199,66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199,66}{31,73} = 6,29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,29 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :  $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,908 \quad \rightarrow \quad K_1 = 39,35$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{5,76 \times 10^3}{0,908 \times 27 \times 2,35} = 99,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{99,97}{39,35} = 2,54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,54 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4.7- Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{240} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,125 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{16,32}{10 \times 19,2} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Conclusion :

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

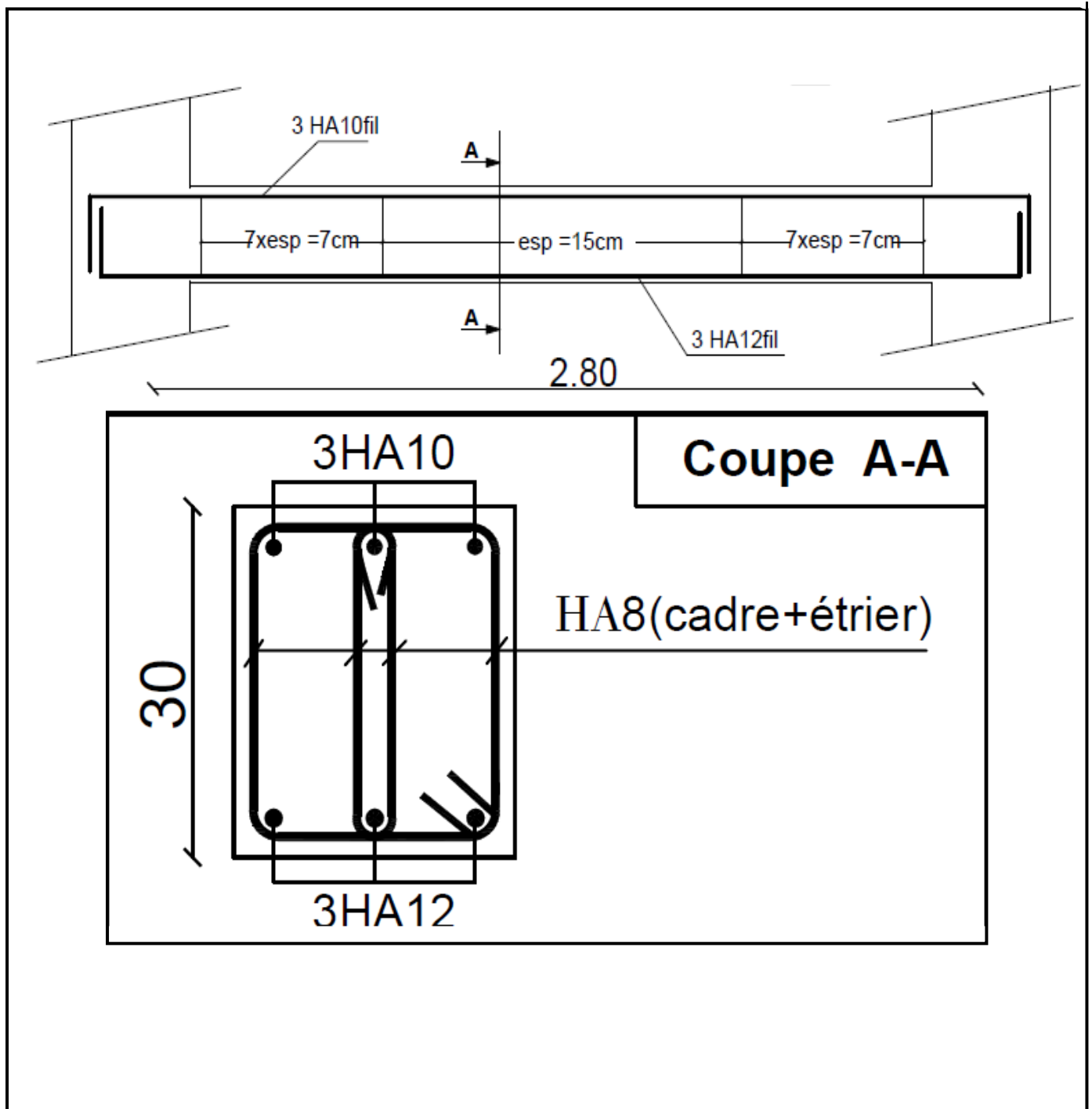
Plan de ferrailage de la poutre palière :

FIGURE III.36 : Ferrailage de la poutre palière

### 5- LA SALLE MACHINE :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), et une hauteur de 28,60m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions  $(1,10 \times 1,20) = 1,32 \text{ m}^2$  reposant sur quatre (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de  $(v = 1 \text{ m/s})$ , la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II)

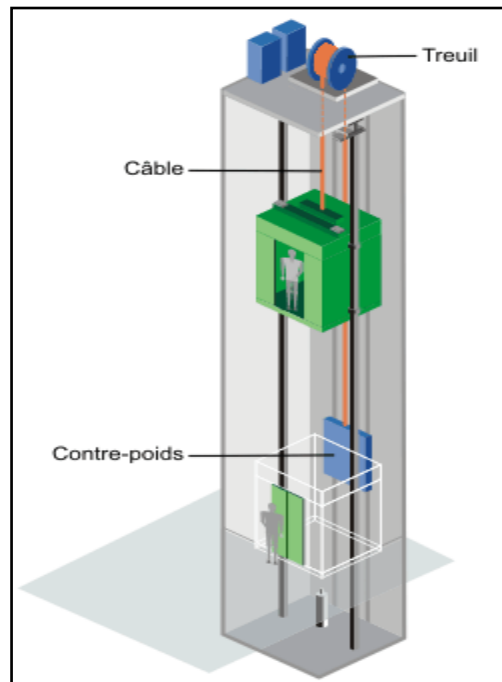


FIGURE III.37 : Schéma de l'ascenseur

- **Calcul de la dalle pleine de la salle machine**

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle  $(U \times V)$ , (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

## 5.1- Dimensionnement

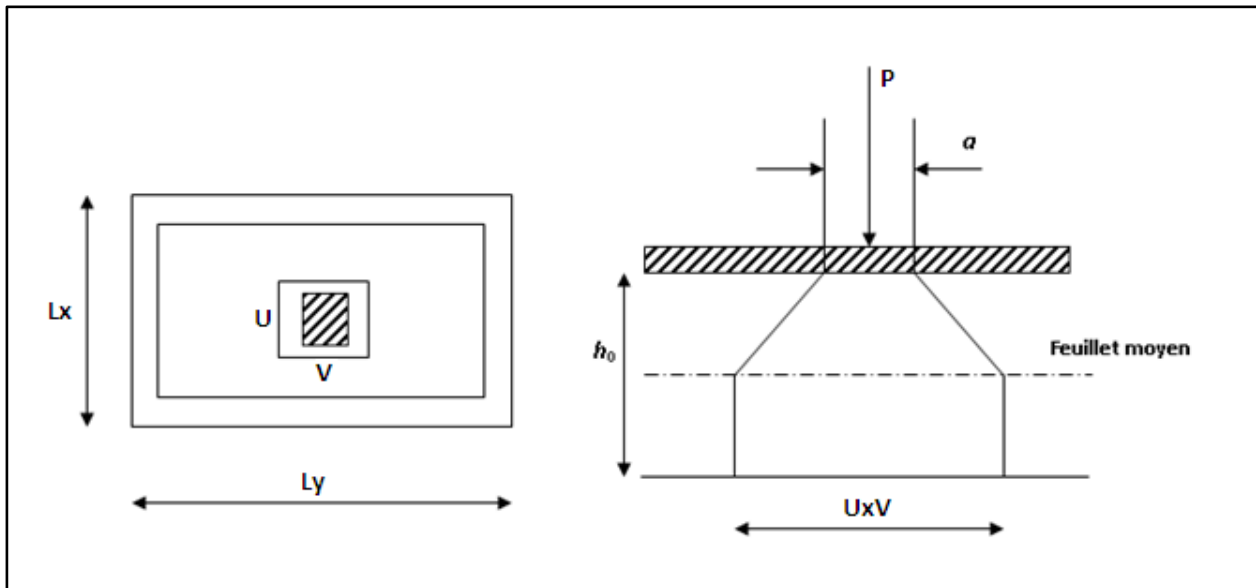
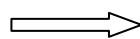


FIGURE III.38 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,10}{1,20} = 0,92 \\ 0,4 \leq \rho = 0,92 \leq 1 \end{array} \right.$$

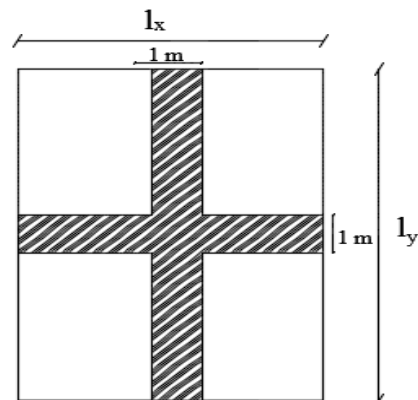


La dalle travaille dans les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{array} \right.$$

Avec :

- $h_t$  = épaisseur de la dalle ( $h_0=15\text{cm}$ );
- $e_r$  = épaisseur du revêtement ( $e_r = 5 \text{ cm}$ )
- Le coefficient  $\xi$  dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton :  $\rightarrow \xi = 1.0$
- ( $U \times V$ ): surface d'impact au niveau du feuillet moyen
- ( $U_0 \times V_0$ ): coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $u_0=v_0=80 \text{ cm}$ )



D'où :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$



## 5.2- Détermination des sollicitations

a). **A l'ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5Q$

$P_u = 1,35 P$  avec  $p = 9$  tonnes = 90 KN (charge localisée)

$$G = (h_0 \times \rho) + (e_r \times \rho_r)$$

Avec :

- $e_r$  : épaisseur du revêtement
- $\rho_r$  : Poids propre du revêtement
- $\rho$  : Poids propre du béton armé
- $h_0$  : épaisseur de la dalle

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1 m)}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN (charge concentrée due au système de levage)}$$

**b). A l'ELS:**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

## 5.3 - Calcul des moments

a) **moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x = P (M_1 + \vartheta . M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \vartheta . M_1)$$

Avec :  $M_1$  et  $M_2$  : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de

( $\rho$  et les rapports  $U/L_x$  et  $V/L_y$ )

$\vartheta$  : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \vartheta = 0 \text{ à l'ELU} \\ \vartheta = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0,92$$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{110} = 0,95 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{120} = 0,9 \end{cases} \Rightarrow \text{Après interpolation} \begin{cases} M_1 = 0,0485 \\ M_2 = 0,0365 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 121,5 (0,0485 + 0) = 5,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 (0,0365 + 0) = 4,43 \text{ KN.m}$$

**b) moment du poids propre de la dalle pleine :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 0,92 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} u_x = 0,0438 \\ u_y = 0,819 \end{cases}$$

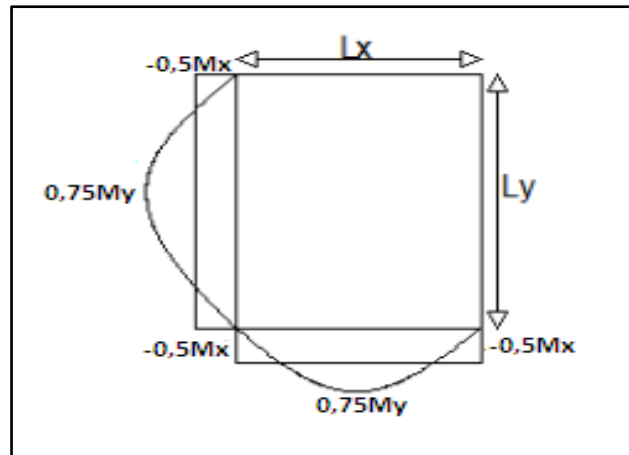
$$M_{x2} = 0,0438 \times 8,047 \times (1,1)^2 = 0,426 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,819 \times 0,426 = 0,349 \text{ KN.m}$$

**c) superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,89 + 0,426 = 6,316 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,43 + 0,349 = 4,779 \text{ KN.m}$$

**d) Correction des moments :****FIGURE III.39: Correction des moments**

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de 0,75 en travée et de (-0,5) aux appuis.

**- En travée :**

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 3,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 3,58 \text{ KN.m}$$

**- Sur appuis :**

$$M_x^a = -0,5 \times M_x = -2,158 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_y = -2,389 \text{ KN.m}$$

### 5.4- Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur

#### a) sens x-x :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,158 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,036 \leq 0,392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,158 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec  $St = 25 \text{ cm}$

- En travées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,24 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,014 \leq 0,392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,24 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{st}^a = 4 \text{ HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $St = 25 \text{ cm}$

#### b) Sens y-y :

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,389 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,010 \leq 0,392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,389 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

on opte pour :  $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec  $St = 25 \text{ cm}$

- En travées :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 \leq 0,392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,58 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{st}^a = 4 \text{ HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $St = 25 \text{ cm}$

## 5.5- Vérification à l'ELU

### a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

Avec :  $\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA)

$$\alpha = \rho = 0,92$$

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0,0008 \times (3 - 0,92)}{2} \times 100 \times 15 = 1,25 \text{ cm}^2$$

#### Sens x-x :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### Sens y-y :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

### b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :  $\phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### c) Espacement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures // à } l_x : A_x // l_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures // à } l_y : A_y // l_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Condition de non-poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL 91)**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$\mu_c$ : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\rightarrow \mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m.}$$

$P_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$\rightarrow P_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121,5 < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 321,42 \text{ KN/m}^2 = 0,32 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**5.6- Vérification à l'ELS****5.6.1 Calcul des moments :****a) Moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + u M_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + u M_1) \end{cases}$$

$$\text{Avec: } u = 0,2 ; M_1 = 0,0485 \text{ KN.m} ; M_2 = 0,0365 \text{ KN.m} ; P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1}^s = 90(0,0485 + 0,2 \times 0,0365) = 5,022 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90(0,0365 + 0,2 \times 0,0485) = 4,158 \text{ KN.m}$$

**b) Moment dû au poids propre de la dalle pleine :**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_s (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s$$

On a :  $\rho = 0,92$   
 $u = 0,2$   $\longrightarrow$  Tableau  $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{array} \right.$

$$M_{x2}^s = 0,0510 \times 5,85 \times (1,1)^2 = 0,361 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,875 \times 0,361 = 0,316 \text{ KN.m}$$

### 5.6.2- Superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 5,022 + 0,361 = 5,383 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 4,158 + 0,316 = 4,474 \text{ KN.m}$$

### 5.6.3- Correction des moments :

Le panneau chois pour le calcul est un panneau intermédiaire, donc il faut tenir compte de l'encastrement de la dalle, par conséquent les moments seront minorés comme suit :

- Moment d'encastrement

$$M_x^a = 0,3 M_x$$

$$M_x^a = 1,61 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée M

$$M_x^t = 0,85 \times M_x$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y$$

- En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 3,8 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -1,61 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -1,34 \text{ KN.m}$$

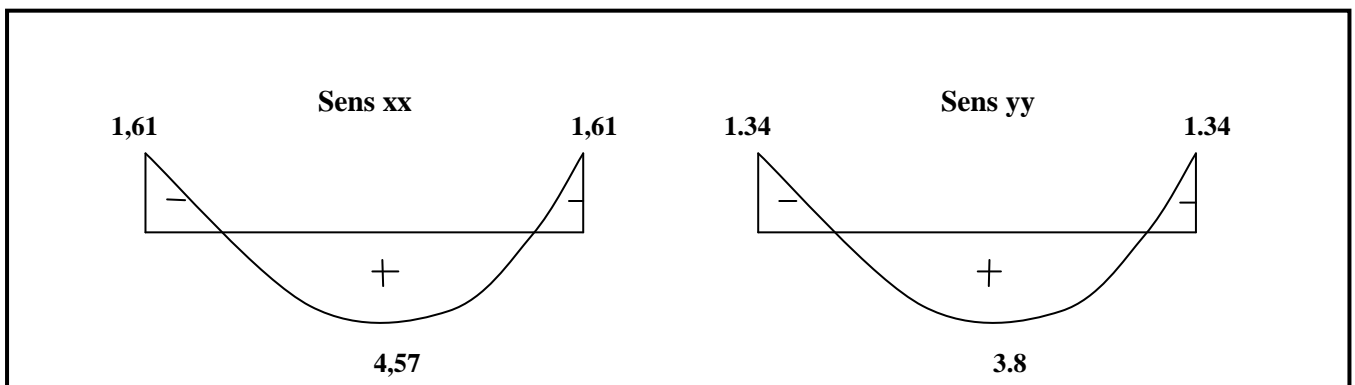


Figure III.40 : Les moments dans les 02 sens

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :(Article A.4.5-2 du BAEL91)**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est de feE400

➤ **Sens x-x :**

- **sur appuis :**

$$M_x^a = 1,61 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 63,12 \text{ et } \beta_1 = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,61 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 65,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{65,83}{63,12} = 1,04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **en travées :**

$$M_x^t = 4.57 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k_1 = 48,29 \text{ et } \beta_1 = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,57 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 121,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{121,56}{48,29} = 2,52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

➤ **Sens y-y :**

C'est le même calcul et même résultat donc les conditions dans cette direction (y-y) sont vérifiées.

✓ **Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

✓ **Vérification au poinçonnement**

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec  $U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2\text{m}.$$

$N_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}.$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

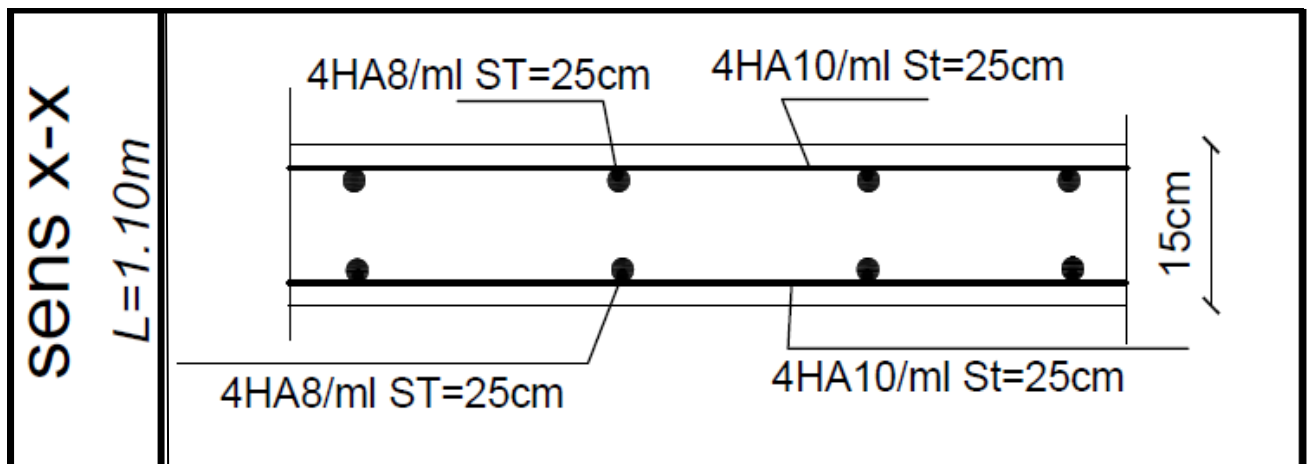


FIGURE III.41 : plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x

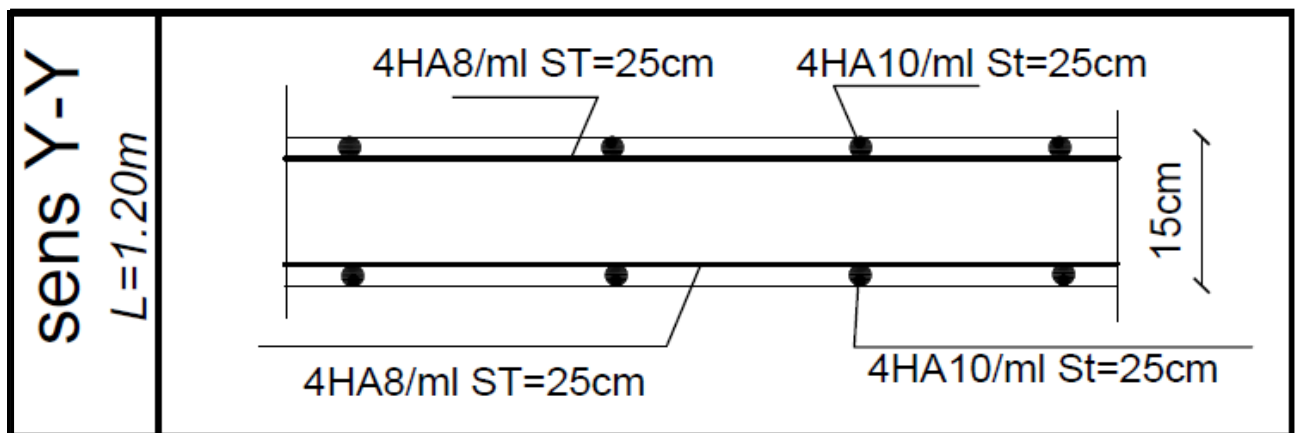


FIGURE III.42: plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y



## 6- LES PLANCHERS

### Introduction

- La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinale et sur les quelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.
- Les planchers à corps creux sont constitué de :  
Nervure appelé poutrelle de section en T , elle assure la fonction de portance.  
La distance entre axe des poutrelles est de 65 cm.  
Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique  
Sa dimension est de 16 cm.
- Une de dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :  
Limité les risques de fissuration par retrait  
Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant

#### 6.1- Ferrailage de la dalle de compression

La table de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement

**(BAEL 91/B.6.8,423)** qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **les armatures  $\perp$  aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

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

Avec :  $l' = 65 \text{ cm}$  distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$\text{AN : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera  $A_{\perp} = 5\text{T4}/\text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement **St = 20 cm.**

- les armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera  $A_{//} = 5T4/\text{ml} = 0,63\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

### Conclusion :

pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (5×200×200) mm<sup>2</sup>.

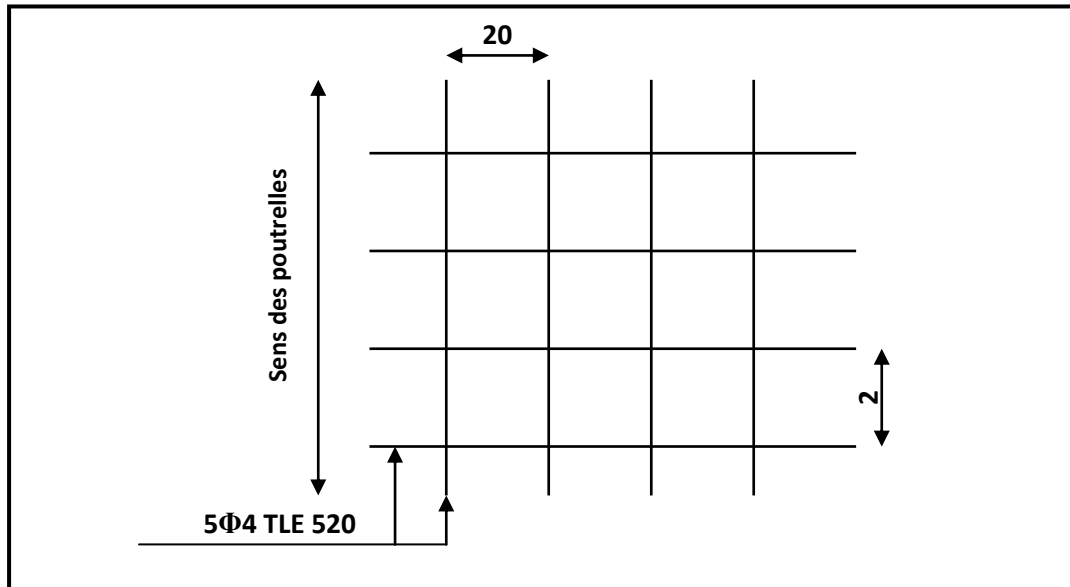


FIGURE III.43: Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20 cm

### 6.2- Calcul des poutrelles à l'ELU

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

Le calcul se fera pour la travée la plus longue en considérant la fissuration comme étant non Préjudiciable.

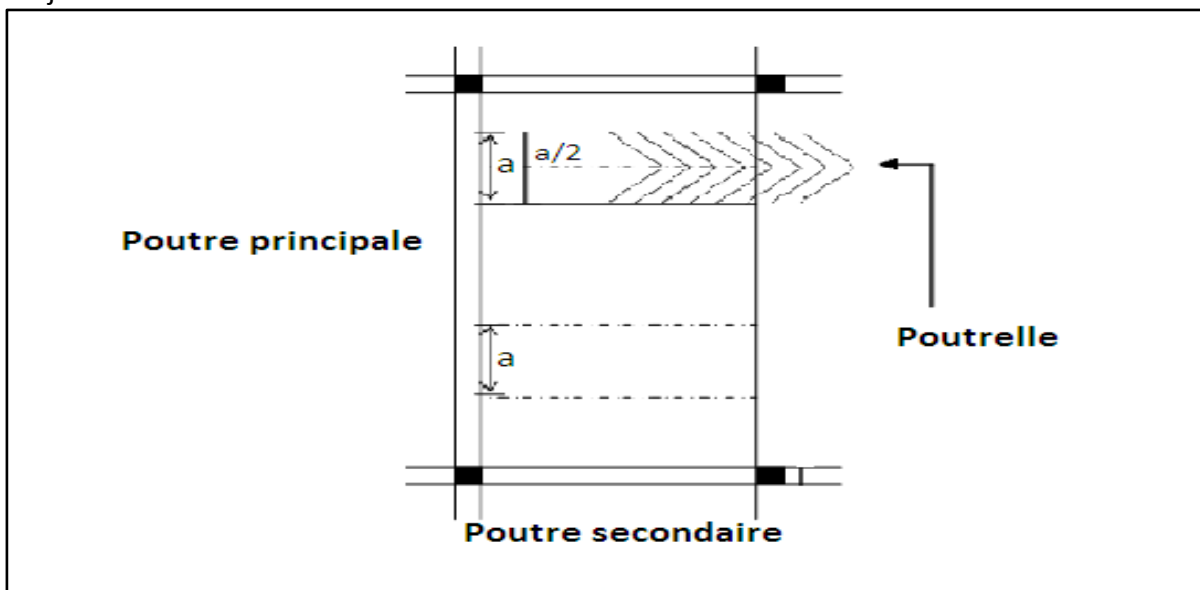


FIGURE III.44 : Surfaces revenant aux poutrelles

### A. Calcul avant le coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités.

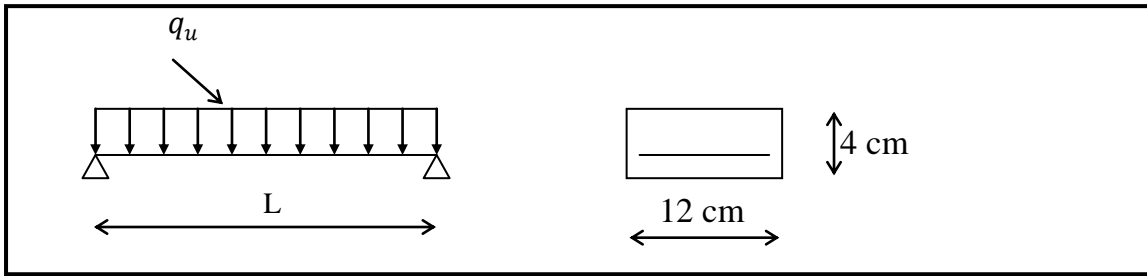


FIGURE III.45 : Schéma statique de la poutrelle.

Les armatures comprimées sont nécessaires, Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 Kn/m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100 kg. On a les charges suivantes :

- Poids propre :  $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN /ml}$
- $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### a) Combinaison de charges :

à l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

#### b) calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4,25^2}{8} = 5.64 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4,25}{2} = 5.31 \text{ KN}$$

#### c) ferrailage de la poutrelle :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5.64 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.275 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

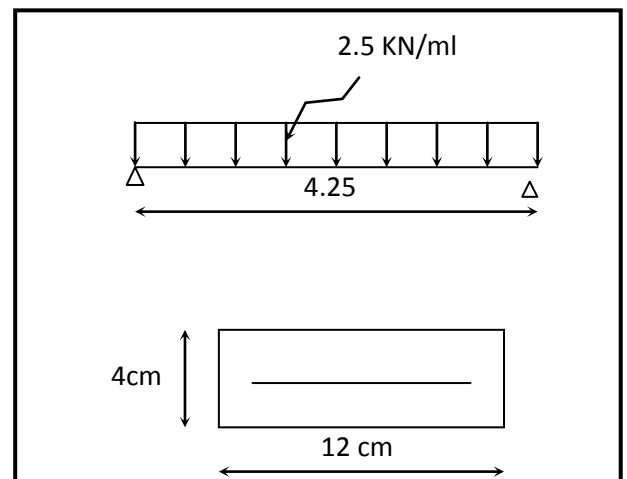


Figure III.46 : dimension de la poutrelle

### B. Calcul après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

#### a) Détermination des dimensions de la section en T :

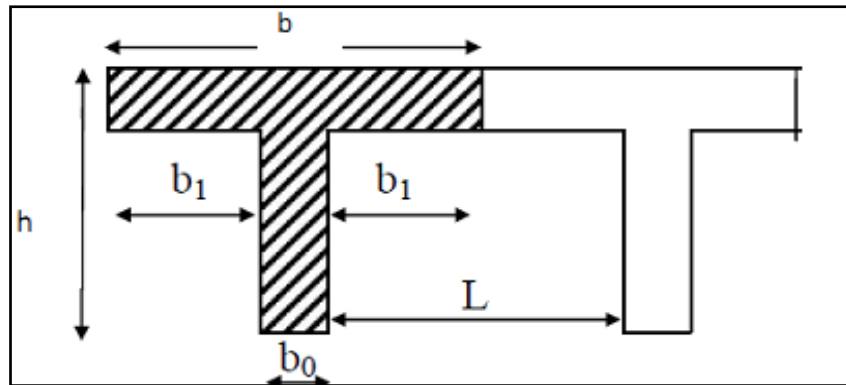


FIGURE III.47 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

$h = 16 + 4 = 20$  cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression)

$b_0$  = largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm)

$C = 2$  cm (enrobage)

$d = 18$  cm (hauteur utile)

$b_1$  : largeur de l'hourdis

Avec :  $L$  : distance entre faces voisines de deux nervures

#### b) Détermination de la largeur de la table de compression (art. A.4.1.3 BAEL91) :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8 h_0 \right\}$$

Avec :

$l_0$  : distance entre axe des poutrelles  $l_0 = 65 - 12 = 53$  cm

$l$  : Portée libre entre nus  $l = 4,25$  m

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \left\{ \frac{425}{10}; \frac{53}{2}; 8 \times 4 \right\}$$

$$\text{Soit : } b_1 = \min \{ 42,5; 26,5; 32 \}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{pour avoir } b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

**c) calcul des chargements :**

- Poids propre du plancher (étage terrasse):  $G = 5,83 \times 0,65 = 3,79 \text{ kN/m}$ .  
Poids propre du plancher étage courant :  $G = 5,5 \times 0,65 = 3,57 \text{ kN/m}$   
Poids propre du plancher (usage de service) :  $G = 5,5 \times 0,65 = 3,57 \text{ kN/m}$   
Poids propre du plancher (RDC) :  $G = 5,5 \times 0,65 = 3,57 \text{ kN/m}$ .
- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$ .  
Charge d'exploitation plancher étage courant :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$   
Charge d'exploitation (usage de service) :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml}$   
Charge d'exploitation :(étage RDC – usage service)  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml}$ .

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.  
Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher du RDC

- **plancher de rdc**

**d) Combinaison d'action**

- **A l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,575 + 1,5 \times 1,625 = 7,263 \text{ kN/ml}$$

- **A l'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3,575 + 1,625 = 5,2 \text{ kN/ml}$$

- **Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

L'application de la méthode forfaitaire de calcul n'implique que les conditions suivantes Soient réunies (**BAEL 91 modifier 99**)

**Hypothèse :**

- 1) la valeur de la surcharge respecte la condition suivantes :  $q \leq \max ( 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 )$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 4) la fissuration est non préjudiciable.

**Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :****(ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :**

1.  $Q = 1,5 \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\} = \{2 \times 3,57; 5 \text{ kN}\} = 7,14 \longrightarrow$  Condition vérifiée.
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\longrightarrow$  Condition vérifiée
3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$$

$$\frac{4,25}{3,20} = 1,33; \quad \frac{3,20}{2,8} = 1,14$$

$\longrightarrow$  Condition non vérifiée

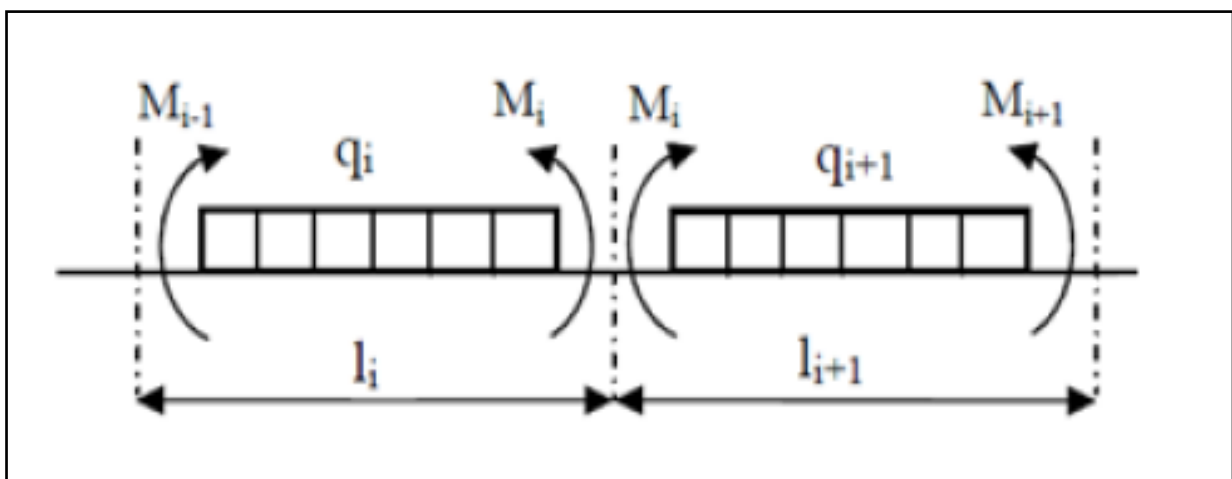
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion :** Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est non applicable, donc nous appliquons la méthode des trois moments

- **La méthode des trois moments:**

- **Exposition de la méthode :**

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour obtenir une succession de poutre isostatique de longueurs respectives  $\ll L_i \gg$ ;  $\ll L_{i+1} \gg$ . Chaque travée est étudiée indépendamment.



**FIGURE III.48 :Méthode des trois moments**

**- Principe de la méthode des trois moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

En considérant que les poutrelles sont de même inertie et de même module de Young, on obtient alors la relation simplifiée suivante:

$$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1} = - \left( \frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4} \right).$$

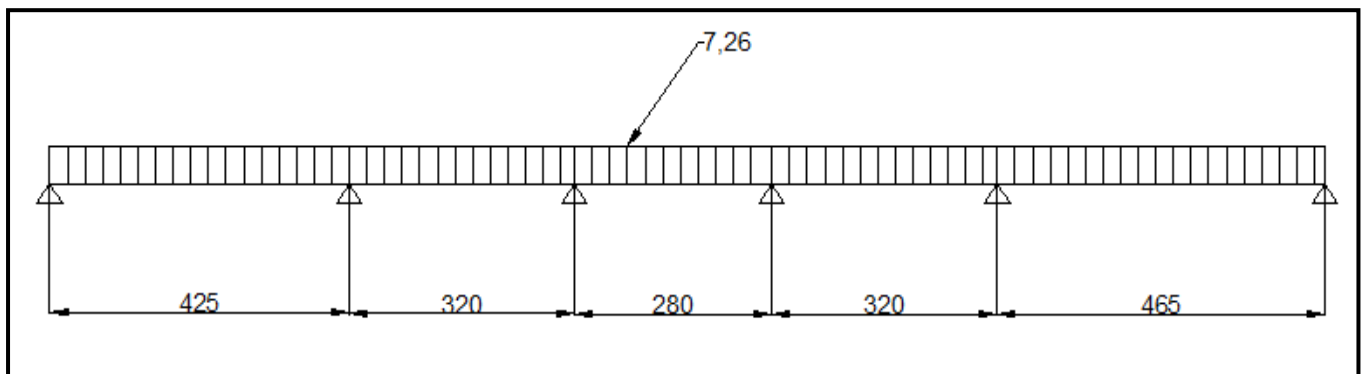
➤ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :  $M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

- $L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui.
- $L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui.
- $q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui.
- $q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui.

**d) Calcul à l'ELU**• **Calcul des moments fléchissant :**

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$$- G = 3,57 \text{ KN/ml.}$$

$$- Q = 1,625 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = (1,35 \times 3,57 + 1,5 \times 1,625) = 7,26 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Les moments aux appuis :**

$$\text{Avec : } M_0 = M_6 = 0$$

$$M_1 = M_6 ; M_2 = M_5 ; M_3 = M_4$$

$$q_i = q_{i+1} = q_u = 7,26 \text{ KN/ml}$$

Appuis	$l_i(m)$	$l_{i+1}(m)$	$q_i = q_{i+1}$ KN/ml	$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1}$ $= - \left( \frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4} \right).$
i=01	0	4,25	7,26	$8,5M_1 + 4,25M_2 = -139,32$
i=02	4,25	3,2	7,26	$4,25M_1 + 14,9M_2 + 3,2M_3 = -198,80$
i=03	3,2	2,8	7,26	$3,2M_2 + 12M_3 + 2,8M_4 = -99,32$
i=04	2,8	3,2	7,26	$2,8M_3 + 12M_4 + 3,2M_5 = -99,32$
i=05	3,2	4,25	7,26	$3,2M_4 + 14,9M_5 + 4,25M_6 = -198,80$
i=06	4,25	0	7,26	$4,25M_5 + 8,5M_6 = -139,32$

### Résolution des équations

$$(1) \Rightarrow M_1 = -0,5M_2 - 16,39 \dots \dots \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \Rightarrow M_2 = -0,25M_3 - 10,11 \dots \dots \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \Rightarrow M_3 = -0,25M_4 - 5,98 \dots \dots \dots (3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \Rightarrow M_4 = -0,28M_5 - 7,31 \dots \dots \dots (4')$$

$$(4') \text{ dans } (5) \Rightarrow M_5 = -0,3M_6 - 12,5 \dots \dots \dots (5')$$

$$(5') \text{ dans } (6) \Rightarrow M_6 = -11,92 \dots \dots \dots (6')$$

➤ Après la résolution on trouve :

$$M_1 = -12,715 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,349 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -11,041 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,811 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8,924 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -11,92 \text{ KN.m}$$

On réduisant les moments aux appuis de **1/3** on aura :

$$M_1 = -12,715 - 1/3 (-12,715) = -8,477 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,349 - 1/3 (-7,349) = -4,899 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -11,041 - 1/3 (-11,041) = -7,361 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,811 - 1/3 (-4,811) = -3,207 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8,924 - 1/3 (-8,924) = -5,949 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -11,92 - 1/3 (-11,92) = -7,947 \text{ KN.m}$$



➤ **Les moments en travées :**

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

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

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\text{La position du moment max : } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

$$\text{et } \mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}$$

**Tableau III.14 : Les moments en travées.**

Travée	$l_i(m)$	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	$M_i$ (KN.ml)	$M_{i+1}$ (KN.ml)	$x(m)$	$\mu(x)$	$M$ (KN.ml)
1-2	4,25	7,26	-8,477	-4,899	2,241	16,342	8,153
2-3	3,2	7,26	-4,899	-7,361	1,494	9,252	3,203
3-4	2,8	7,26	-7,361	-3,207	1,8	6,534	1,843
4-5	3,2	7,26	-3,207	-5,949	1,482	9,242	4,765
5-6	4,25	7,26	-5,949	-7,947	2,06	16,376	9,453

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appui « } i \text{ », } V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ \text{Au niveau d'un appui « } i+1 \text{ », } V(x) = - \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right\}$$

Les moments seront pris en valeur absolue

Tableau III.15 : Calcul des efforts tranchants

Travée	longueur	$q$ (KN/ml)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
Travée 1-2	4,25	7,26	- 8,477	-4,899	16,27	-14,58
Travée 2-3	3,20	7,26	- 4,899	-7.361	10,85	-12,39
Travée 3-4	2,8	7,26	- 7.361	-3,207	11,65	-8,68
Travée 4-5	3,20	7,26	- 3,207	-5,949	10,76	-12,47
Travée 5-6	4,25	7,26	- 5,949	-7,947	14,96	-15,89

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci-après.

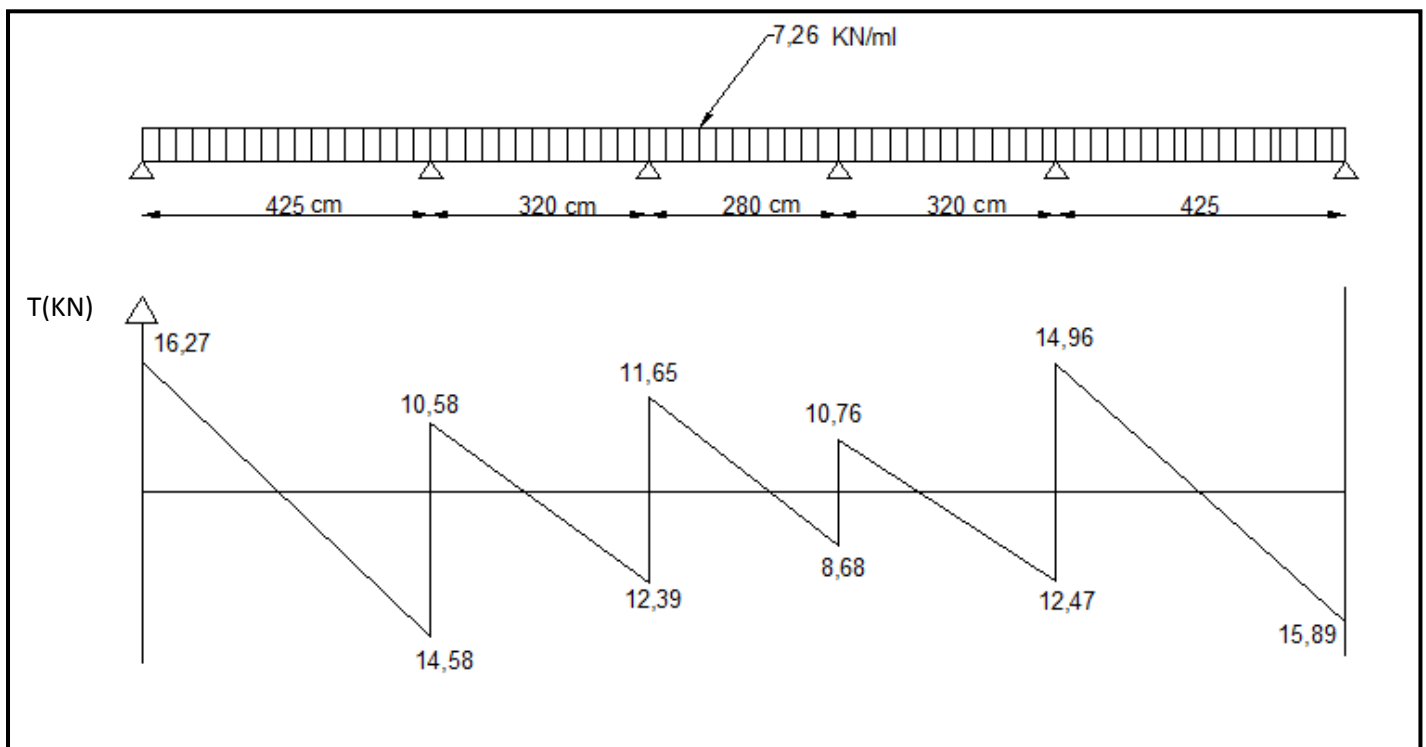


Tableau III.49: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

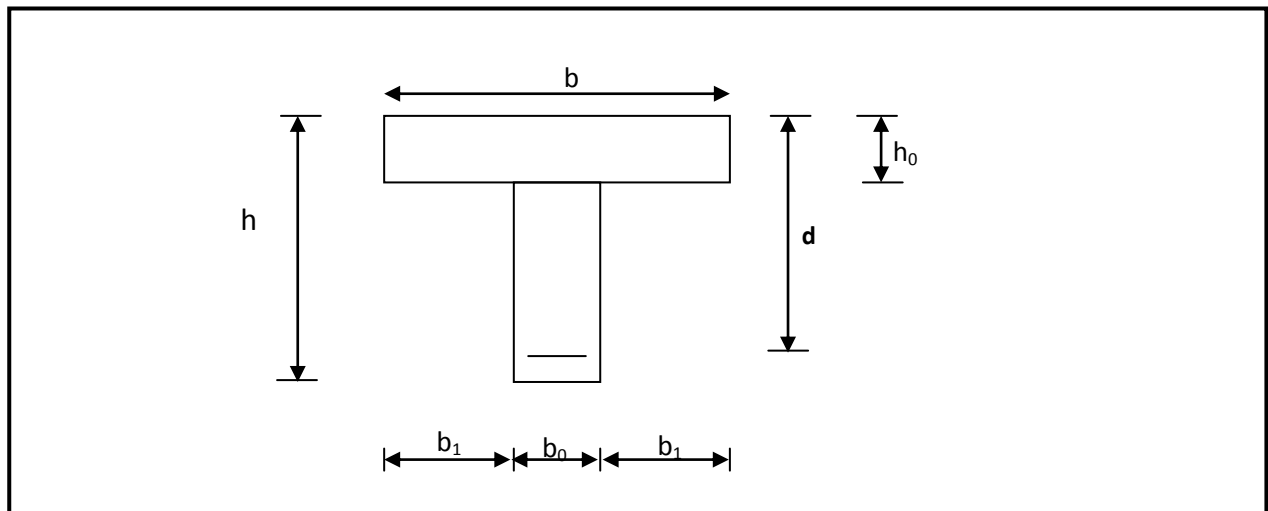
### C. Ferrailage

**NB :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 9,453 \text{ KN.m et } M_{a \max} = - 8,477 \text{ KN.m}$$

**- Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**



**FIGURE III.50 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression**

**b** = 65 cm (largeur de la table de compression)

**h** = 20 cm (hauteur total de plancher)

**b<sub>0</sub>** = 12 cm (largeur de la nervure)

**h<sub>0</sub>** = 4 cm (épaisseur de la table de compression)

**c** = 2 cm (enrobage des armatures inférieures)

**d** = 18 cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

**- moment résistant**

**M<sub>0</sub>** : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 9,453 < M_0 = 59,07 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

$\rightarrow$  La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

**a) Calcul des armatures longitudinales****➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,453 \cdot 10^2}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,032 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

**-Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9,453 \times 10^2}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,534 \text{ cm}^2$$

On adopte : **Ast = 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>**

**➤ Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,477 \cdot 10^2}{12 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,154$$

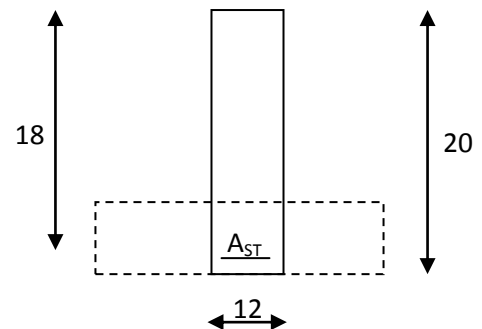
$$\mu = 0,154 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,154 \rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{8,477 \times 10^2}{0,916 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Soit : **Ast = 2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**



**e) Vérifications à L'E.L.U:****➤ Vérification à la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**En travée :**  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

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

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

**➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)**

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 16,27 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16,27 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,753 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,753 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**- Aux travées :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2b} = \frac{16,27 \cdot 10^3 (650-120)}{40 \cdot 2 \cdot 650 \cdot 162} = 1,024 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,024 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**- Aux appuis :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 16,27 \times 10^3}{120 \times 162} = 1,67 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16,27 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 10} = 1,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,60 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

**b) Calcul des armatures transversales :****➤ Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 1,2 ; 0,57 ; 1 \} = 0,57 \text{ mm}$$

On prend :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

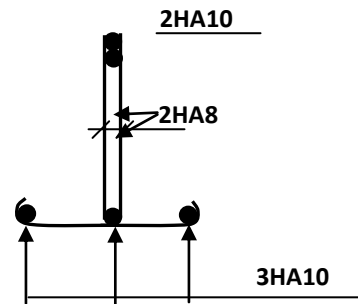


FIGURE III.51 : Plan de ferrailage de poutrelle

**➤ La section des armatures transversales :**

$$St_1 \leq \min \{ 0,9d ; 40\text{cm} \} = 16,2\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**f) Vérification à l'ELS :****• Combinaison de charge à l'ELS:**

$$q_s = G+Q=(5.5+1.5) \times 0.65 = 4.55$$

$$q_s = 4,55 \text{ KN/ml}$$

**• Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge  $q_u$ . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par  $\frac{q_s}{q_u}$  pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,55}{7,26} = 0.627$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 9,453 \times 0,627 = 5,927 \text{ KN.m}$$

$$M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 8,477 \times 0,627 = 5,315 \text{ KN.m}$$

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

Les vérifications qui leur sont relatives sont :

**c) Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

**➤ En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,0879 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1 - 0,432)} = 0,0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,927 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 163,69 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0507 \times 163,69 = 8,30 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**➤ Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \cdot 18} = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow \alpha_1 = 0,372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,372}{15(1 - 0,372)} = 0,039$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,315 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 214,70 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 214,7 = 8,373 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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



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

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

**e) Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 380 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

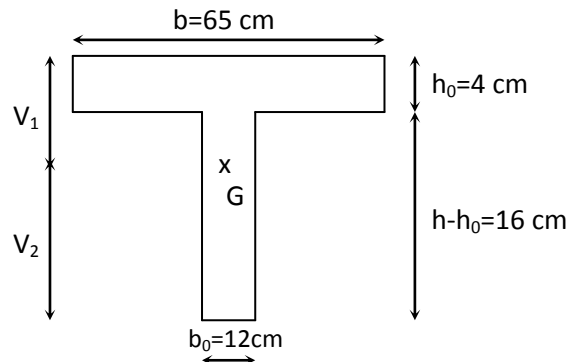
- Avec : h : hauteur totale de la section.
- L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.
- $M_t$  : moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.
- $B_0$  : largeur de la nervure
- $M_t$  : moment fléchissant maximum en travée
- d : hauteur utile de la section droite.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{3,80} = 0,053 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

## ❖ Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ m}$$



Avec :

**f** : La flèche admissible

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_c} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

**I<sub>fv</sub>** : Inertie fictive pour les charges de longue durée

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S'_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S'_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S'_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.49$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 163.69 + 2.1}; 0\right) = 0.605$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.49 \times 0.605} = 11571.99 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{5,927 \times (3,8)^2 10^7}{10 \times 10819 \times 11571,99} = 0.68 < \frac{L}{500} = 0.76 \text{ cm} \dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

- Armatures principales :

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

**En travée :  $A_{sa} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$**

- Armatures transversales :

**$A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$  (cadre + étrier);  $S_t = 20 \text{ cm}$**

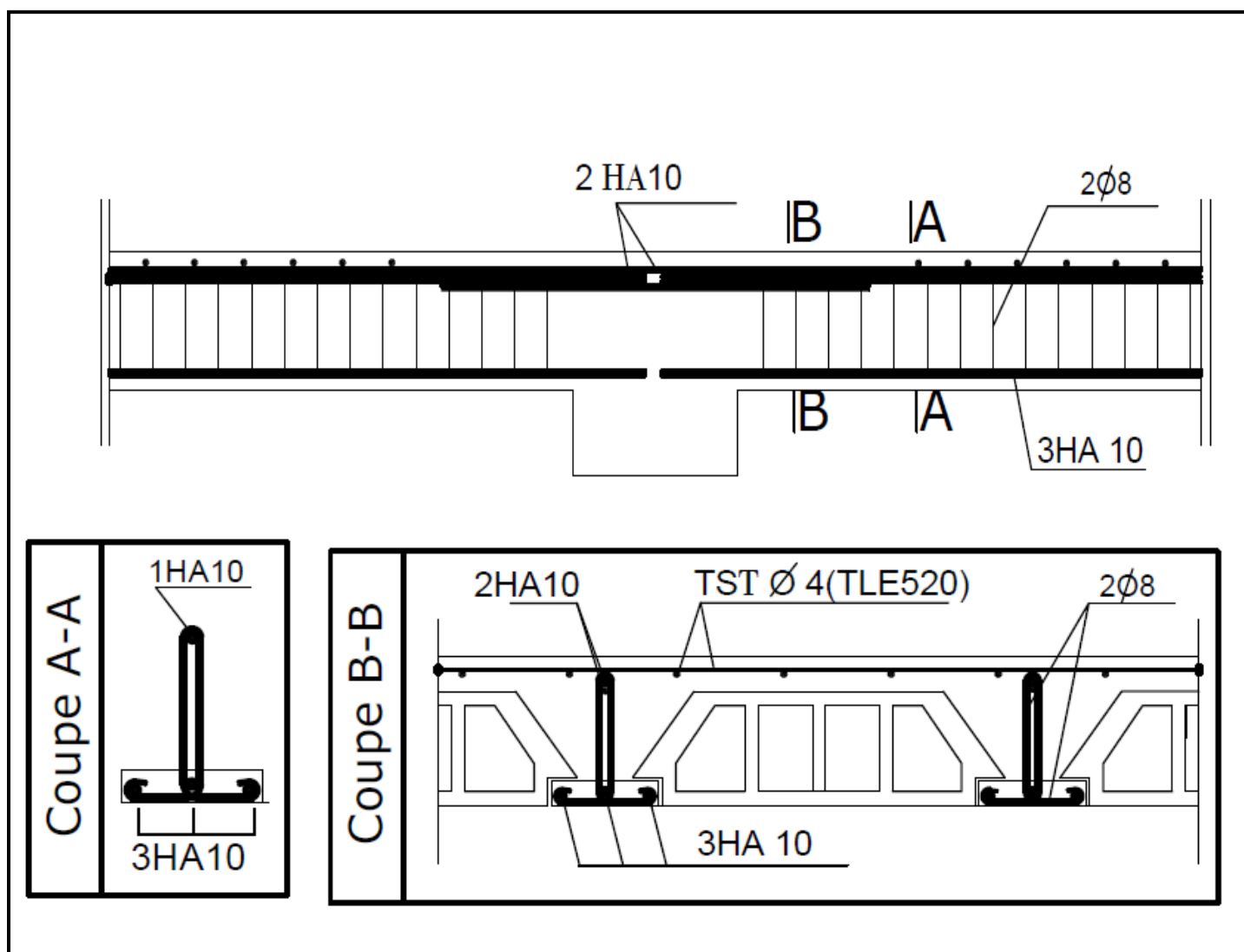


FIGURE III.52: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

# **CHAPITRE IV :**

**Modélisation de la structure.**

## INTRODUCTION

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

### 1. Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.7.0.

### 2. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.7.0. réf [1]. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

### 3. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

**Rappel :(terminologie):**

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds
- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Elément : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : point d'application de la charge
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : coffrage
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

**4. Etapes de modélisation**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

**a- Introduction de la géométrie de l'ouvrage :**

- **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**
- **Géométrie de base** :

On clique sur :

**File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA**

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Les hauteurs de différents étages.
- Les longueurs de travées.

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

**Building Plan Grid System and Story Data Definition**

**Grid Dimensions (Plan)**

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 8

Number Lines in Y Direction: 5

Spacing in X Direction: 6,

Spacing in Y Direction: 6,

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

**Story Dimensions**

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 9

Typical Story Height: 3,06

Bottom Story Height: 4,48

☐ Custom Story Data Edit Story Data...

**Units**

KN-m

**Add Structural Objects**

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

**Define Grid Data**

Edit Format

**X Grid Data**

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	1,16	Primary	Show	Top	
2	B	3,09	Primary	Show	Top	
3	C	3,2	Primary	Show	Top	
4	D	2,8	Primary	Show	Top	
5	E	3,2	Primary	Show	Top	
6	F	3,09	Primary	Show	Top	
7	G	1,16	Primary	Show	Top	
8	H	0	Primary	Show	Top	
9						
10						

**Y Grid Data**

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3,6	Primary	Show	Left	
2	2	3,2	Primary	Show	Left	
3	3	4	Primary	Show	Left	
4	4	3,2	Primary	Show	Left	
5	5	0	Primary	Show	Left	
6						
7						
8						
9						
10						

**Units**

KN-m

**Display Grids as**

☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

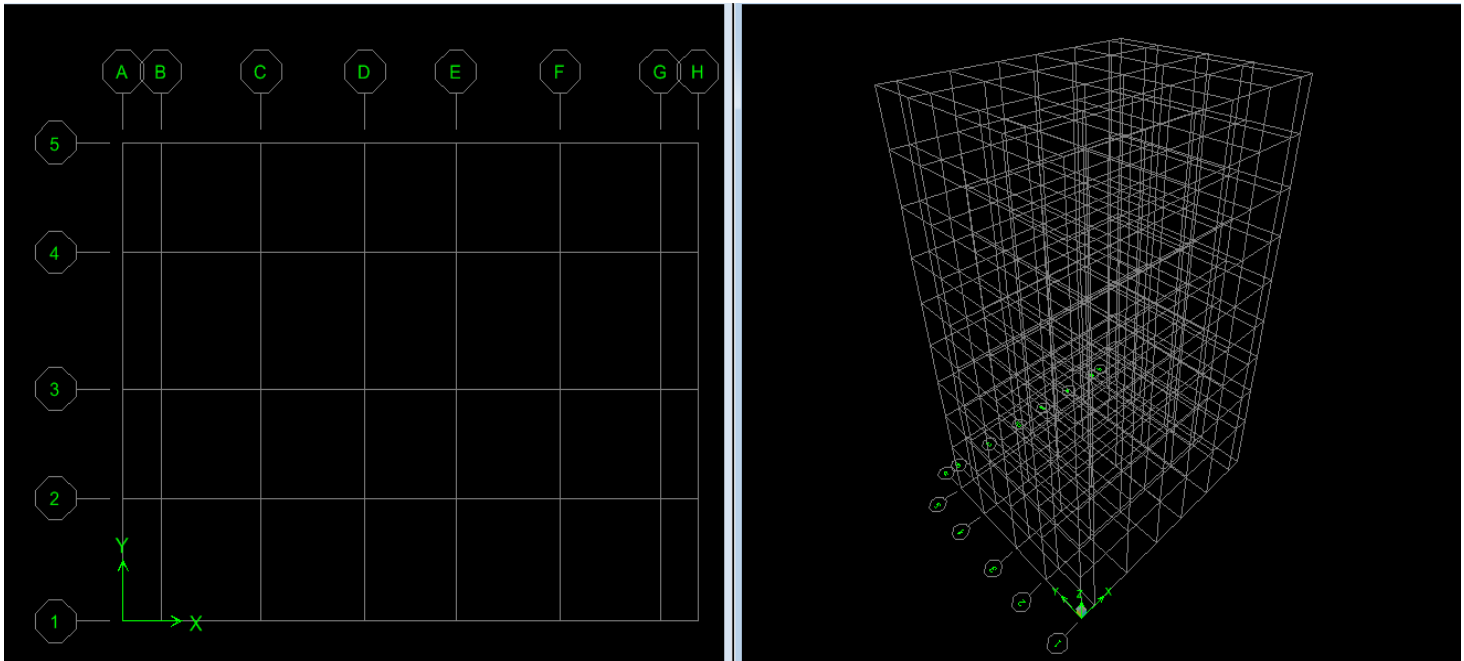
Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel



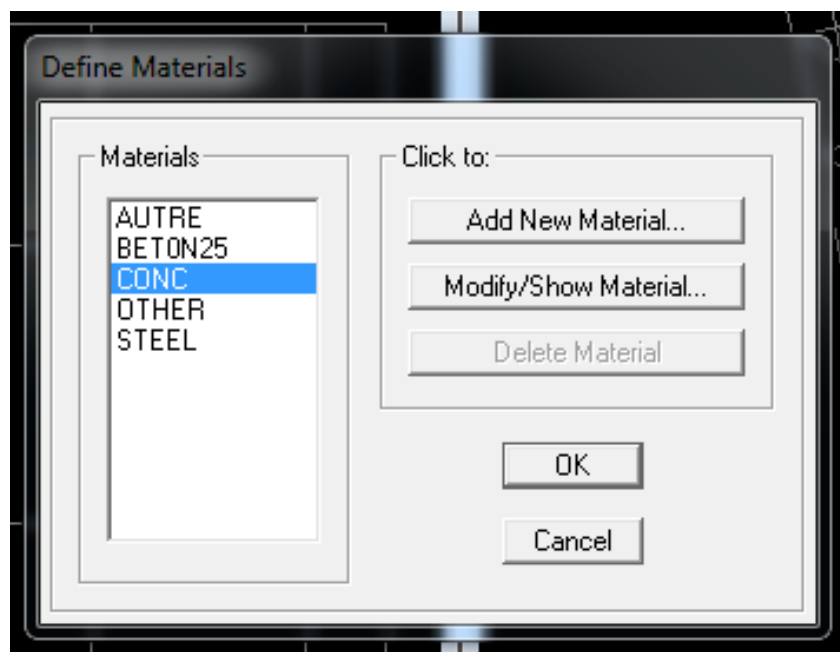
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 2D et l'autre en 3D.



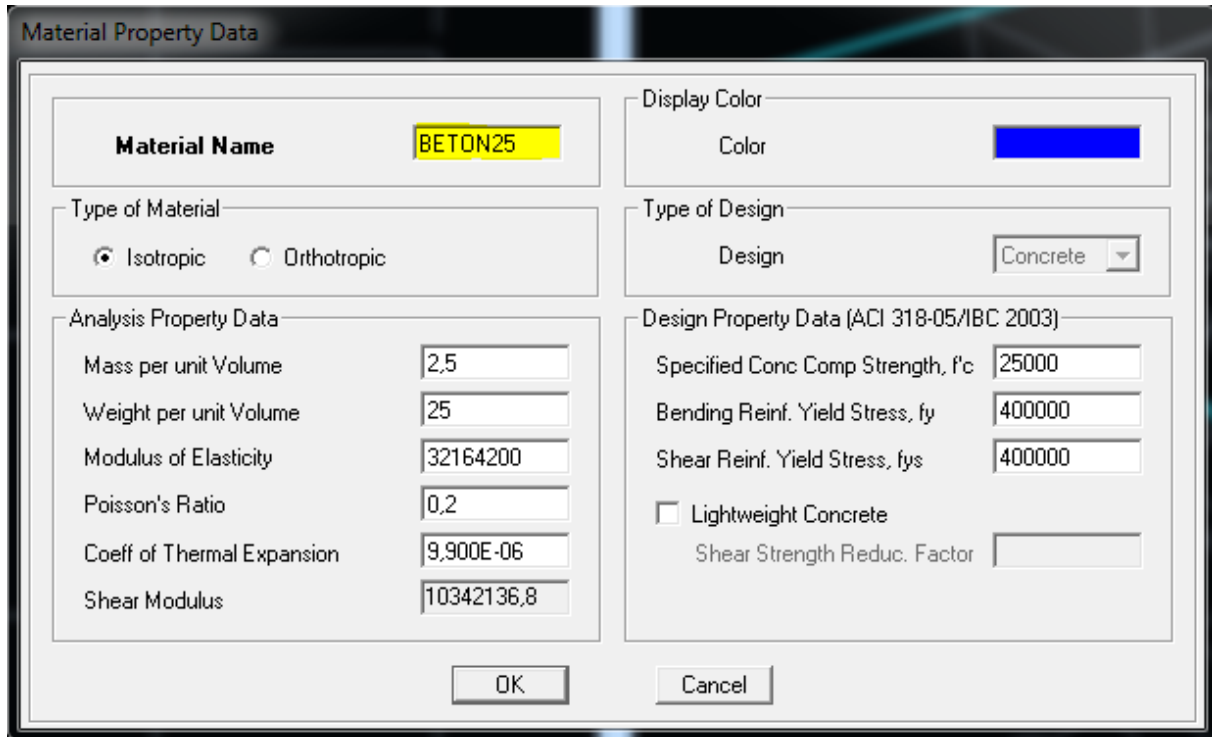
#### b- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

**Define ⇒ Material Properties ⇒ Add new material**



Dans la boîte dialogue qui apparait ci-dessous on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



**Material Property Data**

**Material Name** : BETON25

**Display Color** : Color (Blue)

**Type of Material** : ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

**Type of Design** : Design (Concrete)

**Analysis Property Data**

Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	10342136,8

**Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)**

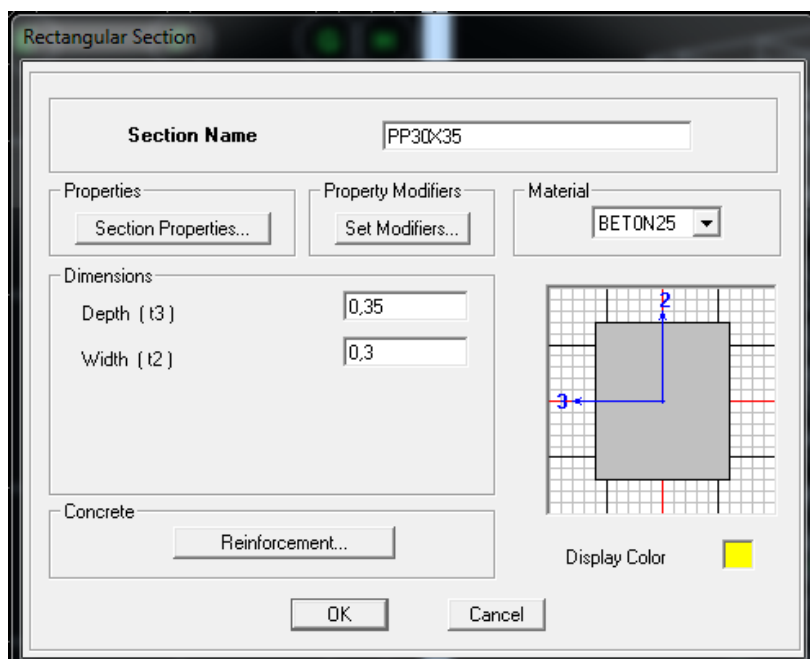
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

#### d- Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

**Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular**



**Rectangular Section**

**Section Name** : PP30X35

**Properties** : Section Properties...

**Property Modifiers** : Set Modifiers...

**Material** : BETON25

**Dimensions**

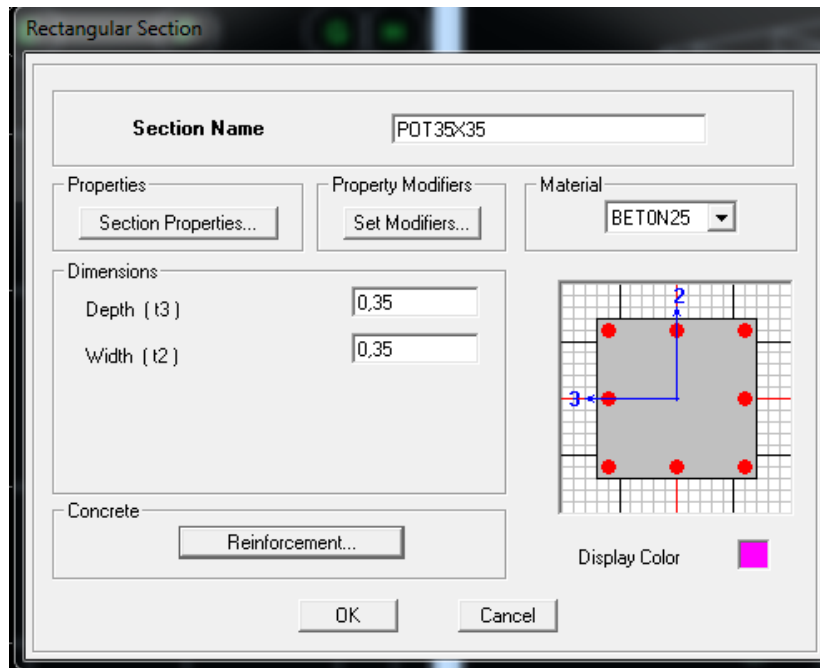
Depth (t3)	0,35
Width (t2)	0,3

**Concrete** : Reinforcement...

**Display Color** : (Yellow)

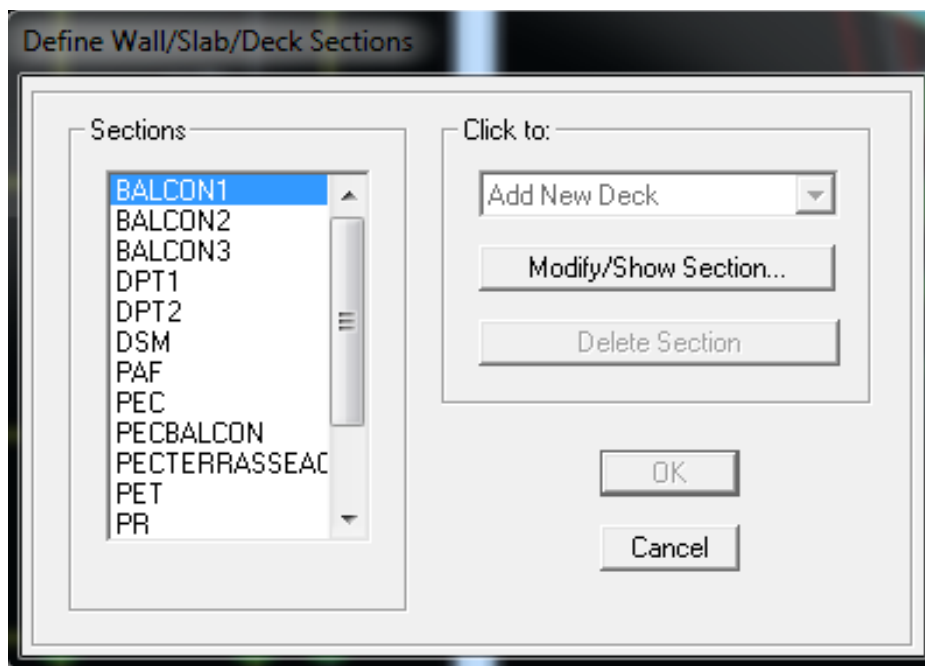
OK Cancel

On procède de la même manière pour les poteaux.

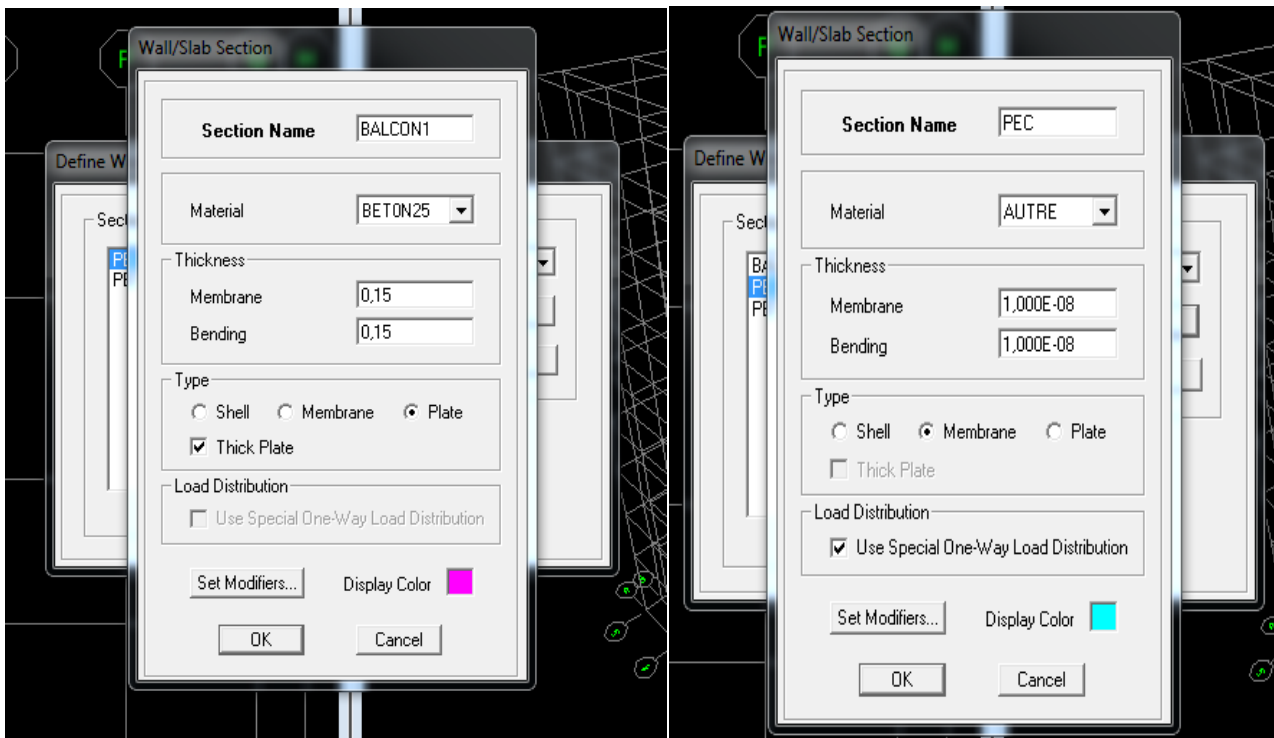


Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

**Define ⇒ Wall/Slab/Deck Sections ⇒ Add New Section**



Puis on définit leurs propriétés :



- **Dessin des éléments de la structure**



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- **Pour les poteaux :**

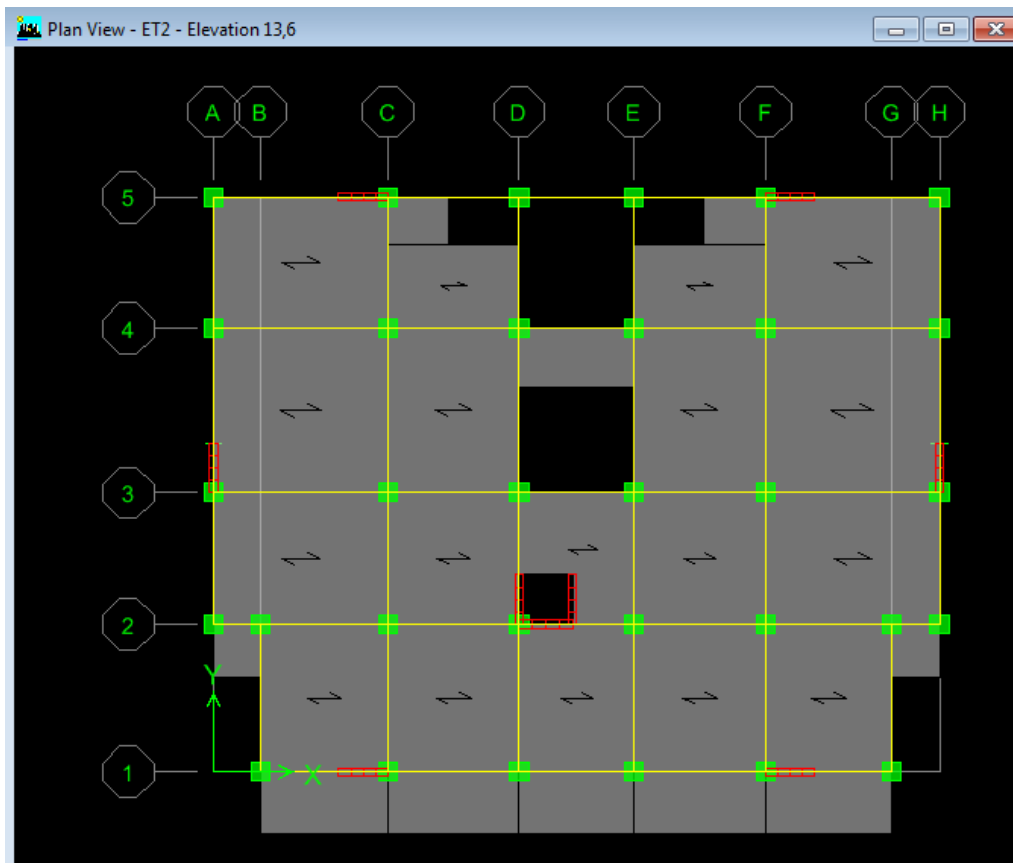
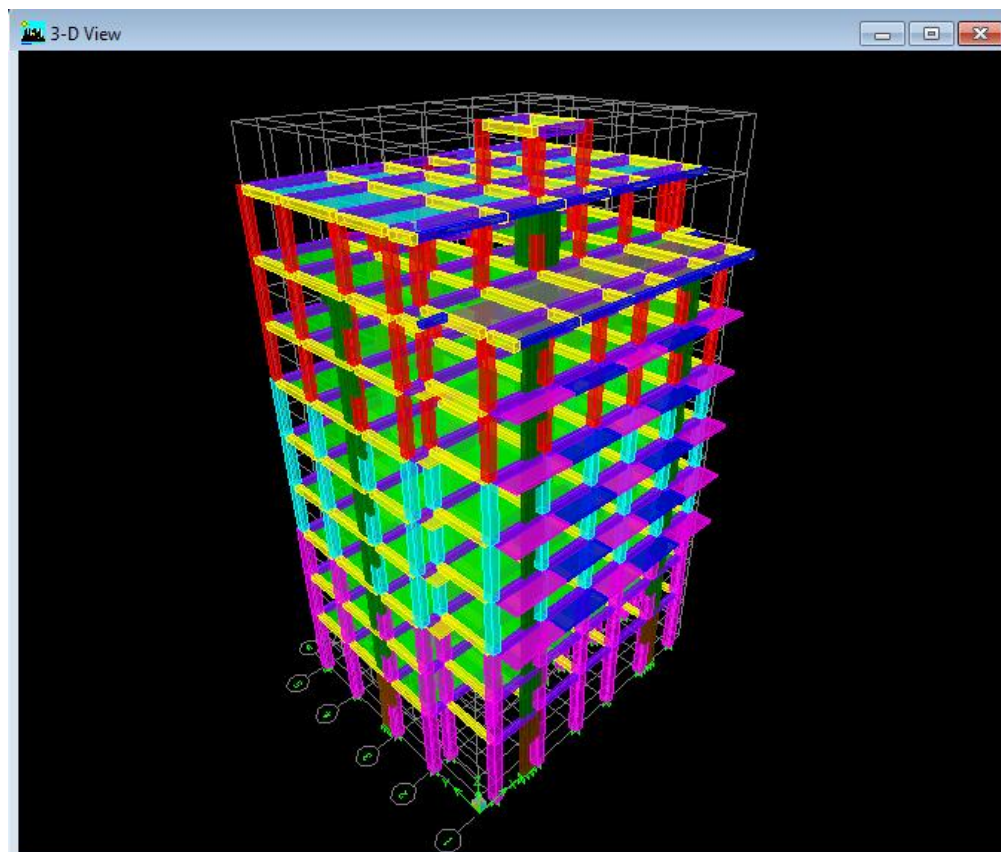
On clique sur le bouton 


Une fenêtre s'affiche (**properties of Object**)  $\Rightarrow$  **None** on choisit le nom de la section (pot 30x30 par exemple) on valide.

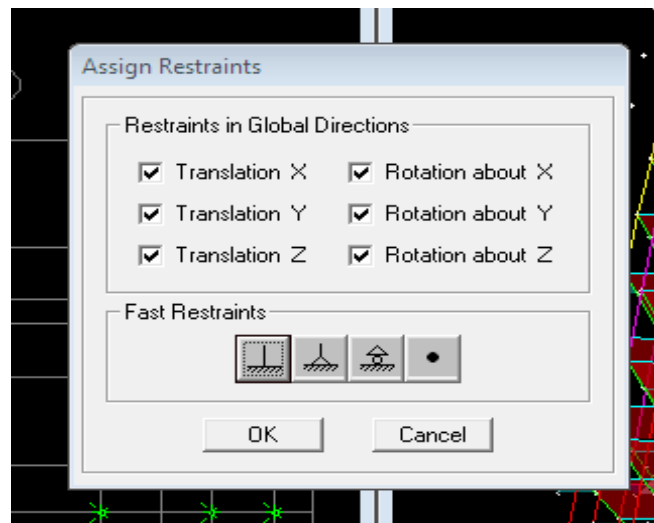
- **Pour la poutre et les voiles :**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles .

On obtient la structure suivantes :

**En Plan 2D :****En 3D :**

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- **Masse source**  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (**formule 4-5 RPA 99**).

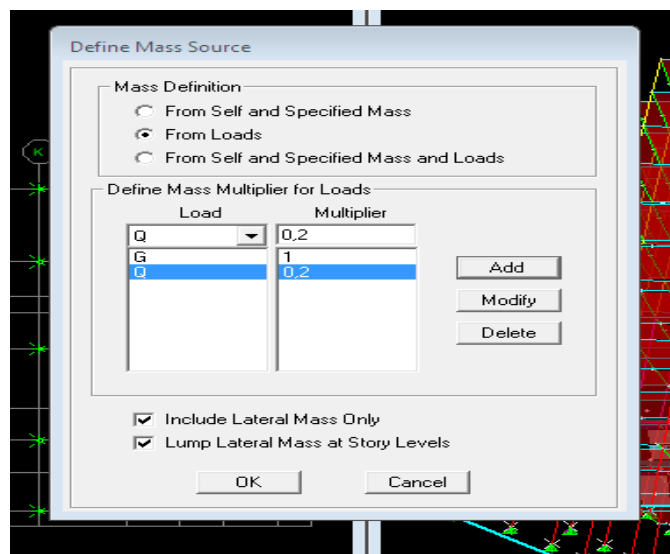
$W_i$  : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du **4.5 RPA99 modifier 2003** (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation, bureaux).

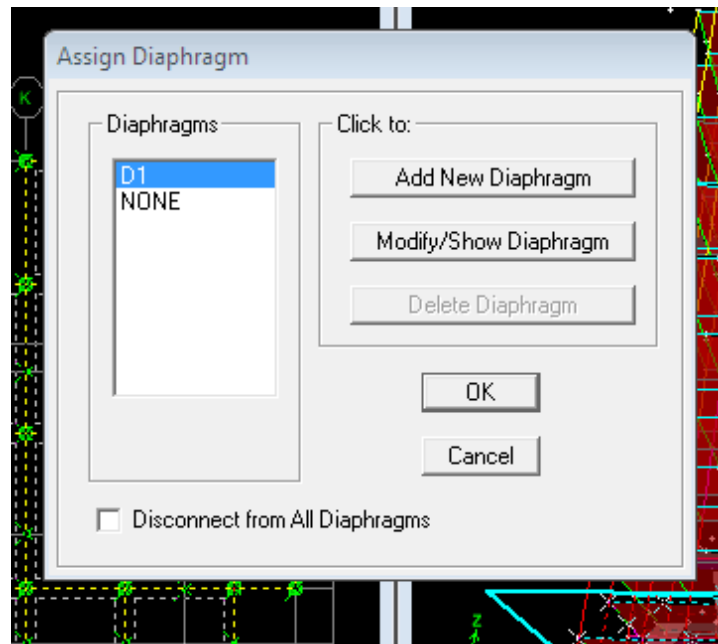
**Define⇒Masse Source⇒ From Loads**



- **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maître>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign**⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragmas** ⇒ **D1** ⇒ **OK**.

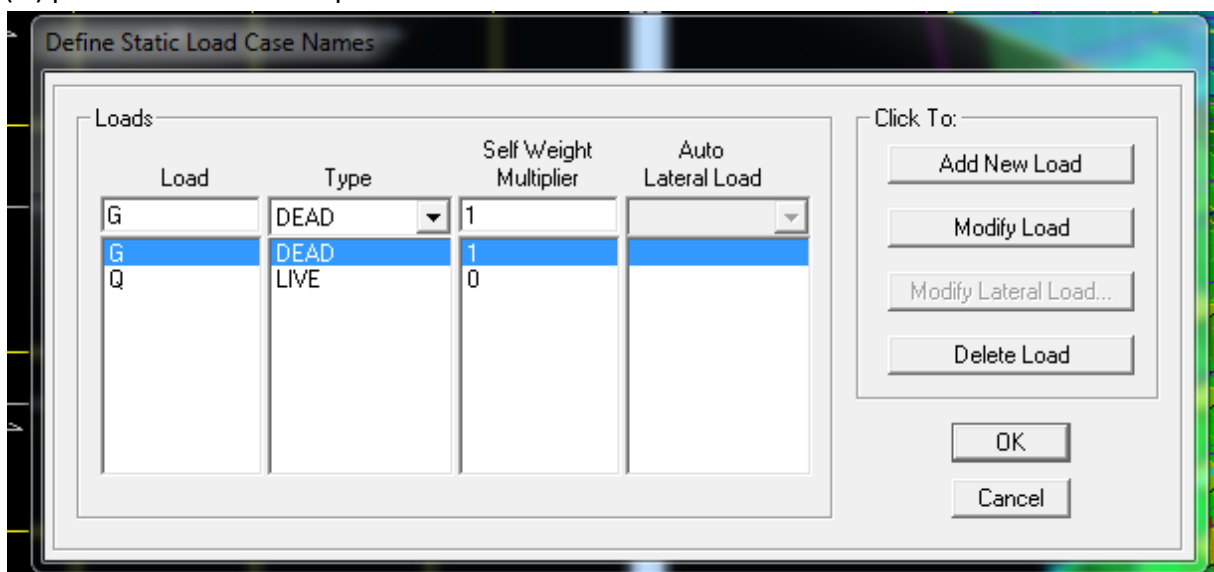


Le deuxième étage : **Assign**⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragmas**⇒ **Add Diaphragm**⇒ **D2** ⇒ **OK**.

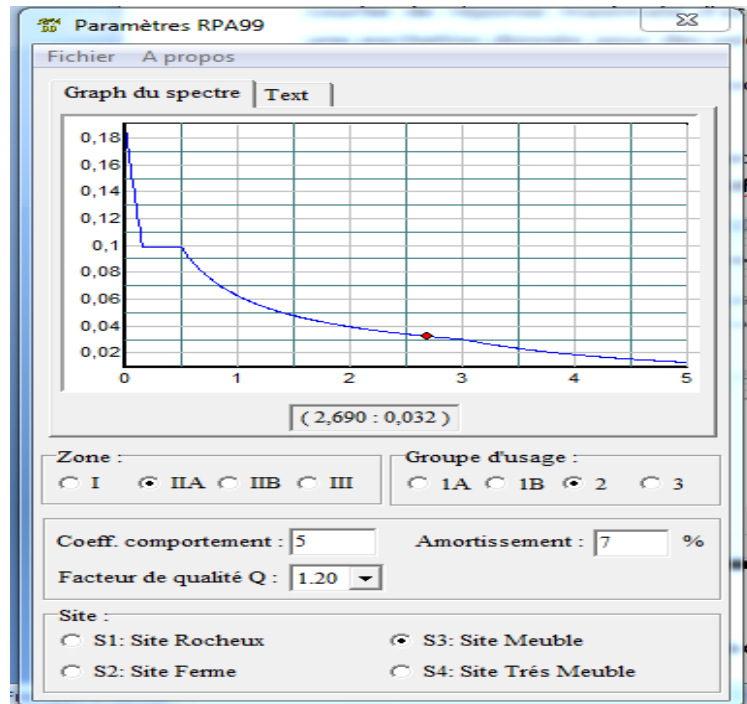
On suit la même procédure pour les autres étages.

#### e- Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : **Define**⇒**StaticLoad Cases**.



### f- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :

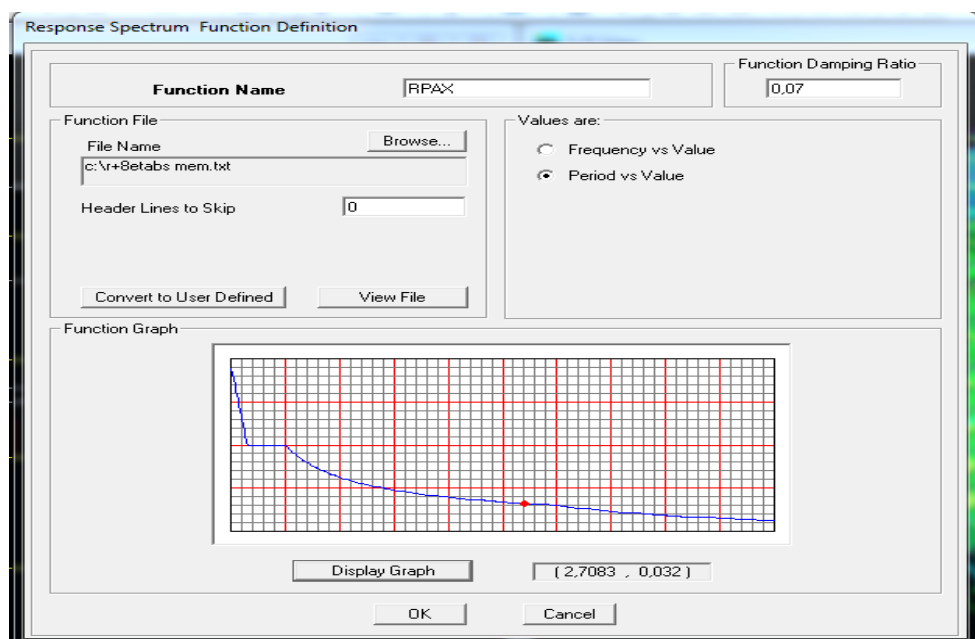


Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre  $T$ .

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** ⇒ **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

**define⇒responsespectrum⇒function spectre from file.**





### g- Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define⇒Response Spectrum Cases ⇒Add New Spectrum.**

### h- Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign⇒ areas load⇒uniform.**

### i- Introduction des combinaisons d'actions

- **Combinaisons aux états limites**

ELU  $1,35 G + 1,5 Q$ .

ELS  $G + Q$ .

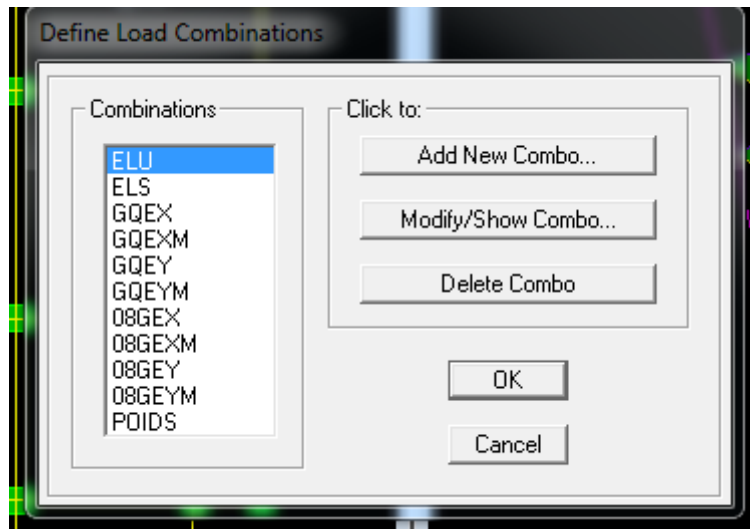
- **Combinaisons accidentelle du RPA**

GQE :  $G + Q \pm E$

08 GE :  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define  $\Rightarrow$  Loads Combinaisons  $\Rightarrow$  Add New Combo.**



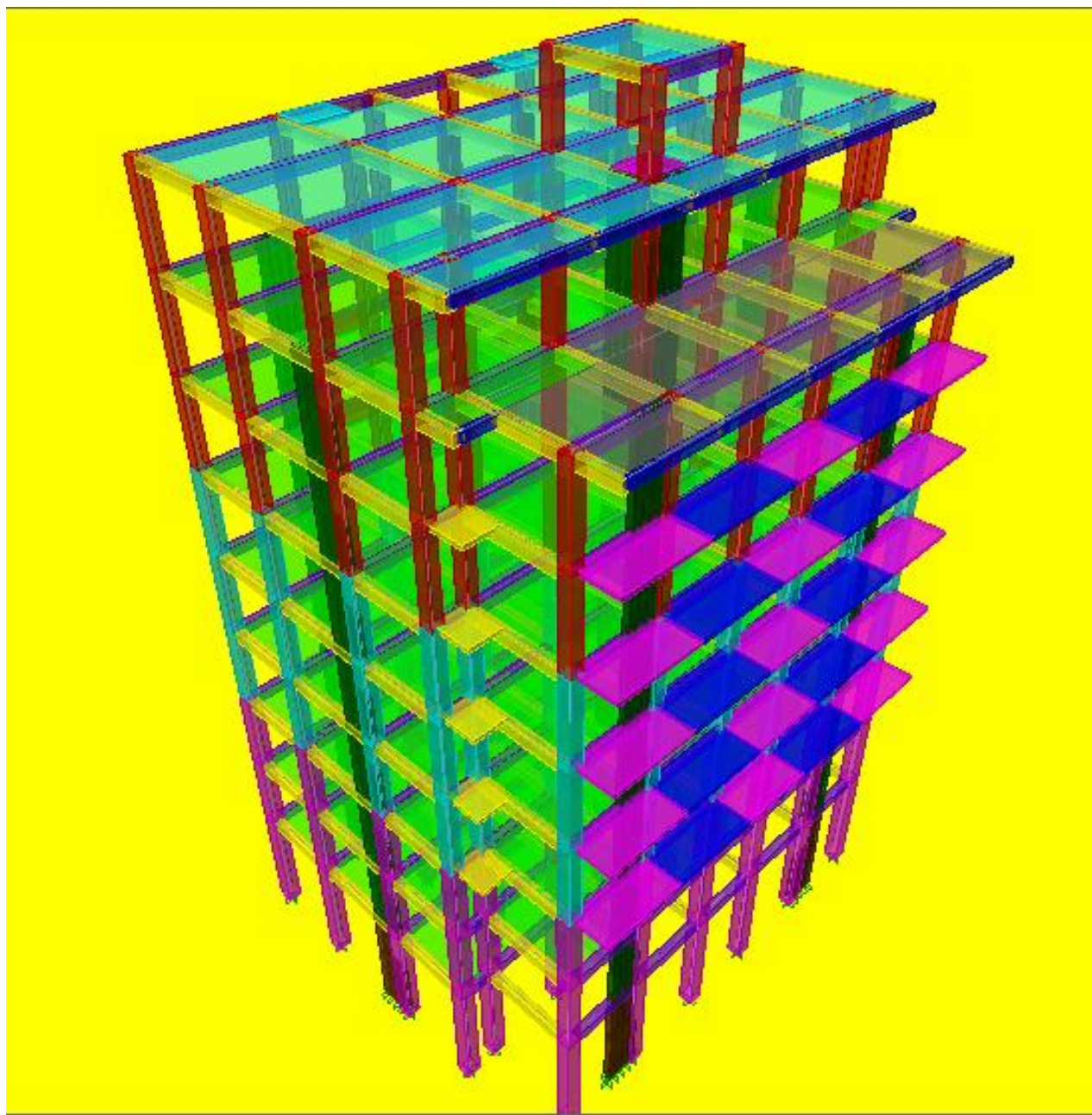
### j- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze  $\Rightarrow$  RunAnalysis**

- **Visualisation des résultats**

- ✓ **Déformée de la structure** : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.
- ✓ **Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagram**
- ✓ **Déplacement** : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.
- ✓ **Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base** : On clique sur **Show Tables  $\Rightarrow$  Base Reactions  $\Rightarrow$  Select Cases/Comb  $\Rightarrow$  E.**



**FIGURE IV.53 : Vue en 3D de la structure**

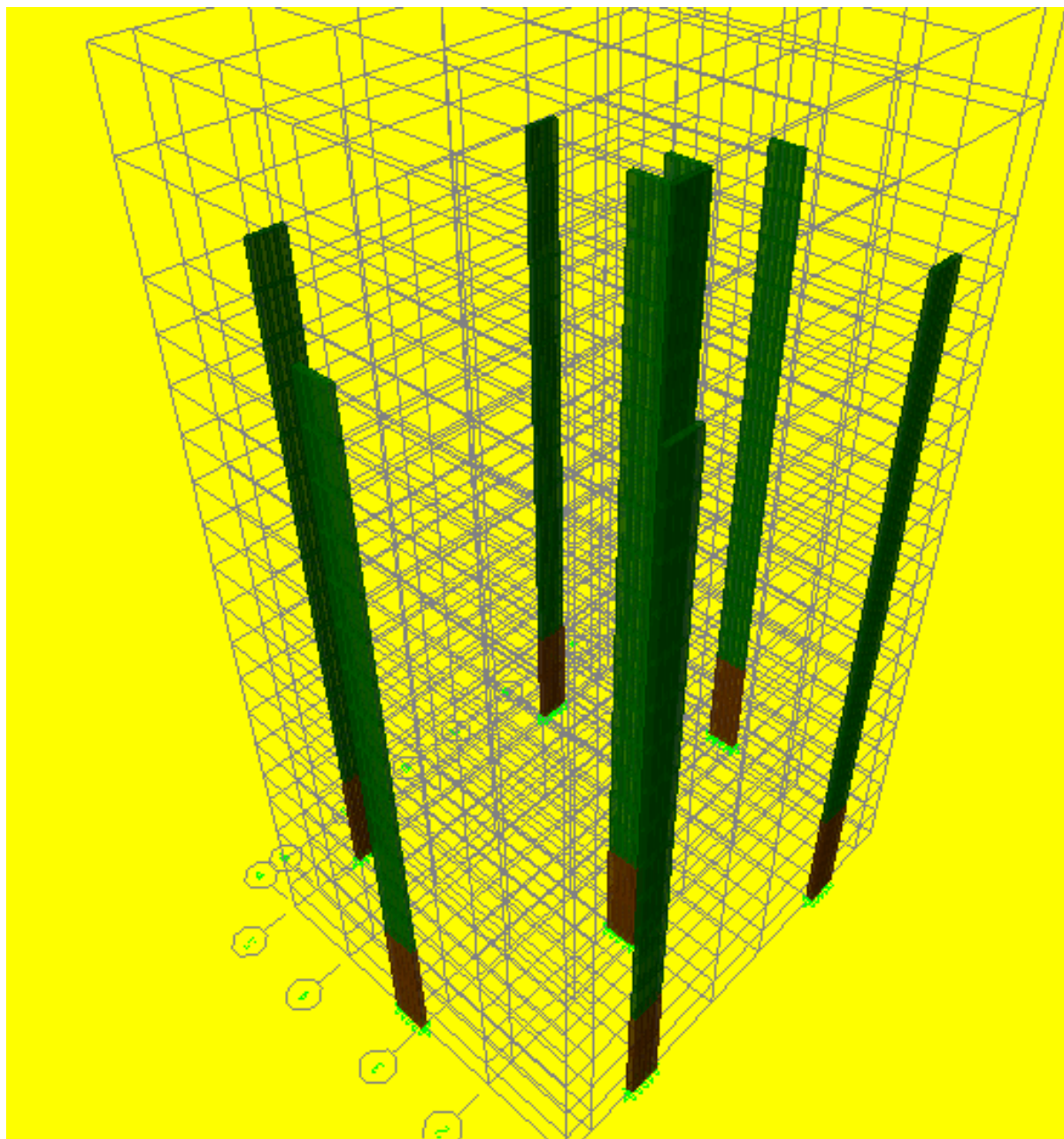


FIGURE IV.54 : Disposition des voiles

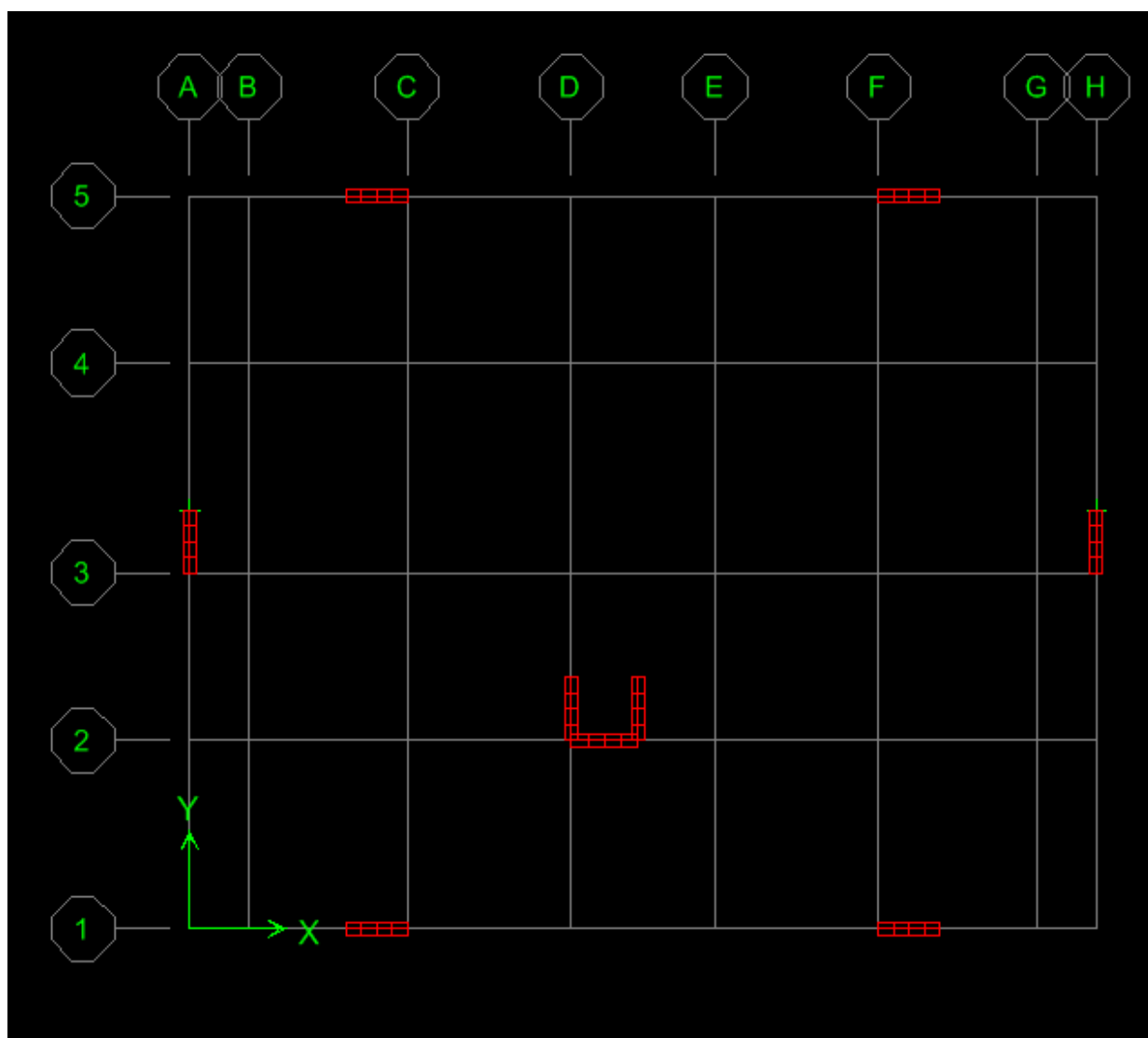


FIGURE IV.55 : Disposition des voiles RDC et étage courant

# **CHAPITRE V :**

**Vérifications des exigences du RPA99 modifié  
2003.**

## Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003

### INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Déplacement maximal de la structure.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
9. Spécification pour les poteaux.

### 1- VERIFICATION DE LA PERIODE EMPIRIQUE T

#### 1.1- Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (31,45)^{3/4} = 0,66 \text{ s}$$

#### 1.2- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} = 0,858 \text{ s}$$

#### 1.3- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display → show tables**

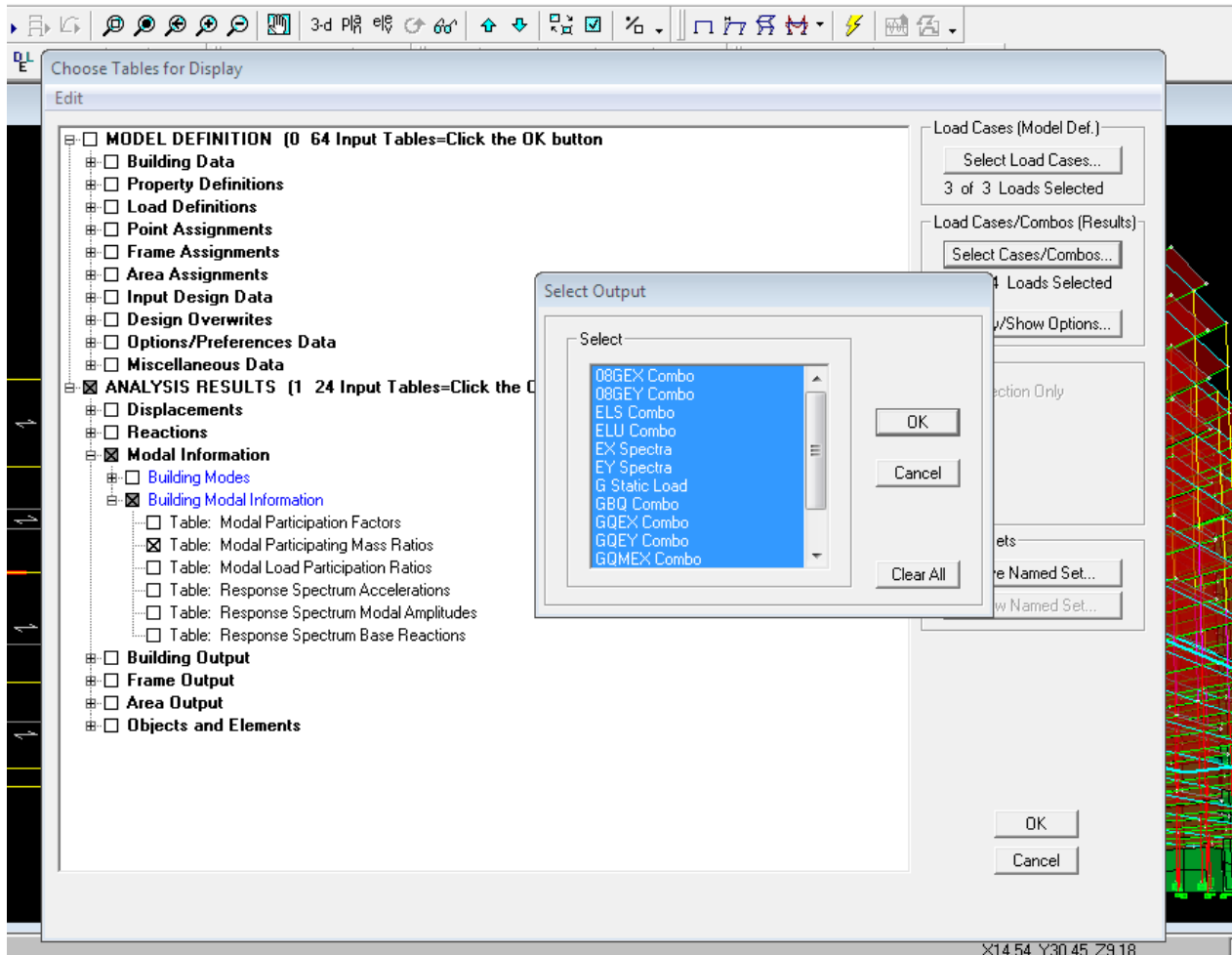
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



## ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo... → OK → OK



Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,906575	0,8067	78,5025	0,0000	0,8067	78,5025	0,0000	97,6811
2	0,857819	61,3346	1,4657	0,0000	62,1414	79,9681	0,0000	1,8164
3	0,780918	16,1327	0,1658	0,0000	78,2741	80,1339	0,0000	0,1962
4	0,294446	0,1243	11,0456	0,0000	78,3983	91,1795	0,0000	0,0290
5	0,273487	8,7978	0,1879	0,0000	87,1961	91,3675	0,0000	0,0001
6	0,244838	3,9527	0,0043	0,0000	91,1488	91,3718	0,0000	0,0007
7	0,161266	0,0439	4,0096	0,0000	91,1927	95,3814	0,0000	0,2265
8	0,147228	2,3998	0,0955	0,0000	93,5925	95,4769	0,0000	0,0047
9	0,128110	1,9490	0,0000	0,0000	95,5415	95,4769	0,0000	0,0000
10	0,103648	0,0538	1,8873	0,0000	95,5953	97,3643	0,0000	0,0151
11	0,096688	0,7102	0,1389	0,0000	96,3055	97,5031	0,0000	0,0013
12	0,083753	1,1746	0,0011	0,0000	97,4801	97,5043	0,0000	0,0001



Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

**Tableau V.16 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes**

Modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
périodes	0,906	0,857	0,780	0,294	0,273	0,244	0,161	0,147	0,128	0,103	0,096	0,083

### ❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période Empirique ( $T_{\text{empirique}}$ ) = 0,66 s
- La période majorée ( $1,3 \cdot T_{\text{empirique}}$ ) = 0,858s
- La période ETABS ( $T_{\text{analytique}}$ ) = 0,906s

#### ○ L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

«Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% »

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 \cdot T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 \cdot T_{\text{empirique}}$

On remarque que :  $1,3 \cdot T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$

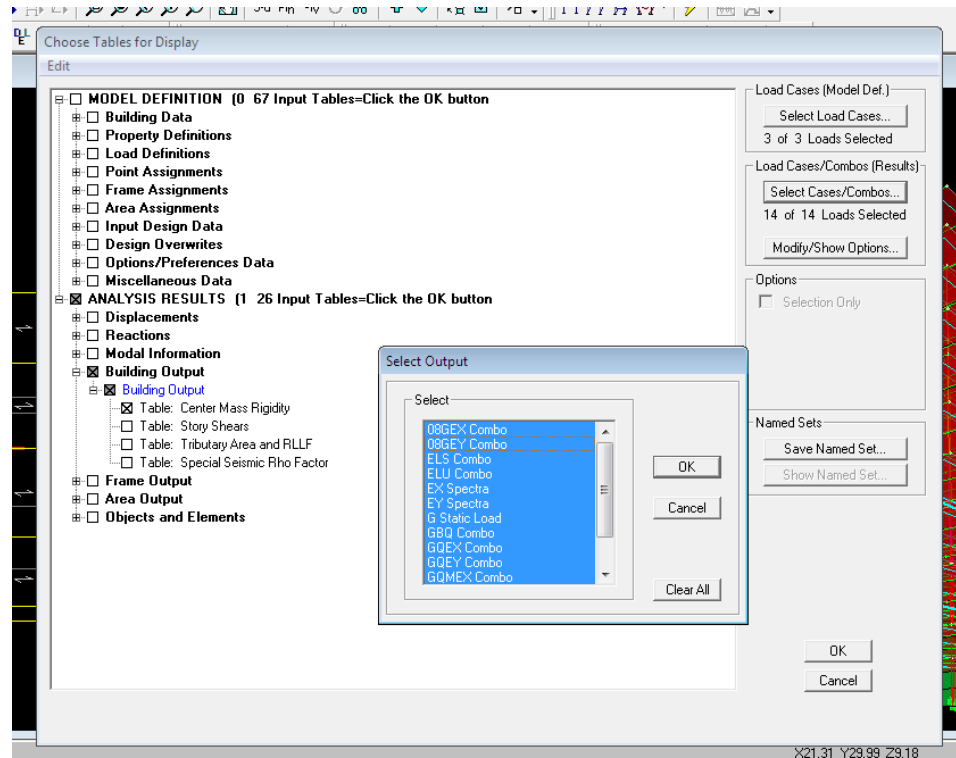
**Donc :** on choisie la période  $T = 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} = 0,858 \text{ s}$

## 2- VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE :

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS→building output→ Center Mass Rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...→ OK→OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity								
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	RDC	DA1	260,0944	260,0944	8,825	7,647	8,760	5,975
	ET SERVICE	DA2	273,4641	273,4641	8,831	7,030	8,763	6,001
	ET1	DA3	283,8647	283,8647	8,832	6,625	8,745	6,031
	ET2	DA4	271,1142	271,1142	8,831	6,453	8,725	6,044
	ET3	DA5	271,1142	271,1142	8,831	6,453	8,708	6,073
	ET4	DA6	265,8096	265,8096	8,831	6,446	8,692	6,111
	ET5	DA7	261,1876	261,1876	8,830	6,440	8,677	6,159
	ET6	DA8	258,5753	258,5753	8,824	6,384	8,662	6,210
	ET7	DA9	214,3282	214,3282	8,810	7,819	8,646	6,420
	ETSM	D10	10,3735	10,3735	8,850	5,200	8,737	5,330

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

**Tableau V.17 : Vérification de l'excentricité**

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$	5%L <sub>x</sub>	5%L <sub>y</sub>
STORY1	8,825	7,647	8,760	5,975	0,065	1,672	0,905	0,72
STORY2	8,831	7,030	8,763	6,001	0,068	1,029	0,905	0,72
STORY3	8,832	6,625	8,745	6,031	0,087	0,409	0,905	0,72
STORY4	8,831	6,453	8,725	6,044	0,054	0,377	0,905	0,72
STORY5	8,831	6,453	8,708	6,073	0,123	0,38	0,905	0,72
STORY6	8,831	6,446	8,692	6,111	0,139	0,335	0,905	0,72
STORY7	8,830	6,440	8,677	6,159	0,153	0,281	0,905	0,72
STORY8	8,824	6,384	8,662	6,210	0,162	0,174	0,905	0,72
STORY9	8,810	7,819	8,646	6,420	0,164	1,399	0,905	0,72
STORY10	8,850	5,200	8,737	5,330	0,113	-0,13	0,905	0,72

Avec :  $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

❖ **Comparaison des résultats :**

• **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 18,10 = 0,905 > 0,164 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

• **Sens transversal**

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 14,40 = 0,72 > 0,409 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

❖ **Justification de la régularité en plan :**

$e_x = 0,186\text{m} < 15\%L_x = 2,715\text{ m} \Rightarrow$  condition vérifiée

$e_y = 0,567\text{m} < 15\%L_y = 2,16\text{ m} \Rightarrow$  condition vérifiée

### 3- VERIFICATION DU POURCENTAGE DE PARTICIPATION DE LA MASSE MODALE :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (**article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

**Tableau V.18 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

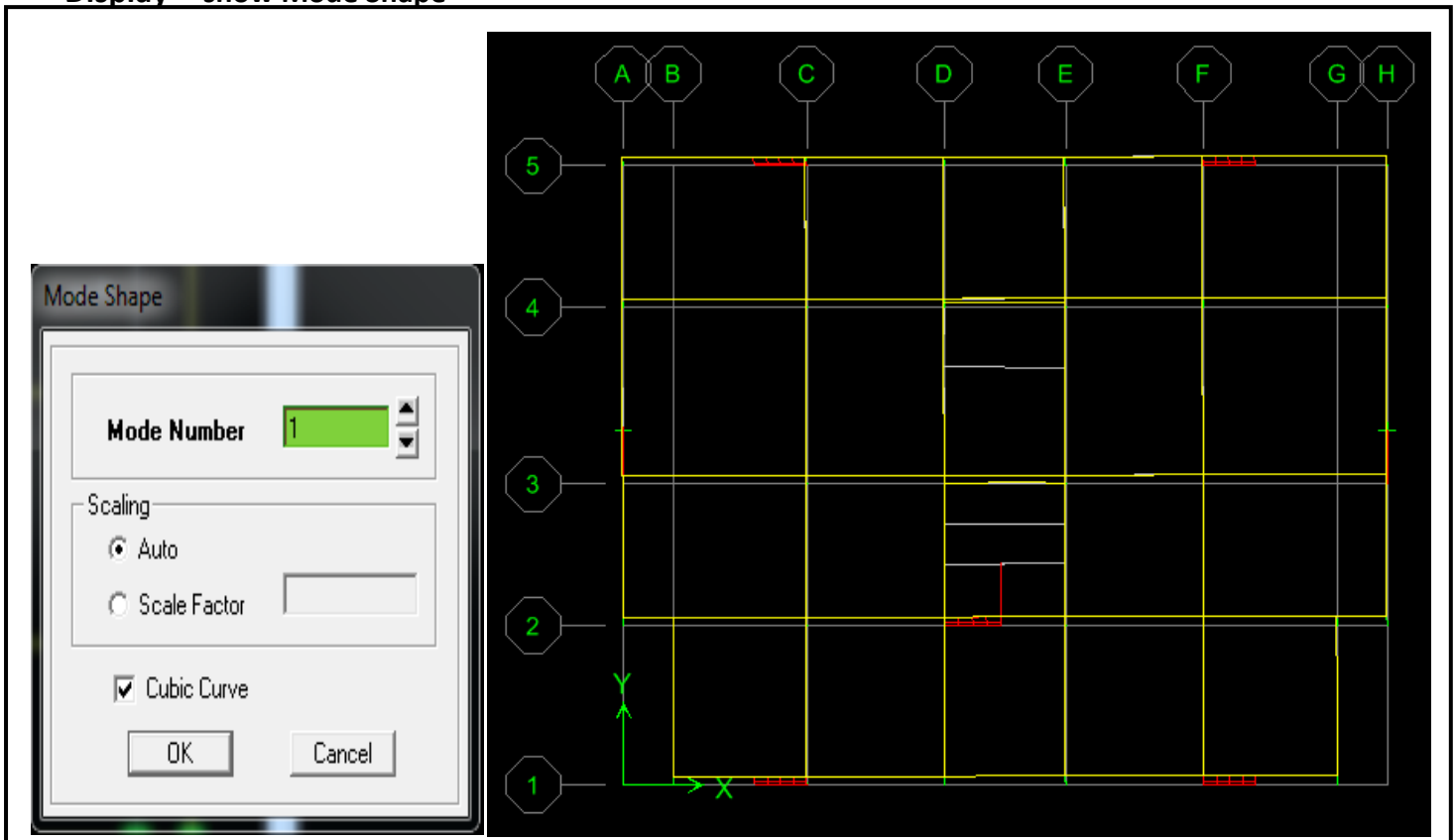
Mode	Period [s]	SumUX [%]	SumUY [%]	RZ
1	0,906	0,8067	78,5025	0,0985
2	0,857	62,1414	79,9681	0,0556
3	0,780	78,2741	80,1339	71,7572
4	0,294	78,3983	91,1795	0,0879
5	0,273	87,1961	91,3675	0,0026
6	0,244	91,1488	91,3718	17,1008
7	0,161	91,1927	95,3814	0,5744
8	0,147	93,5925	95,4769	0,0446
9	0,128	95,5415	95,4769	0,0000
10	0,103	95,5953	97,3643	0,0107
11	0,096	96,3055	97,5031	0,0093
12	0,083	97,4801	97,5043	0,1418

La somme des masses modales dans le 6<sup>ème</sup> mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (**article 4.3.4**) est vérifiée.

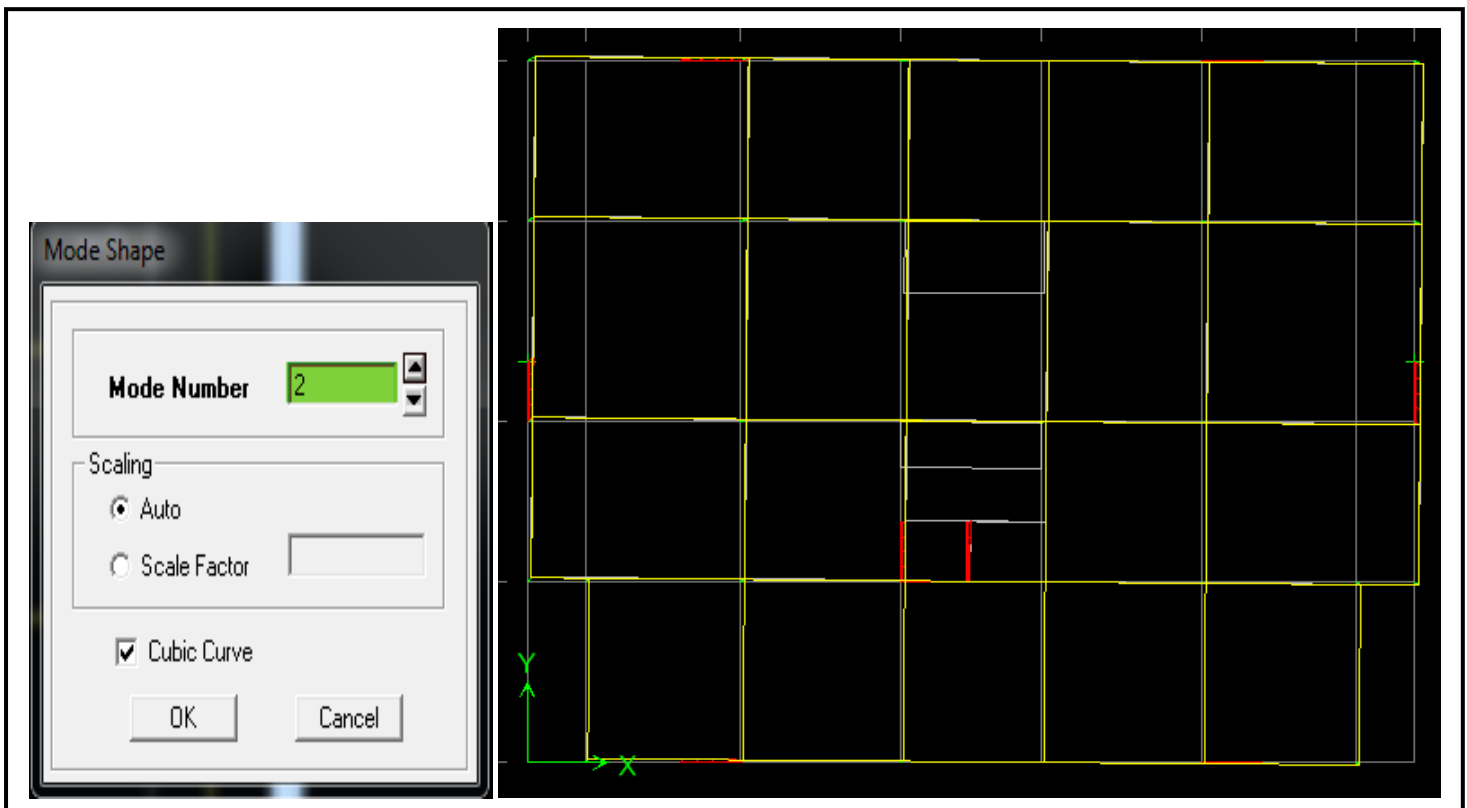
- **DEPLACEMENT DE LA STRUCTURE SELON LES MODES :**

On clique sur la fenêtre **2D** :

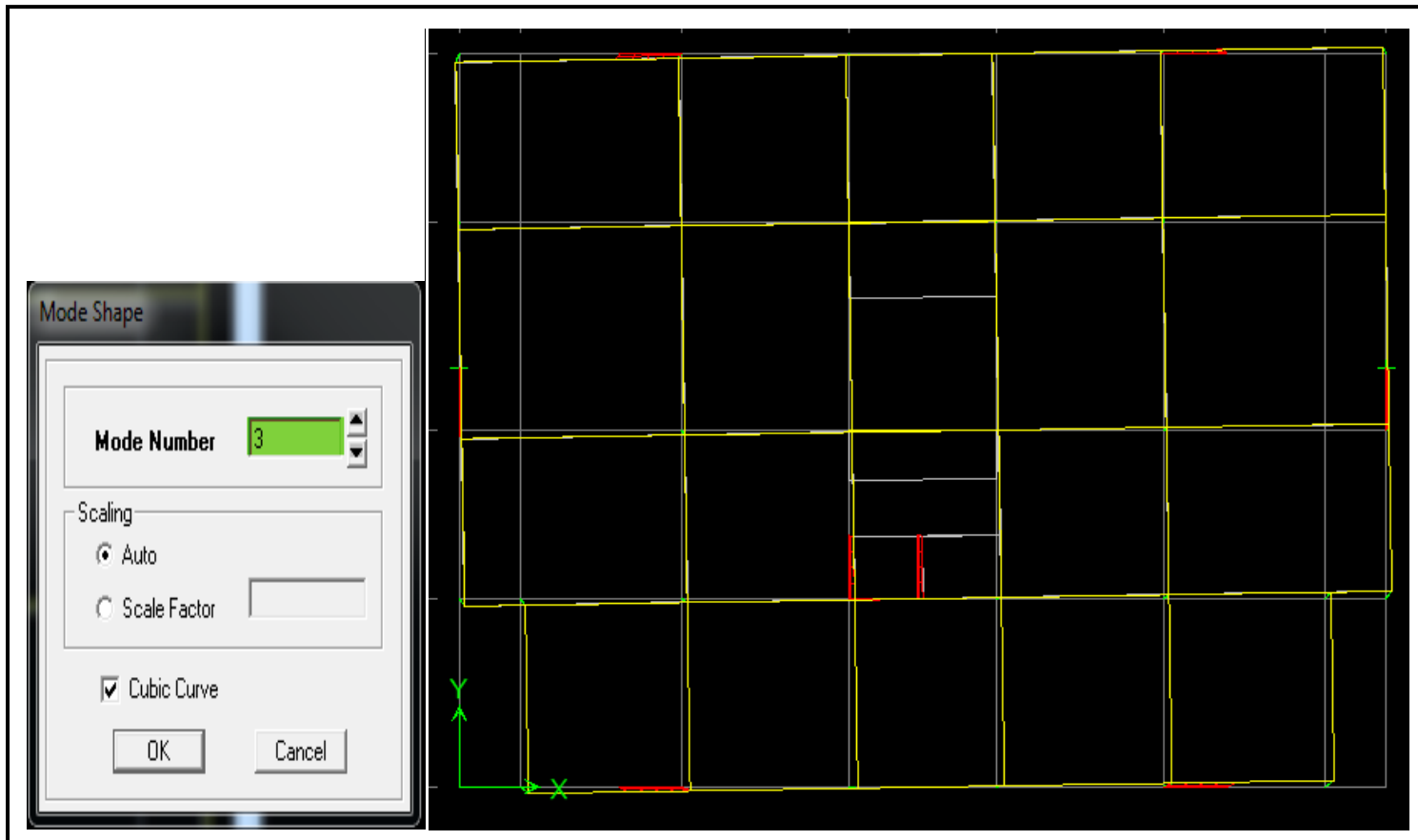
**Display** → **show Mode Shape**



**FIGURE V.56 : Déplacement de la structure selon mode 1**



**FIGURE V.57 : Déplacement de la structure selon mode 2**



**FIGURE V.58 : Déplacement de la structure selon mode 3**

#### 4- JUSTIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

➤ **Pour le RDC**

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:  
**Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra**
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:  
**Draw → Draw Section Cut**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Right Side			Left Side		
	1	2		1	2
Force	1259,727	119,6664	Z	1254,1219	69,0395
Moment	1241,4236	25752,0208	Z	1304,6022	25726,84
					7475,4533

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **(Force-1)** : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,4123	2,6427
End Point	22,3524	2,7627

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,97	2,7027	0,	0,2569

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	827,0221	114,6949	213,8293	821,4679	52,8694	344,0216
Moment	568,9523	12247,95	4676,3406	731,5695	12222,7201	4616,8273

Close Refresh

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

#### ❖ Justification de l'interaction voiles-portiques

(ART3.4.A) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

##### ○ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

##### ○ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.19 : Justification du système de contreventement**

#### ➤ Pour le RDC

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	1259,256	100	827,0221	65,83
Sens Ey	1235,1858	100	710,7433	57,54

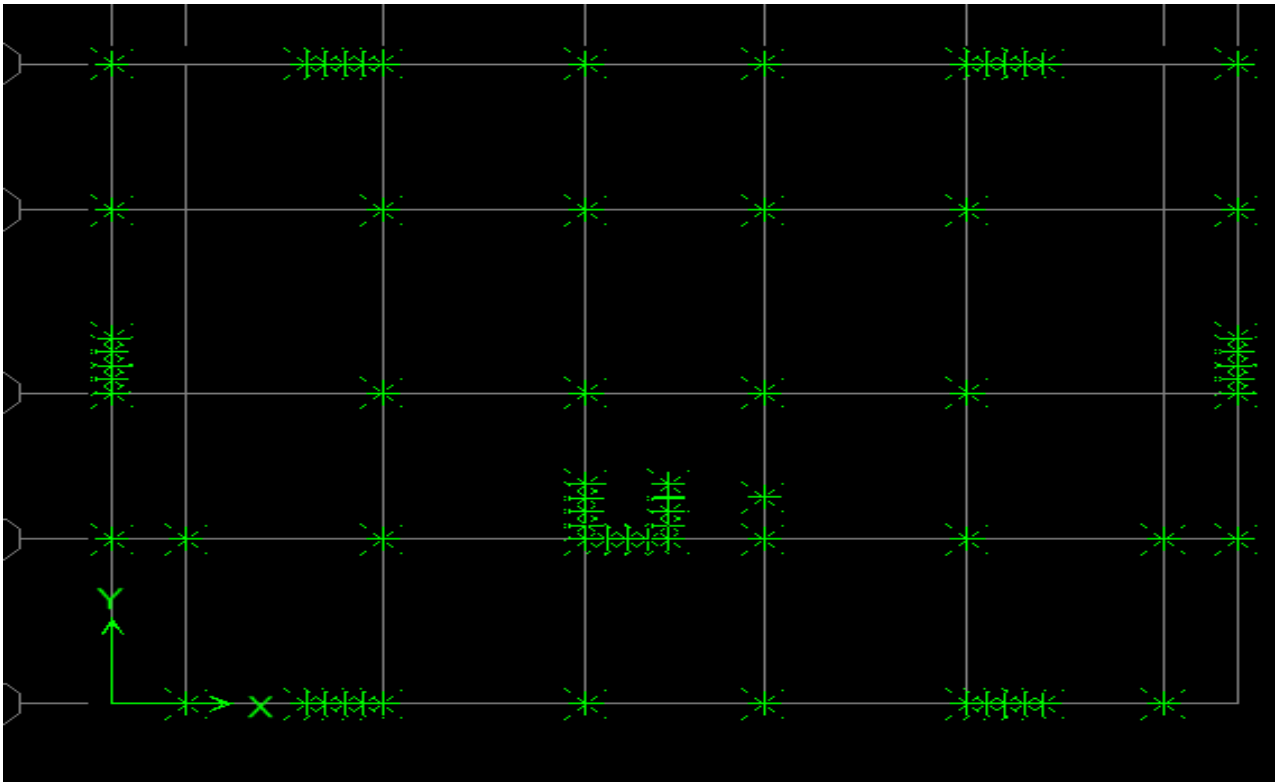


- la moyenne des efforts horizontaux de tous les étages donne dans ce tableau :

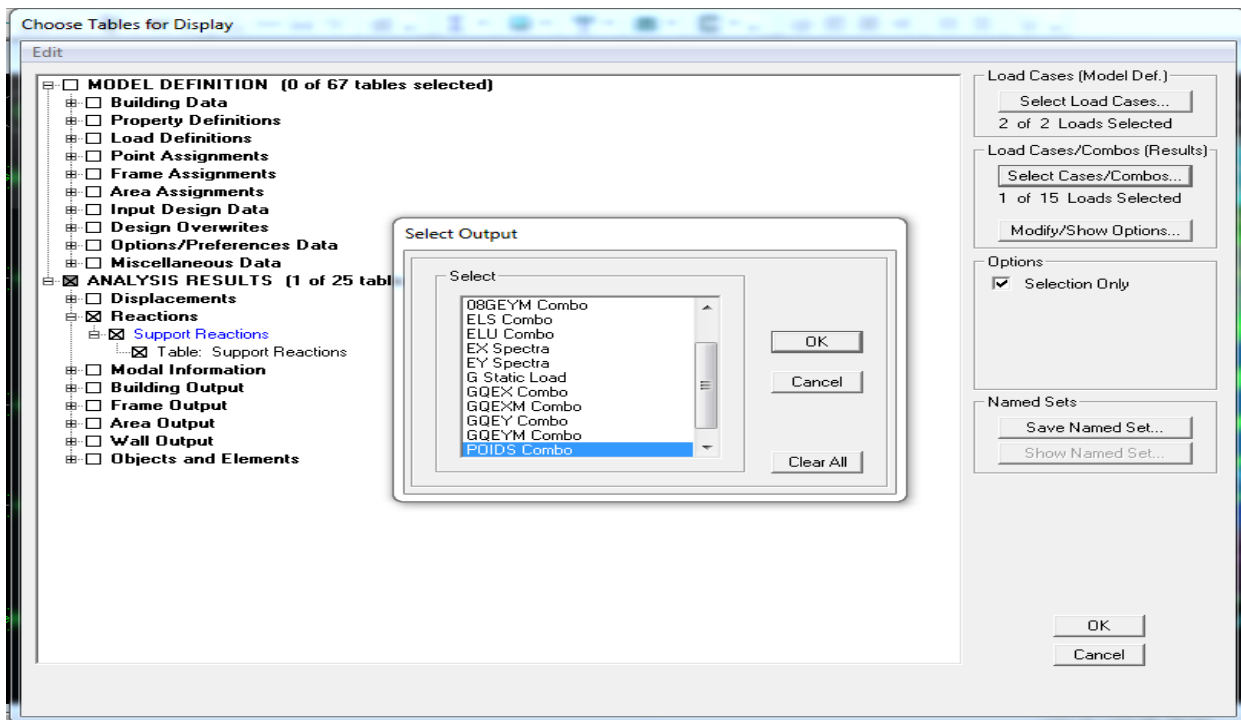
	VOILE [%]	PORTIQUE [%]
Sens Ex	35,89	64,11
Sens Ey	26,79	73,21

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

On sélectionne tout les nœuds de la base :



Display → show tables → reactions → support reactions → Load: poids



on fait les même démarche en sélectionnant les nœuds des voile seulement, on obtient les résultat suivant :

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
<b>poids</b>	25735,6	100	4413,96	17,15

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus et d'après l'article 3.4.a du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement **mixte** assurée par des voiles et des portique ; dont le coefficient de comportement **R=5**

Les charge horizontales sont reparti sur les voile et les portiques proportionnellement a leur rigidité relative

## 5- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE (RPA V.2003 /ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

### - Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
  - Zone sismique IIa
- }  $\rightarrow A = 0,15$  (**Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99**)

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99/version2003**.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas :  $T_2 = 0,5s < T_{\text{etabs}} = 0,906s < 3s$  donc :  $D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le **tableau (4.2/RPA 99)** présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas :  $\eta = 0,88$

D'où :  $\eta = 0,88 > 0,7$  ..... C.V

Alors :  $D = 2,5 \times 0,88 \times (0,5/0,858)^{2/3} = 1,46$

$W_t$  : poids de la structure donné par le logiciel ETABS

$W_t = 25735,6$  kN

#### ❖ Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,46
$Q = 1 + \sum P_q$ ( $p_q$ : pénalité à retenir selon q)	$Q_x = 1,10$ , $Q_y = 1,05$
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	25735,6

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,10}{5} (25735,6) = 1239,94 \text{ KN}$$

$$V_x = 1239,94 \text{ KN}$$

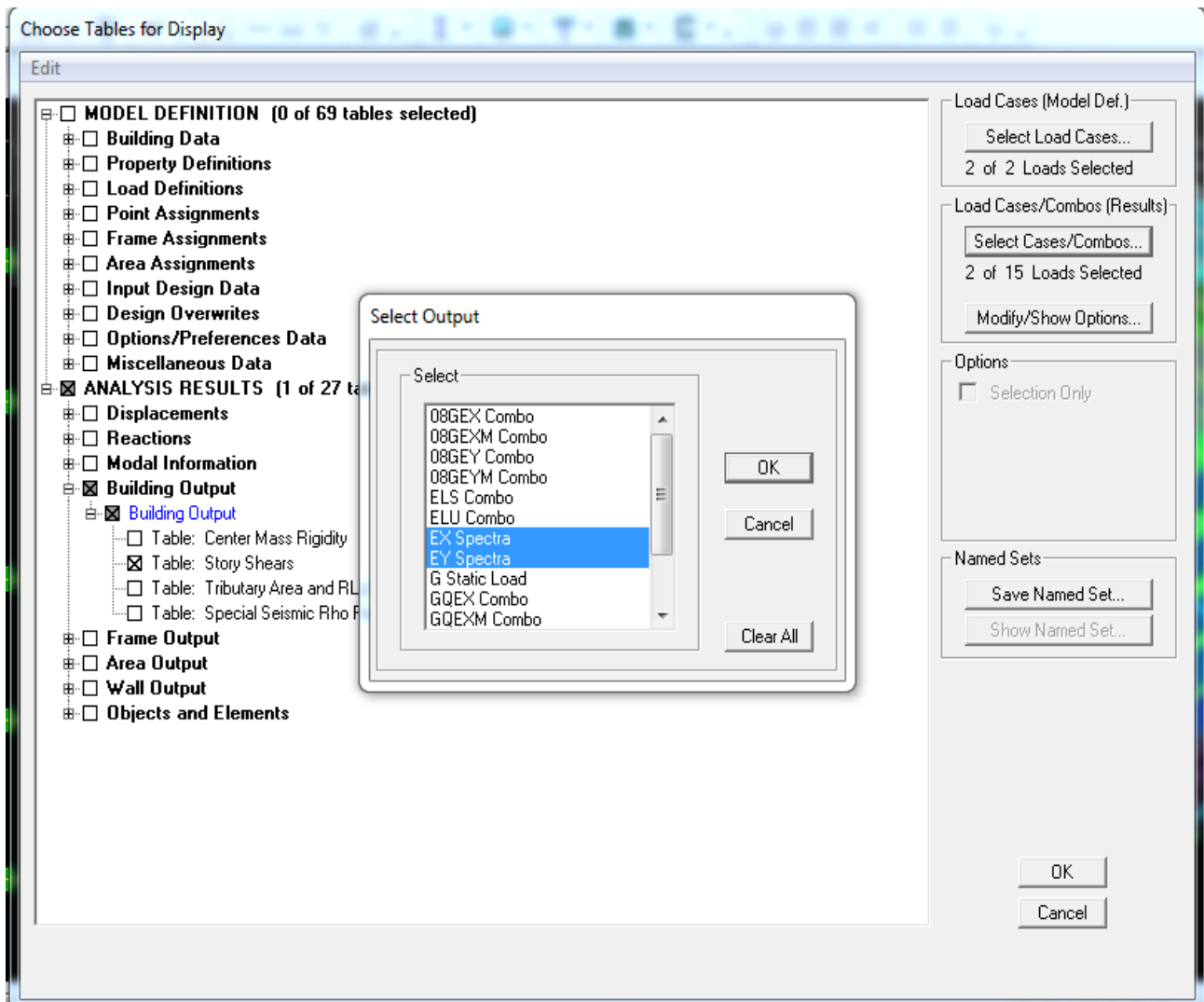
$$V_y = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,05}{5} (25735,6) = 1183,58 \text{ KN}$$

$$V_y = 1183,58 \text{ KN}$$

### ➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**display→show tables**



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS→modal Information→building modal information**

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

**Select cases/combos...→OK→OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET3	EY	Bottom	0,00	52,33	1001,86	10013,103	9775,511	525,36
	ET2	EX	Top	0,00	1103,55	58,45	8966,868	516,191	9677,3
	ET2	EX	Bottom	0,00	1105,69	58,57	8985,853	683,740	12945,7
	ET2	EY	Top	0,00	58,43	1128,15	11311,218	9775,511	525,36
	ET2	EY	Bottom	0,00	58,59	1130,37	11331,583	13114,695	694,69
	ET1	EX	Top	0,00	1204,58	63,91	9836,851	683,740	12945,7
	ET1	EX	Bottom	0,00	1206,23	64,01	9851,442	866,444	16496,9
	ET1	EY	Top	0,00	63,67	1235,28	12427,955	13114,695	694,69
	ET1	EY	Bottom	0,00	63,78	1236,99	12443,756	16754,947	878,79
	ET SERVICE	EX	Top	0,00	1276,19	68,05	10492,025	866,444	16496,9
	ET SERVICE	EX	Bottom	0,00	1277,34	68,14	10502,195	1056,981	20177,5
	ET SERVICE	EY	Top	0,00	67,76	1311,15	13242,057	16754,947	878,79
	ET SERVICE	EY	Bottom	0,00	67,86	1312,36	13253,508	20536,183	1070,2
	RDC	EX	Top	0,00	1315,42	70,70	10881,931	1056,981	20177,5
	RDC	EX	Bottom	0,00	1315,94	70,76	10886,241	1355,253	25873,6
	RDC	EY	Top	0,00	70,70	1352,59	13695,684	20536,183	1070,2
	RDC	EY	Bottom	0,00	70,76	1353,10	13700,755	26394,362	1369,6

OK

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 1315,94 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 1353,10 \text{ KN}$$

#### ❖ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que :  $0,8 V_{RPA} = 991,952 \text{ KN}$  sens longitudinal

$0,8 V_{RPA} = 946,864 \text{ KN}$  sens transversal

#### • Sens longitudinal :

$$V_{x\text{dyn}} = 1315,94 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 991,952 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### • Sens transversal :

$$V_{y\text{dyn}} = 1353,10 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 946,864 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

## 6- VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  « $\delta_k$ » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4.-19})$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement

$\delta_{kx}$ : déplacement longitudinal d'un niveau «  $i$  » par rapport à la base de la structure.

$\delta_{ky}$ : déplacement transversal d'un niveau «  $i$  » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$ : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « $K$ » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

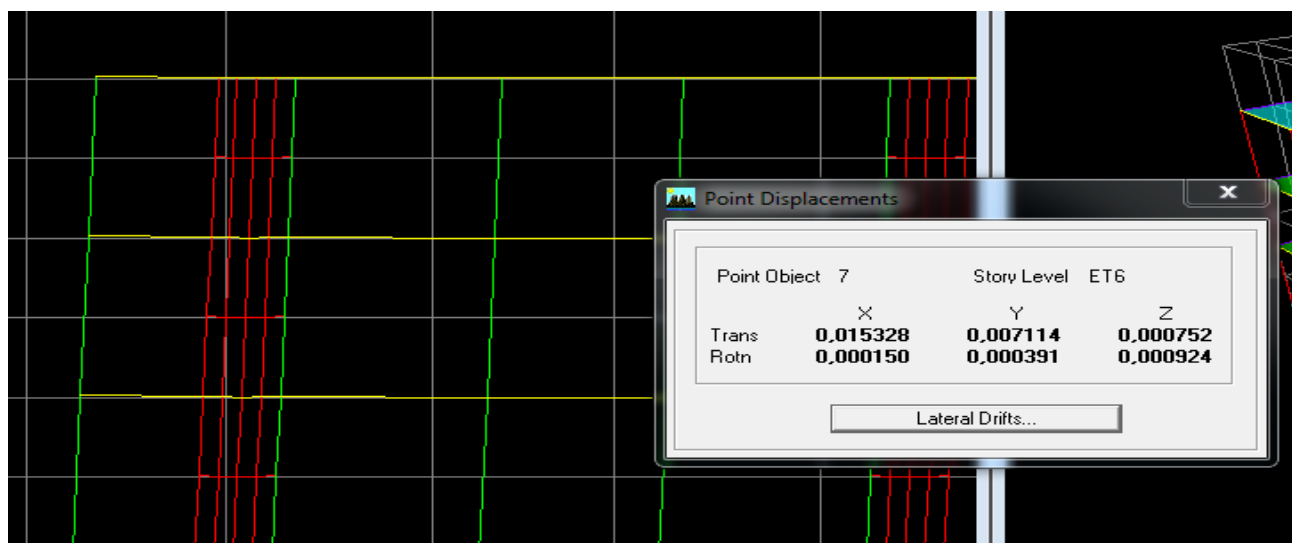
$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$ : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « $K$ » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

$H_e$  : hauteur de l'étage considéré.

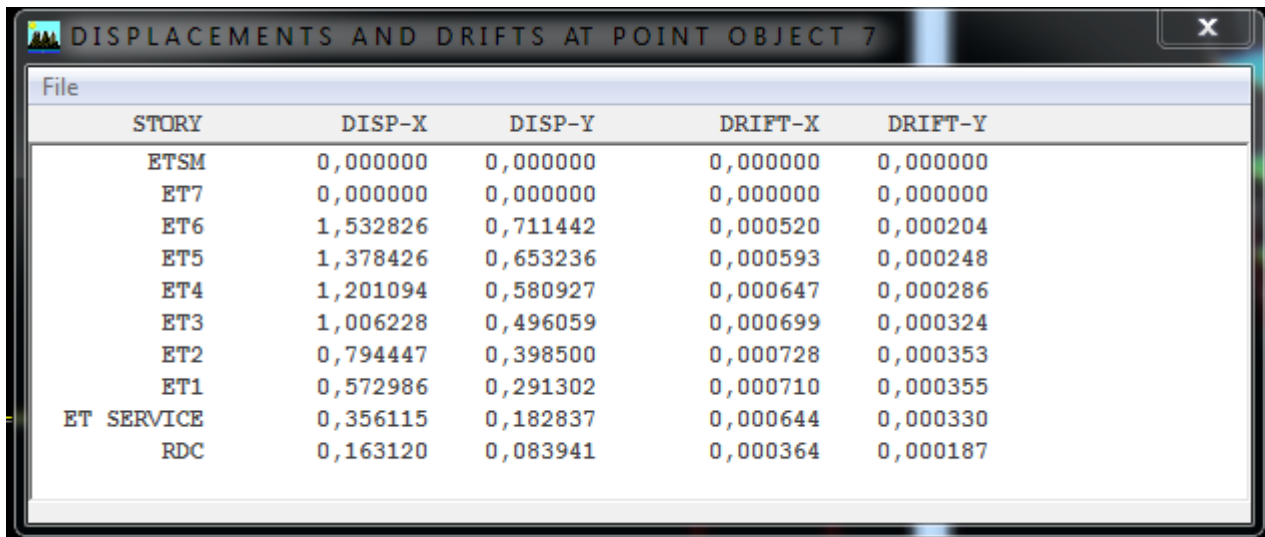
- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **XZ (1<sup>er</sup> Portique)** → on modifie l'unité en (KN.cm)
- **Display** → show deformed shape
- **EX**
- **Lateral drifts** Un tableau s'affichera:



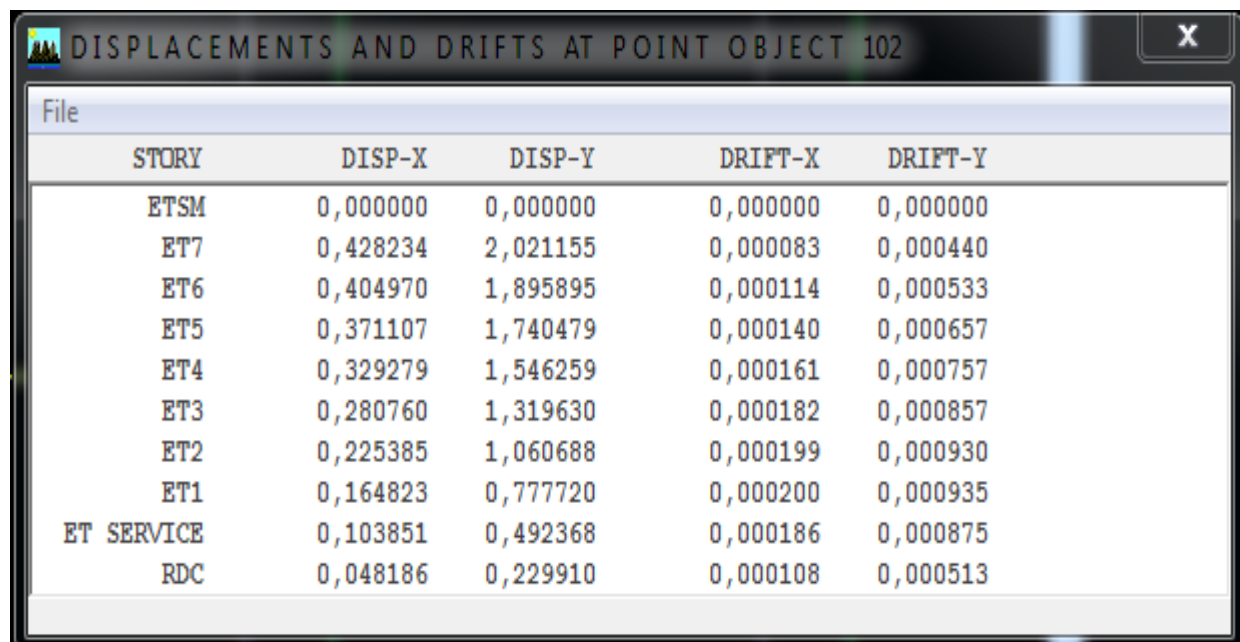
Un tableau s'affichera :



File	STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
	ETSM	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	ET7	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	ET6	1,532826	0,711442	0,000520	0,000204
	ET5	1,378426	0,653236	0,000593	0,000248
	ET4	1,201094	0,580927	0,000647	0,000286
	ET3	1,006228	0,496059	0,000699	0,000324
	ET2	0,794447	0,398500	0,000728	0,000353
	ET1	0,572986	0,291302	0,000710	0,000355
	ET SERVICE	0,356115	0,182837	0,000644	0,000330
	RDC	0,163120	0,083941	0,000364	0,000187

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey , un autre tableau s'affiche :



File	STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
	ETSM	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	ET7	0,428234	2,021155	0,000083	0,000440
	ET6	0,404970	1,895895	0,000114	0,000533
	ET5	0,371107	1,740479	0,000140	0,000657
	ET4	0,329279	1,546259	0,000161	0,000757
	ET3	0,280760	1,319630	0,000182	0,000857
	ET2	0,225385	1,060688	0,000199	0,000930
	ET1	0,164823	0,777720	0,000200	0,000935
	ET SERVICE	0,103851	0,492368	0,000186	0,000875
	RDC	0,048186	0,229910	0,000108	0,000513

- **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions**



Tableau V.20 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Story	$\delta_{kx}$ [cm]	$\delta_{ky}$ [cm]	$\Delta Kx$	$\Delta Ky$	1%He	conclusion
<b>STORY10</b>	0,00	0,000	0	1,532	3,06	cv
<b>STORY9</b>	0,00	0,428	1,532	1,378	3,06	cv
<b>STORY8</b>	1,532	0,404	0,154	0,023	3,06	cv
<b>STORY7</b>	1,378	0,371	0,177	0,018	3,06	cv
<b>STORY6</b>	1,201	0,329	0,195	0,017	3,06	cv
<b>STORY5</b>	1,006	0,280	0,212	0,01	3,06	cv
<b>STORY4</b>	0,794	0,225	0,222	0,006	3,06	cv
<b>STORY3</b>	0,572	0,164	0,216	0,023	3,06	cv
<b>STORY2</b>	0,356	0,103	0,193	0,055	3,00	cv
<b>STORY1</b>	0,163	0,048	0,163	0,048	4,48	cv

**Conclusion :**

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

## 7- VERIFICATION DU DEPLACEMENT MAXIMAL DE LA STRUCTURE

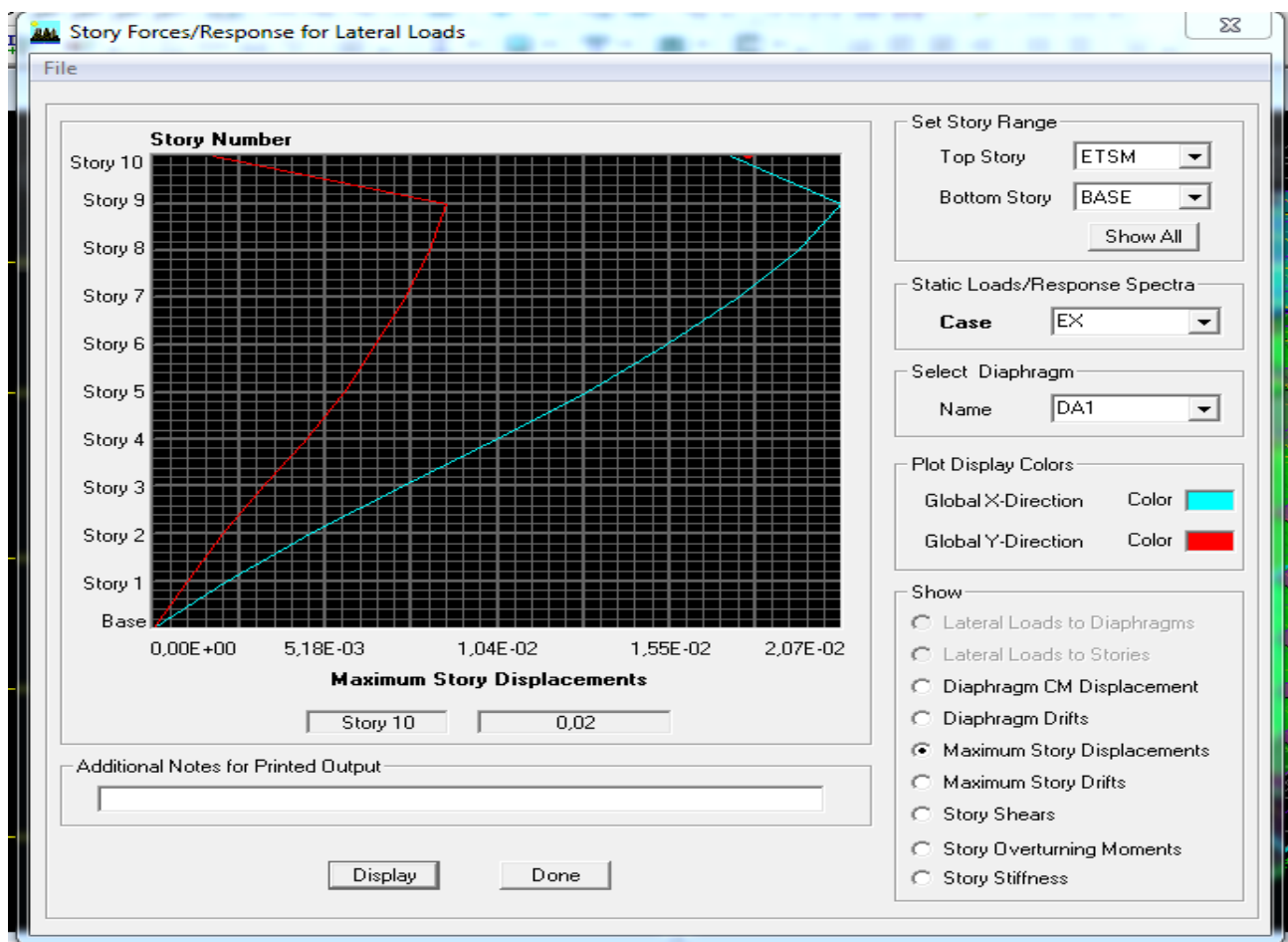
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{31,45}{500} = 0,0629 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

### ❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

#### • Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : **Display → Show Story Response Plots..** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

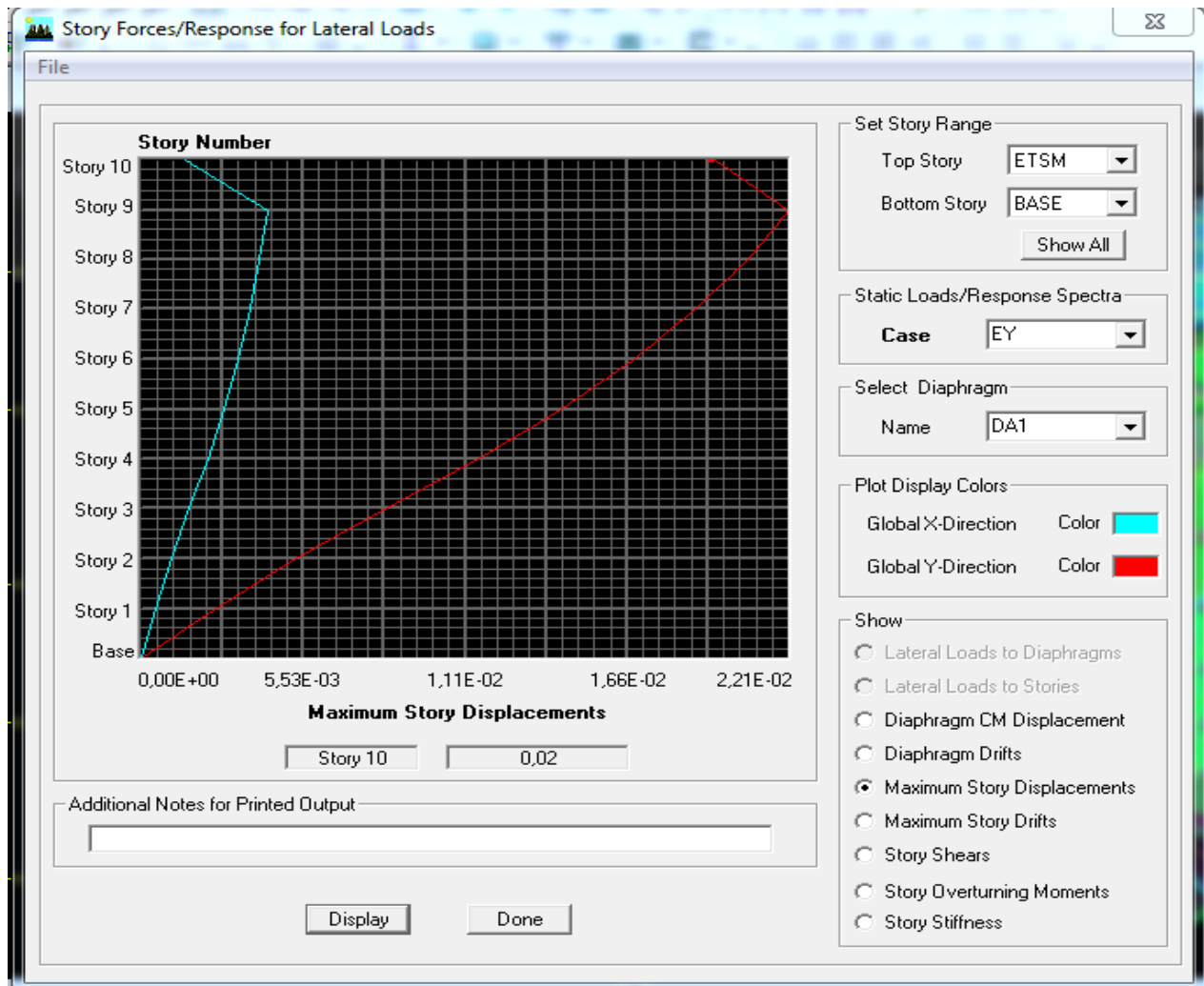


Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée

- Dans le sens transversal

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02m
- ✓ Flèche admissible : 0.0629m

**Conclusion:**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

## 8- JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-DELTA

L'effet P-Delta ou effet de 2<sup>ème</sup> ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:  $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K}$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »  $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

« k-1 »  $h_k$ : hauteur de l'étage « k »

**Tableau V.21 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta**

Niv	$P_k$	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta$
10	126,33	0	16,44	50,3064	0	1,532	14,78	45,2268	0,04279
9	2451,5	1,532	249,23	762,6438	0,04924	1,378	249,55	763,623	0,04423
8	5279,21	0,154	475,2	1454,112	0,00559	0,023	476,32	1457,5392	0,00083
7	8055,16	0,177	671,74	2055,5244	0,0069	0,018	677,6	2073,456	0,00069
6	10935,14	0,195	838,96	2567,2176	0,00830	0,017	850,84	2603,5704	0,00071
5	13815,14	0,212	983,89	3010,7034	0,00973	0,01	1001,86	3065,6916	0,00045
4	16695,13	0,222	1105,69	3383,4114	0,0109	0,006	1130,37	3458,9322	0,00028
3	19764,99	0,216	1206,23	3691,0638	0,01156	0,023	1236,99	3785,1894	0,0012
2	22665,33	0,193	1277,34	3832,02	0,01141	0,055	1312,36	3937,08	0,00316
1	25735,62	0,163	1315,94	5895,4112	0,00712	0,048	1353,1	6061,888	0,00203

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0,1$

## 9- SPECIFICATION POUR LES POTEAUX :

### Remarque :

Notre effort normal est très important ce qui n'a pas permis de vérifier la condition

Donc on a redimensionné les poteaux

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

$B_c$  : Section du poteau

- **Poteaux 50x50 :**

$$N_d = 1752,41 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1752,41 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 25} = 0,28 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 889,56 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{889,56 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0,17 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 410,16 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{410,16 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,10 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## CONCLUSION

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

# **CHAPITRE VI :**

**Calcul des éléments structuraux .**

## 1. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

### INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**Tableau VI.22 : caractéristiques mécaniques des matériaux**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,167	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18.48	1	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal ( $N_{max}$ ) et moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).
- effort normal minimal ( $N_{min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).
- moment fléchissant maximal ( $M_{max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{correspondant}$ ).

➤ **Recommandation du RPA 99/Version 2003**

- **Armatures longitudinales**

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **Ila** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

**Tableau VI.23: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Percentage minimal (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
	$A_{min}=0,8\% b h$	Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
(50 x 50)	20	150	100
(45 x 45)	16,2	121,5	81
(40 x 40)	12,8	96	64

### 1.1- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

#### a) Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

**Tableau VI.24: Efforts internes dans les poteaux.**

	EFFORT		combinaisons					
			ELU		G+Q+E		0,8G+Q	
POTEAU (50 x 50)	N <sub>max</sub>	M2 <sub>CORR</sub>		-1,121		-32,767		-31,918
		M3 <sub>CORR</sub>	-1693,22	-0,774	-1752,41	-36,911	-1361,02	-38,999
	N <sub>min</sub>	M2 <sub>CORR</sub>		-19,047		1,304		1,607
		M3 <sub>CORR</sub>	-489,57	-0,392	-24,47	9,044	-3,56	3,389
	M2 <sub>max</sub>	N <sub>CORR</sub>	24,882	-602,63	115,384	-477,46	112,082	-198,28
	M3 <sub>max</sub>	N <sub>CORR</sub>	-14,769	-842,35	-76,031	-1000,49	-74,307	-946,26
POTEAU (45 x 45)	N <sub>max</sub>	M2 <sub>CORR</sub>		-9,8		-7,4		-72,501
		M3 <sub>CORR</sub>	-1087,22	1,723	-889,56	-29,321	-661,13	-8,04
	N <sub>min</sub>	M2 <sub>CORR</sub>		-1,536		-14,425		8,651
		M3 <sub>CORR</sub>	-246,8	0,036	-81,67	-7,063	4,25	-41,578
	M2 <sub>max</sub>	N <sub>CORR</sub>	28,719	-264,8	-100,721	-849,13	-97,333	-654,93
	M3 <sub>max</sub>	N <sub>CORR</sub>	-22,362	-470,9	-60,588	-530,39	-55,756	-170,05
POTEAU (40 x 40)	N <sub>max</sub>	M2 <sub>CORR</sub>		-10,79		-13,228		-10,359
		M3 <sub>CORR</sub>	-529,69	3,257	-410,16	-20,291	-287,84	-21,753
	N <sub>min</sub>	M2 <sub>CORR</sub>		-2,94		-12,841		1,92
		M3 <sub>CORR</sub>	-27,25	1,566	-13,66	6,654	-0,03	3,224
	M2 <sub>max</sub>	N <sub>CORR</sub>	40,347	-123,81	-54,996	-342,33	-53,075	-249,5
	M3 <sub>max</sub>	N <sub>CORR</sub>	-26,632	-144,12	-41,57	-202,52	-36,226	-215,22



## b) Ferrailage longitudinal des poteaux

**Tableau VI.25 : Calcul des armatures pour les poteaux**

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN. m]	nature	$A_{inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	1752,41	-36,911	SEC	0	0	20	12HA16	24,12
		$N^{min} - M^{corres}$	3,56	3,389	SPC	0,13	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	477,46	115,384	SPC	0,4	0			
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	1087,22	-9,8	SEC	0	0	16,2	4HA16+8HA14	20,35
		$N^{min} - M^{corres}$	-4,25	41,578	SPC	2,56	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	849,13	-100,721	SEC	0	0			
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	529,69	-10,79	SPC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,2
		$N^{min} - M^{corres}$	0,03	3,224	SPC	0,22	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	342,33	-54,996	SPC	0	0			

## 1.2- Vérifications à L'ELU :

### a)- Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II<sub>a</sub> sont résumés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau VI.26 : sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.**

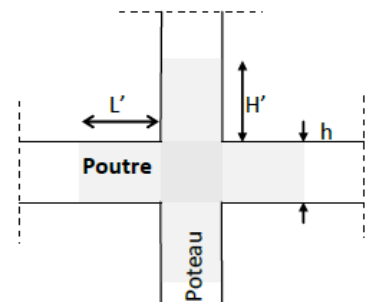
Section des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 8\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]
50 × 50	20	100	150
45 × 45	16,2	81	121,5
40 × 40	12,8	64	96

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25$  cm.
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :



**FIGURE VI.59 : zone nodale dans le poteau.**

-  $h_e$ : Hauteur de l'étage(RDC), elle est de **4,48 m** pour tous les étages

-( $b_1, h_1$ ): dimensions du poteau.

-  $h$  : hauteur de la poutre.

- poteaux (**50×50**) :  $h' = 75$  cm.
- Poteaux (**45×45**) :  $h' = 60$  cm.
- Poteaux (**40×40**) :  $h' = 60$  cm.

**Poutre principale** :  $L' = 2 \times 35 = 70$  cm

**Poutre secondaire** :  $L' = 2 \times 35 = 70$  cm

**b)- Armatures transversales selon les recommandations du RPA****[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :****- Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales «  $\phi_t$  » est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du

Diamètre des armatures longitudinales qu'elle maintient.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \quad \text{soit :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

- **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. VERSION 2003, ART.7.4.2.2})$$

**h** : Hauteur totale de la section brute

**$V_u$**  : Effort tranchant du calcul.

**$f_e$**  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

**$\rho_a$**  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**$\lambda_g$**  : L'élancement géométrique du poteau.

**$l_f$**  : La longueur de flambement des poteaux.

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit

➤ **En zone IIa :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(10 \times 14 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min}$$

$$S_t \leq 15 \times 14 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b \quad \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les deux valeurs limites si:  $3 \leq \lambda_g \leq 5$

➤ **POT(50X50) :**

- **RDC  $\Rightarrow L_0 = 4,48 \text{ m}$**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7(4,48)}{0,5} = 6,272 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3 \%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2,475 \text{ cm}^2$$

- **Etage service  $\Rightarrow L_0 = 3,00 \text{ m}$**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7(3,00)}{0,5} = 4,2 < 5 \Rightarrow 3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,44 \%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 50 \times 15 = 3,3 \text{ cm}^2$$

- **Etage 1  $\Rightarrow L_0 = 3,06 \text{ m}$**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7(3,06)}{0,5} = 4,284 < 5 \Rightarrow 3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,44 \%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 50 \times 15 = 3,3 \text{ cm}^2$$

On adopte la section de **8HA8 = 4,02 cm<sup>2</sup>**

➤ **POT (45X45) :**

- Etage 2/3/4 :  $\Rightarrow L_0 = 3,06 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7(3,06)}{0,45} = 4,74 < 5 \Rightarrow 3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times St} = 0,44 \%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0,0044 \times 45 \times 10 = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0,0044 \times 45 \times 15 = 2,97 \text{ cm}^2$$

On adopte la section de **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

➤ **POT (40X40) :**

- Etage 5/6/7 :  $\Rightarrow L_0 = 3,06 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7(3,06)}{0,4} = 5,355 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times St} = 0,3 \%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0,003 \times 45 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On adopte la section de **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

- **Vérification au cisaillement:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le **RPA** :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} [\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le **BAEL** :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.27 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Section	$V_u$ [KN]	$\tau_{bu}$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}(\text{RPA})$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL})$ [MPa]	observation
50x50	146,69	0,624	0,075(rdc)	1,875	3,33	Condition vérifiée
			0,04(ETS)	1	3,33	Condition vérifiée
			0,04(ET1)	1	3,33	Condition vérifiée
45x45	124,25	0,657	0,04	1	3,33	Condition vérifiée
40x40	71,09	0,480	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

- **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

Pour le  $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le  $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le  $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

### 1.3- Vérification à L'ELS :

#### a. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

- SPC avec N : compression

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{es - 0,455 \times d}{es - 0,185 \times d} b \times d$$

- SPT avec N : traction

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{es + 0,455 \times d}{es + 0,185 \times d} b \times d$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

#### b. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

#### C. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

#### Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Tableau VI.28 : Vérification des contraintes.

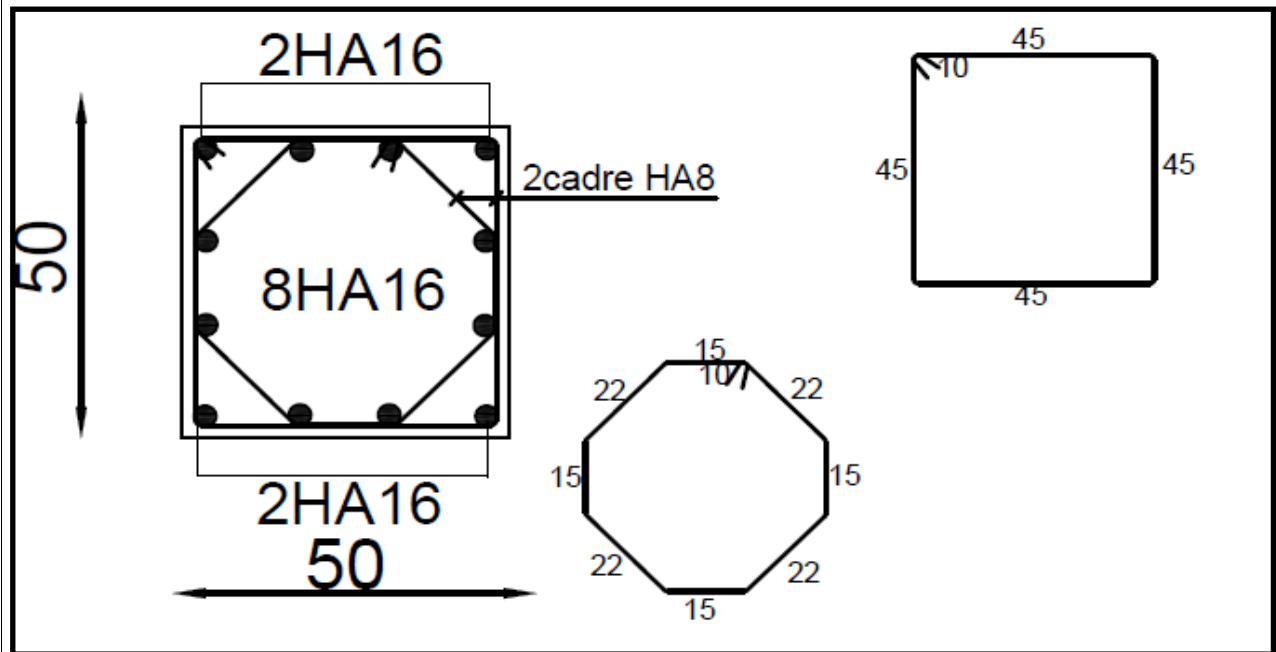
section	Sollicitation				$e_s$ [m]	$A_{\min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm <sup>2</sup> ]	observation	$\sigma_{\text{bsup}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{binf}}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Vérification
50 × 50	N <sup>max</sup>	1233,04	M <sup>corres</sup>	0,815	0,0006	7	28,63	SEC	7,78	7,63	15	CV
	N <sup>min</sup>	358,02	M <sup>corres</sup>	13,818	0,038	1,02		SEC	3,53	0,94		CV
	N <sup>corres</sup>	440,33	M <sup>max</sup>	18,053	0,041	1,06		SEC	4,44	1,06		CV
45 × 45	N <sup>max</sup>	791,79	M <sup>corres</sup>	7,081	0,0089	6,04	20,6	SEC	4,38	3,44		CV
	N <sup>min</sup>	180,18	M <sup>corres</sup>	1,113	0,0061	5,89		SEC	0,96	0,82		CV
	N <sup>corres</sup>	193,42	M <sup>max</sup>	1,809	0,107	6,55		SEC	1,07	0,84		CV
40 × 40	N <sup>max</sup>	386,1	M <sup>corres</sup>	7,811	0,0202	5,49	14,2	SEC	3,15	1,68		CV
	N <sup>min</sup>	40,03	M <sup>corres</sup>	2,19	0,109	2,61		SEC	0,46	0,04		CV
	N <sup>corres</sup>	90,96	M <sup>max</sup>	29,349	0,322	1,08		SPC	4,75	0		CV

- **Schéma de ferrailage des poteaux :**

➤ **Poteaux (50×50) :**

- Les armatures longitudinales :  $12\text{HA}16 = 24,12\text{cm}^2$

- Les armatures transversales :  $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

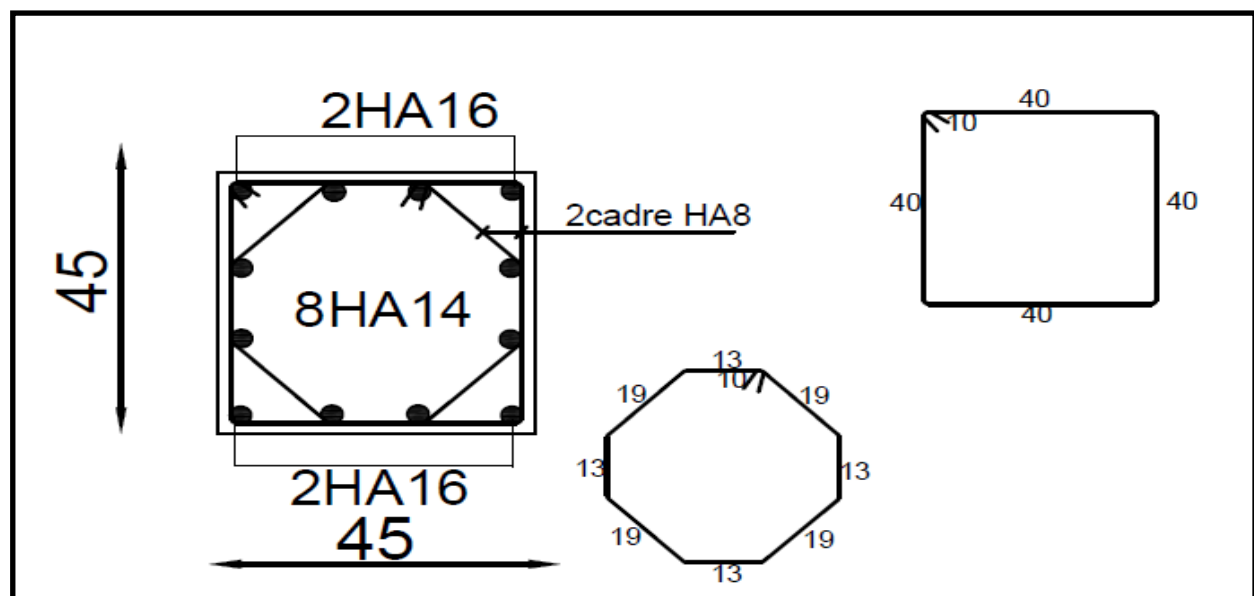


**FIGURE VI.60: Ferrailage Poteau 50x50**

➤ **Poteaux (45×45) :**

- Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}16+8\text{HA}14 = 20,35 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales :  $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

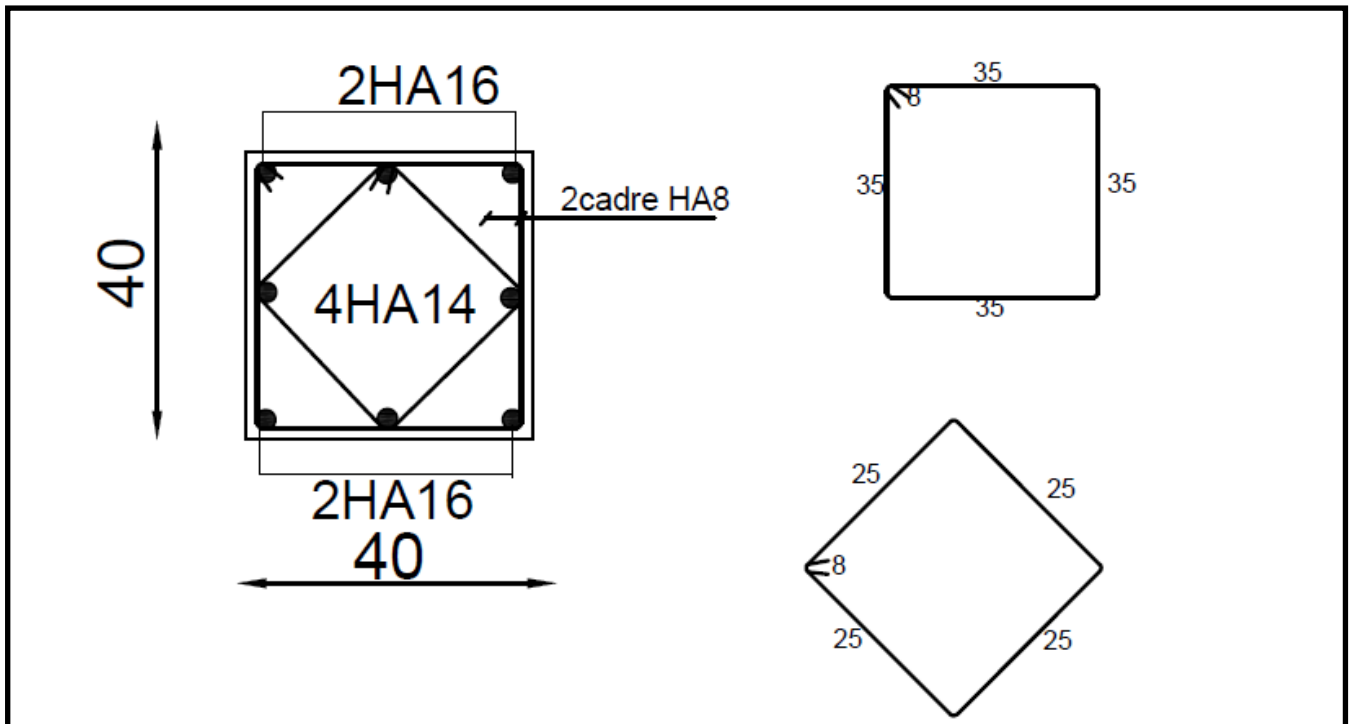


**FIGURE VI.61 : Ferrailage Poteau 45x45**



➤ **Poteaux (40×40) :**

- Les armatures longitudinales  $4HA16+4HA14 = 14,2 \text{ cm}^2$
- Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$



**FIGURE VI.62 : Ferrailage Poteau 40x40**

## 2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments non exposés, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS., sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS.

### 2.1- recommandations et exigences du RPA :

#### a) armatures longitudinales [ART 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section :
  - Poutres principales :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
  - Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
  - poutre de chaînage :  $A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 25 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en **zone courante**
  - **6 %** en **zone de recouvrement**
- En **zone courante** :
  - Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
  - Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
- En **zone de recouvrement** :
  - Poutre principale :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$
  - Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \varnothing$  en zone II a ;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

#### b)- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing \right)$$

- En dehors de la zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\varnothing$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## 2.2 - Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

### a)- Ferraillage des poutres :

Les poutres sont calculées à la flexion simple en tenant comptes des situations suivantes :

**Tableau VI.29 : coefficient en situation durable et accidentelle**

situation	Béton			Acier (fe 400)		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>durable</b>	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

- **Poutre principale:**

- **En travées: (calcul à l'ELU)**

$$\eta = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80,529 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,17} = 0,184 < \eta_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,898$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{80,529 \times 10^3}{0,898 \times 32 \times 348} = 8,05 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis: (calcul à l'ELA)**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110,2 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,194 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,891$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{110,2 \times 10^3}{0,891 \times 32 \times 400} = 9,66 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires:**

- **En travées:**

$$\eta = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59,401 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,17} = 0,136 < \eta_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,927$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{59,401 \times 10^3}{0,927 \times 32 \times 348} = 5,75 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79,07 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,140 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{79,07 \times 10^3}{0,924 \times 32 \times 400} = 6,68 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

• **Ferrailage des poutres principales (30×35) :**

**Tableau VI.30 : ferrailage des poutres principales**

	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	obs	β	A <sub>st</sub>	Ferrailage	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	80,529	0,208	SSA	0,898	8,05	3HA16 (fil) +2HA14 (chap)	9,11
Aux appuis	110,2	0,241	SSA	0,891	9,66	3HA16 (fil) +3HA14 (chap)	10,65

• **Ferrailage des poutres secondaires (30×35) :**

**Tableau VI.31 : ferrailage des poutres secondaires.**

	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	obs	β	A <sub>st</sub>	Ferrailage	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	59,401	0,150	SSA	0,927	5,75	3HA14 (fil) +2HA12 (chap)	6,88
Aux appuis	79,07	0,164	SSA	0,924	6,68	3HA14(fil) +2HA14 (chap)	9,11

• **Ferrailage des poutres de chainage (20×25) :**

**Tableau VI.32: ferrailage des poutres de chainage.**

	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	obs	β	A <sub>st</sub>	Ferrailage	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	5,946	0,042	SSA	0,979	0,793	3HA14 (filantes)	3,08
Aux appuis	9,806	0,054	SSA	0,972	1,14	3HA14 (filantes)	3,08

### 2.3 - Vérifications à l'ELU :

#### a)- Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

**Tableau VI.33 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.**

		$A_{st}$	$A_{min}$	vérifications
Poutres principales	En travée	9,11	5,25	CV
	Aux appuis	10,65		CV
Poutres secondaires	En travée	6,03	5,25	CV
	Aux appuis	9,11		CV
poutres de chaînage	En travée	3,08	2,5	CV
	Aux appuis	3,08		

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

#### b)- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

##### ➤ Calcul des espacements (RPA version 2003 : Art 7.5.2.2)

##### • Poutre principale :

##### - Zone nodale :

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min (8.75; 19.2) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit **St = 8 cm.**

##### - Zone courante :

$$St' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit **St' = 15 cm**

##### • Poutre secondaire :

##### - Zone nodale :

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min (8.75; 19.2) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit **St = 8 cm.**

##### - Zone courante :

$$St' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit **St' = 15 cm**

- **Poutre de chainage :**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min (6,25; 16,8) = 6,25 \text{ cm}$$

Soit **St = 6 cm.**

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

Soit : **St = 10 cm**

➤ **Diamètres des armatures Selon le BAEL91Art A7.2.2**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre doivent être telle que :

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{30} \right) = \min(10; 14; 10) = 10 \text{ mm}$$

Donc:  **$\phi t = 8 \text{ mm}$**

On prend:  **$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

➤ **Section d'armature des barres transversales RPA99 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$  pour les poutres principales
- $A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$  pour les poutres secondaires
- $A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$  pour les poutres de chainages

**C)- Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

**Tableau VI.34: Vérification au cisaillement.**

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	$T_{\max}$	<b>94,06</b>	30	32	0,98	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{\max}$	<b>63,38</b>	30	32	0,66	3,33	Condition vérifiée
Poutres de chainage	$T_{\max}$	<b>12,64</b>	20	22	0,28	3,33	Condition vérifiée

**d)- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :  $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

**Tableau VI.35 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	observation
Principales	T <sub>max</sub>	94,06	30	32	25	576	Condition vérifiée
Secondaires	T <sub>max</sub>	63,38	30	32	25	576	Condition vérifiée
poutre de chainage	T <sub>max</sub>	12,64	20	22	25	264	Condition vérifiée

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si:  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

- **Pour les poutres principales:**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 94,06 - \frac{110,2}{0,9 \times 0,32} = -288,57 < 0$
- **Pour les poutres secondaires :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 63,38 - \frac{79,07}{0,9 \times 0,32} = -211,17 < 0$
- **Pour les poutres secondaires :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 12,64 - \frac{9,806}{0,9 \times 0,22} = -36,88 < 0$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**e)- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,6 = 25,12 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{94,06 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 251,2} = 1,3 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,3 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{63,38 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 150,072} = 1,466 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,66 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,64 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 131,188} = 0,486 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,486 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

**f)- Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$  avec :  $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_s = 56,44 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 19,75 \text{ cm}$



## 2.4 . Vérifications à L'ELS :

### a)- Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la condition suivant :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

Avec:  $A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$  et :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

- Poutre principale (30X35) :  $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2 < A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (30X35) :  $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2 < A_{st} = 9,11 \text{ cm}^2$
- Poutre de chaînage (20X25) :  $A_{min} = 0,23 \times 20 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,53 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,08 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

### b)- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

### c)- Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

#### - Poutres principales :

$$\left\{ \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V} \right.$$

#### - Poutres secondaires :

$$\left\{ \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0,85 \text{ cm} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,85 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V} \right.$$

## Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

**d)- Vérification des contraintes :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \frac{K_1}{\beta_1} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

**Tableau VI.36 : Moments à l'ELS .**

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M <sub>st</sub>	30,291	ELS
	Appuis	M <sub>sa</sub>	- 54,317	ELS
Poutres secondaires	Travée	M <sub>st</sub>	19,489	ELS
	Appuis	M <sub>sa</sub>	-34,355	ELS
Poutres de chainage	Travée	M <sub>st</sub>	4,289	ELS
	Appuis	M <sub>sa</sub>	-6,355	ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.37: Vérifications des contraintes à L'ELS.**

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	b (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P	Travée	30,291	0,948	0,865	21,76	9,11	32	30	120,12	348	C.V	5,52	15	C.V.
	Appuis	- 54,317	1,04	0,860	20,71	10,05	32	30	196,39	348	C.V	9,48	15	C.V.
P.S	Travée	19,489	0,628	0,884	28,10	6,03	32	30	114,25	348	C.V	4,06	15	C.V.
	Appuis	-34,355	0,948	0,865	21,76	9,11	32	30	136,24	348	C.V	6,26	15	C.V.
P.CH	Travée	4,289	0,704	0,878	25,98	3,08	22	20	106,81	348	C.V	4,11	15	C.V
	Appuis	-6,355	0,704	0,878	25,98	3,08	22	20	106,81	348	C.V	4,11	15	C.V

## Schéma de ferrailage des poutres :

## ➤ Poutres principales :

• En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 2HA14 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

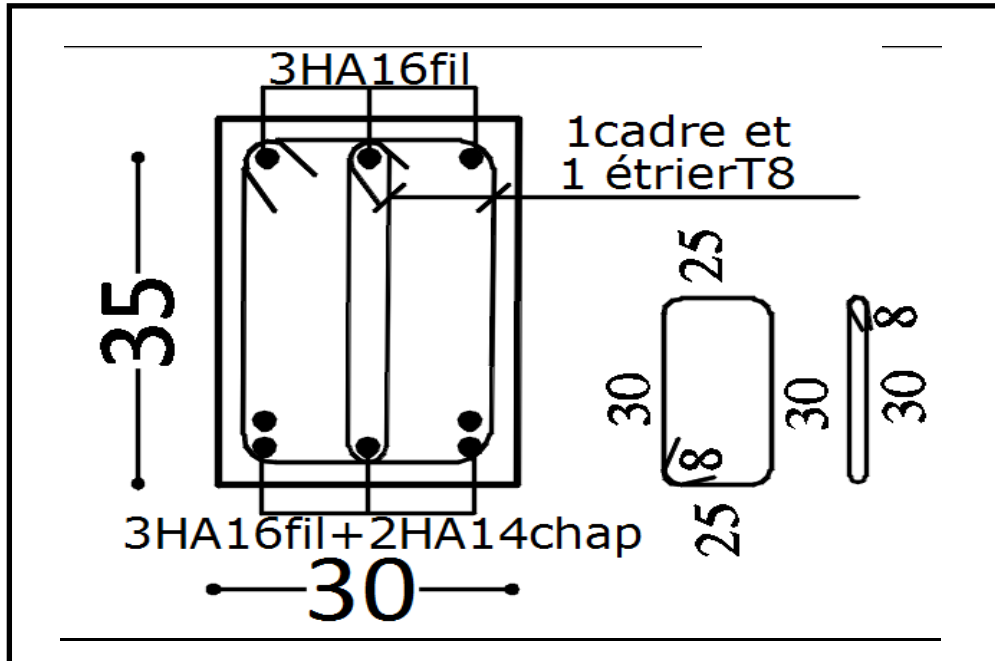


FIGURE VI.63: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

• Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

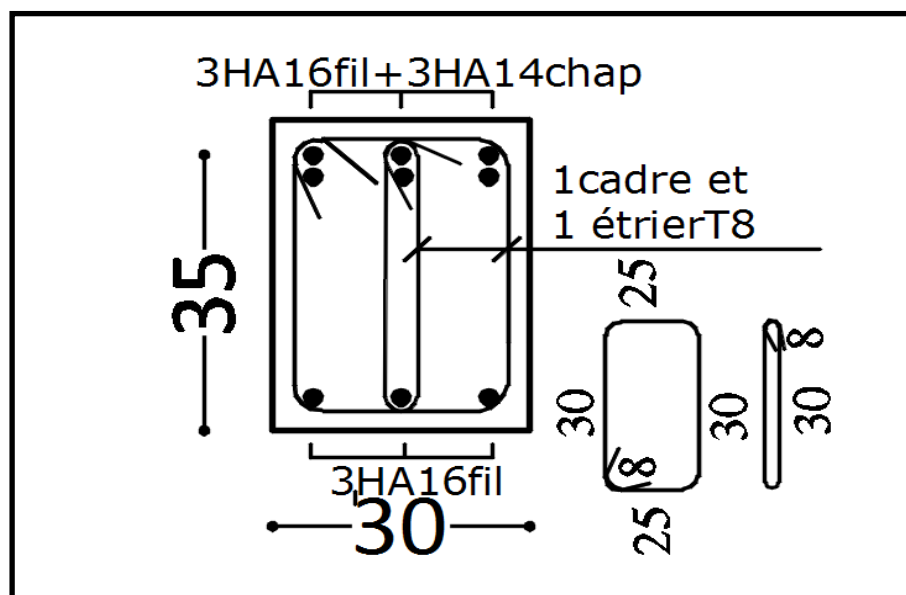


FIGURE VI.64: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale

➤ **Poutres secondaires :**• **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 2HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

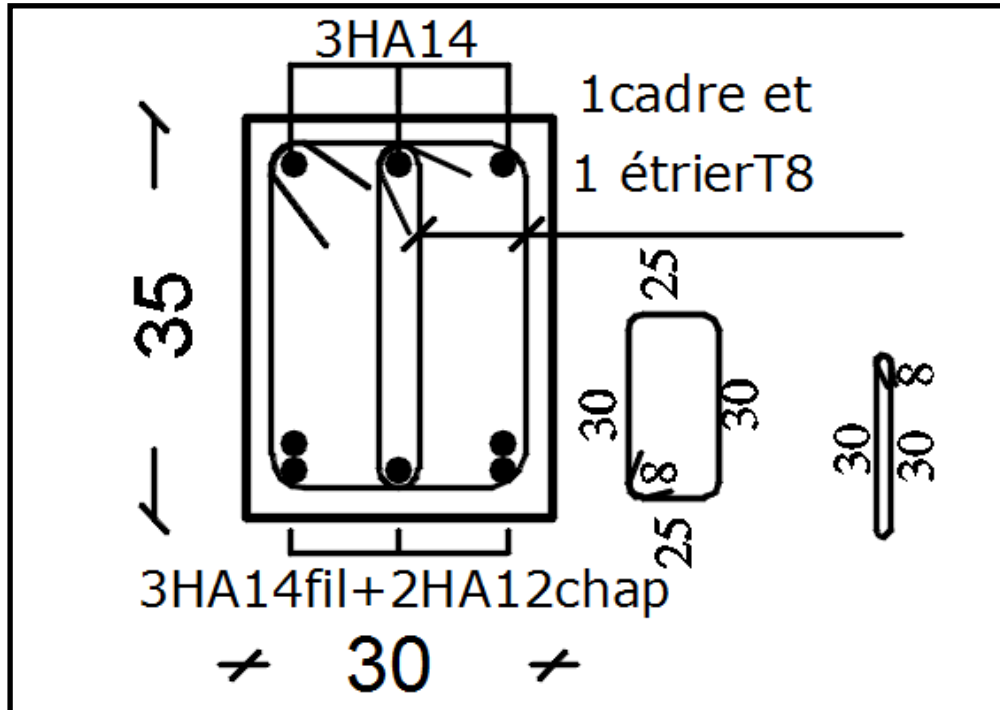


FIGURE VI.65 : Ferraillage en travée d'une poutre secondaire.

• **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales : 3HA14(fil) + 2HA14 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

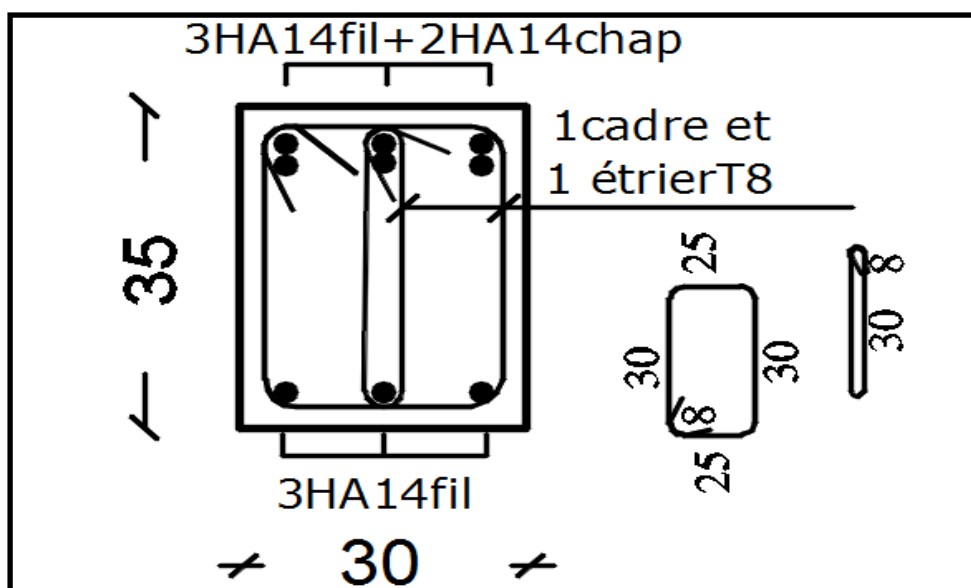
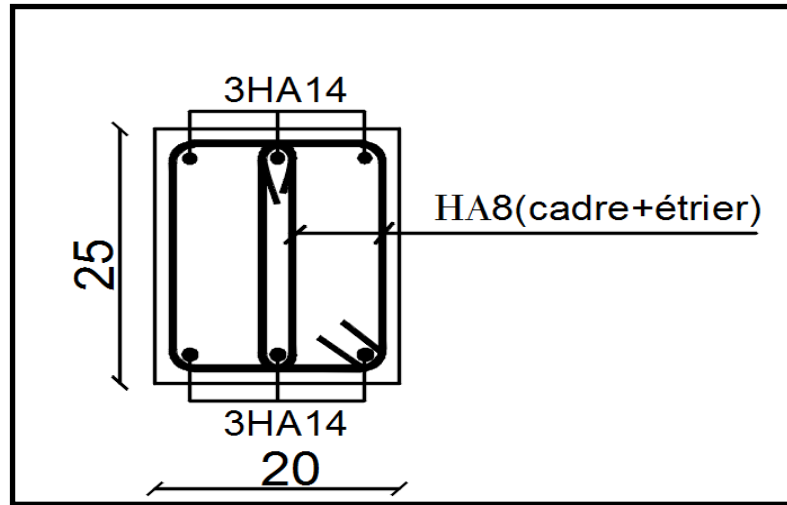


FIGURE VI.66: Ferraillage aux appuis d'une poutre secondaire.

➤ **Poutres de chaînage :**• **En travée :**

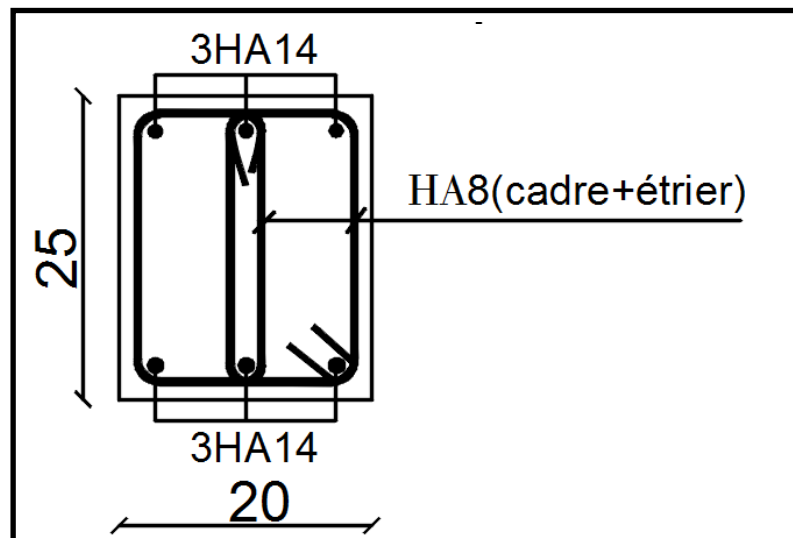
- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**FIGURE VI.67 : Ferraillage en travée d'une poutre de chaînage**

• **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**FIGURE VI.68 : Ferraillage aux appuis d'une poutre de chaînage**

### 3. FERRAILAGE DES VOILES :

#### Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

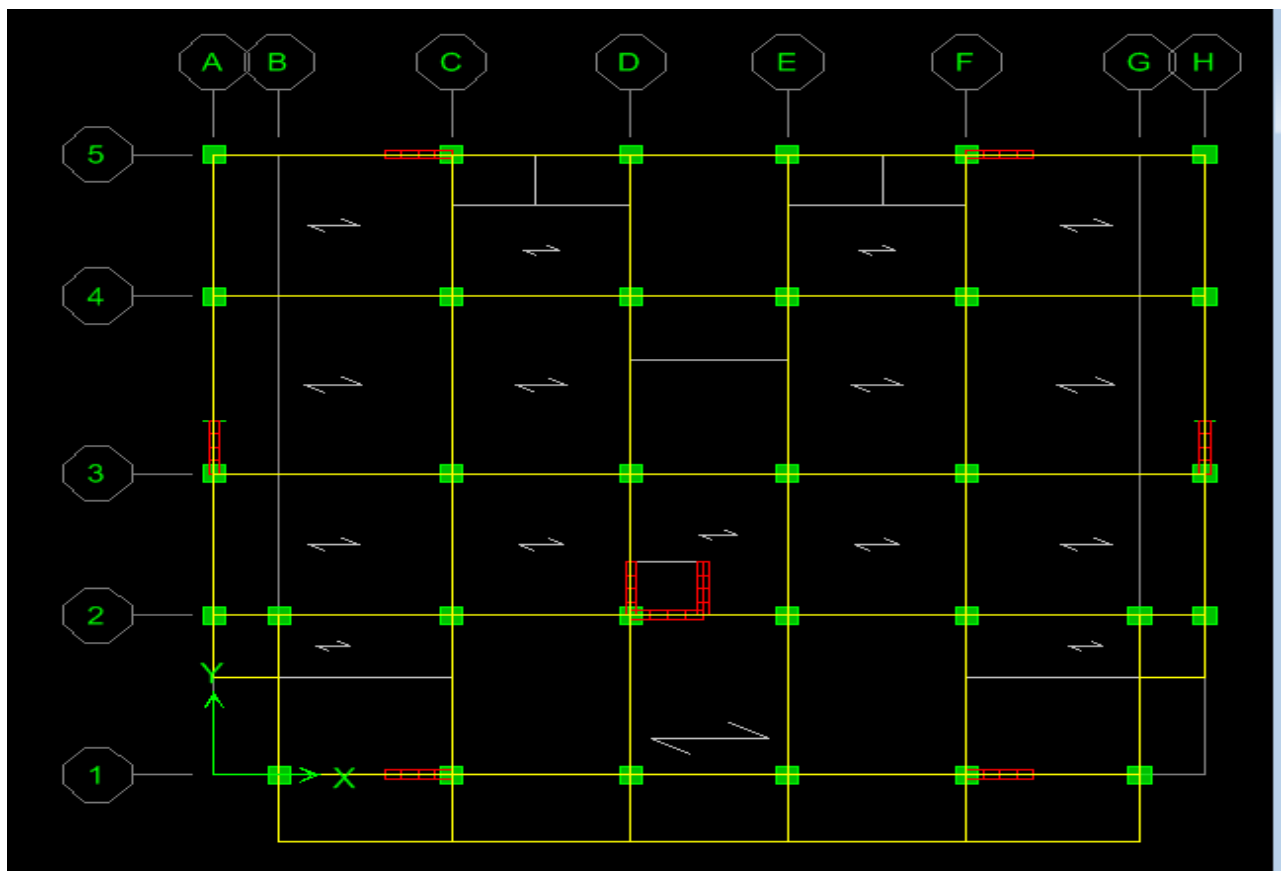
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : RDC
- **Zone II** : 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage
- **Zone III** : 3, 4, 5<sup>ème</sup> étage
- **Zone IIII** : 6, 7, 8<sup>ème</sup> étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



### 3.1- Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- $h_e$ : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- $L_c$ : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- $L$  : longueur du voile.
- $L_t$ : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

### 3.2- Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

**Tableau VI.38 : Tableau des efforts normaux**

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$



### 3.3 - Détermination des armatures :

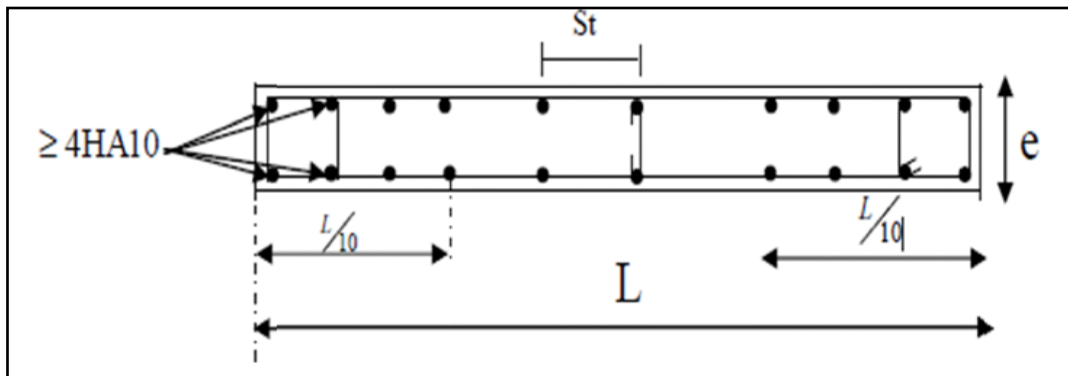
#### a)- Armatures verticales :

**Tableau VI.39 : Tableau des armatures verticales**

	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



**FIGURE VI.69: Disposition des armatures verticales dans les voiles**

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

➤ **Armatures minimales:**• **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

- $A_{\min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
  - $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

• **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):**

$$- A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue       $B = d \times e$ 

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$- A_{\min} \geq 0,2\% B$$

**b)- Armatures horizontales:**• **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

 $A_V$ : Section des armatures verticales.• **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\phi$ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

• **Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales****(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_V$  et  $A_H > 0,15\% B$  .....Globalement dans la section du voile.
- $A_V$  et  $A_H > 0,10\% B$  .....en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} a = 25\text{ cm} : \text{épaisseur du voile de RDC} \\ a = 20\text{ cm} : \text{épaisseur du voile des étages courant} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37,5\text{ cm}, 30\text{ cm}, 30\text{ cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $\frac{1}{10}$  ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20\text{ mm} . \text{ Pour étage courant}$$

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 20\text{ mm} . \text{ Pour RDC}$$

**c)- Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$  ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**d) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### 3.4- Les vérifications:

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

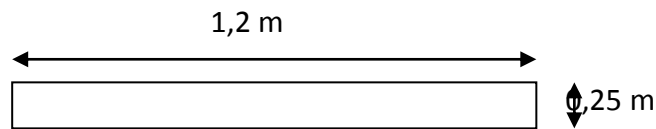
$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**3.5- Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale  $L = 1,2$  m sur la zone 1. (VL1 1/2)

**a)-Caractéristiques géométriques :****Tableau VI.40 : Caractéristiques géométriques**

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
1,2	0,2	0,24	0,029

**b)-Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 3014,26 \text{ KN/m}^2 = 3,14 \text{ MPA}$
- $\sigma_{\min} = -4052,17 \text{ KN/m}^2 = -4,05 \text{ MPA}$

**c)-Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3014,26}{4052,17 + 3014,26} \times 1,2 = 0,51 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,2 - 0,51 = 0,69 \text{ m}$$

**d)-Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

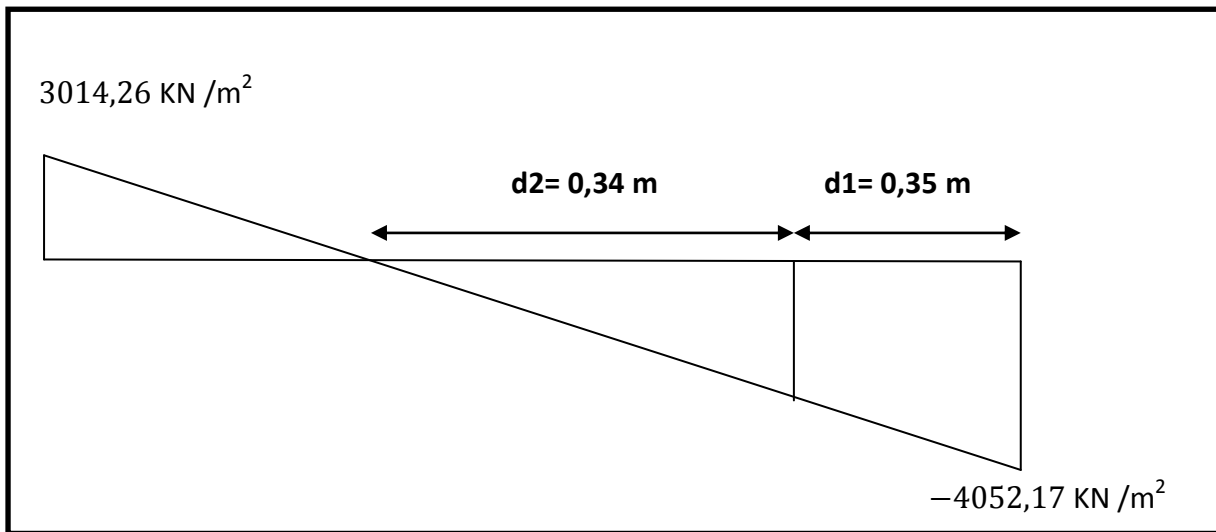
$$d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{4,13}{2}; \frac{2}{3} \times 0,51\right) = \min(2,065; 0,34) = 0,34 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d_1 = 0,69 - 0,34 = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,48 - 0,35 = 4,13 \text{ m}$$

- **Détermination de N :**

❖ Pour la zone tendue :



$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{4052,17(0,69 - 0,35)}{0,69} = 1996,72 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{4052,17 + 1996,72}{2} \times 0,35 \times 0,2 = 211,71 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_1}{2} \times e = \frac{(0,69 - 0,35)1996,72}{2} \times 0,2 = 67,88 \text{ KN}$$

**e)-Calcul des armatures verticales :**

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{211,71}{400 \times 10^{-1}} = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{67,88}{400 \times 10^{-1}} = 1,7 \text{ cm}^2$$

**f)-Les armatures de coutures :**

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{244,53 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 9,41 \text{ cm}^2$$

**g)-Armatures verticales totales :**

$$\blacksquare A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (5,29) + \left(\frac{9,41}{4}\right) = 7,64 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$\blacksquare A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (1,77) + \left(\frac{9,41}{4}\right) = 4,122 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

**h)-Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max (0,002 \times L_t \times e ; 0,0015 \times e \times L)$$

$$A_{\min} \geq \max (2,76 ; 3,6) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{\min} = 3,6 \text{ cm}$$

**Ferrailage adopté :**

**Tableau VI.41 : Ferraillage adopté.**

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	$A_1=7,64 \text{ cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}14 = 12,3 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 <sup>ème</sup> bande	$A_2=4,122 \text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{12,3}{4} = 3,07 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 120 = 3,6 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_H = 5,65 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $2\text{X } 4\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2$  / 1m de hauteur ; avec  $S_H = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

➤ **Les vérifications :**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1865,1 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 9,41 \times 10^2} = 7,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**
  - **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b_o \cdot d}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

**b<sub>o</sub>** : épaisseur du linteau ou du voile

**d** : hauteur utile = 0,9h

**h** : hauteur totale de la section brute

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 244,53 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{244,53 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 1,132 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,132 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



➤ **Ferrailage des Voiles VL1et VL2****Tableau VI.42 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL1 )**

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,48	3	3,06	3,06
	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3	0,24	0,24	0,24
	He		4,480	3,000	3,060	3,060
	h		4,13	2,65	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		514,900	244,530	274,770	182,630
	N <sub>ser</sub> (kN)		2289,96	1865,10	1500,89	749,86
	Vu (kN)		720,860	342,342	384,678	255,682
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4432,720	3014,260	2729,960	2370,760
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		6862,220	4052,170	3176,100	2727,990
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,47	0,51	0,55	0,56
	L <sub>t</sub>		0,73	0,69	0,65	0,64
	d1		0,31	0,34	0,37	0,37
	d2= L <sub>t</sub> - d1		0,42	0,35	0,28	0,27
	$\sigma_1$		3907,073	2042,663	1356,127	1147,483
	N <sub>1</sub>		422,64	207,99	167,59	144,16
	N <sub>2</sub>		202,73	70,86	37,37	30,99
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		10,57	5,20	4,19	3,60
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5,07	1,77	0,93	0,77
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,82	9,41	10,58	7,03
	A' <sub>v1</sub> /bande		15,52	7,55	6,83	5,36
	A' <sub>v2</sub> /bande		10,02	4,12	3,58	2,53
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4,12	3,58	3,88	3,91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		16,08	12,3	9,04	9,04
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		12,06	6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x3HA16	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
	ST <sub>MAX</sub>		30	30	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,50	3,60	3,60	3,60
	AH adopté (cm2)		9,04	9,04	9,04	9,04
	choix de la section		2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véification des confection	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	$\tau_b$	2,670	1,585	1,781	1,184
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	1,907	1,132	1,272	0,846
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	7,065	7,216	5,919	2,957

Tableau VI.43 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL 2)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	hpoutre(m)	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,48	3,06
	L (m)	1,30	1,30
	e (m)	0,25	0,20
	B (m²)	0,325	0,26
	He	4,480	3,060
	h	4,13	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	325,050	201,860
	N <sub>ser</sub> (kN)	653,81	580,53
	Vu (kN)	455,070	282,604
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)	2821,950	3110,360
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)	6370,540	3883,140
	$\sigma_s$ (kN/m²)	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,40	0,58
	L <sub>t</sub>	0,90	0,72
	d1	0,27	0,39
	d2= Lt - d1	0,63	0,34
	$\sigma_1$	4489,240	1809,567
	N <sub>1</sub>	361,16	219,43
	N <sub>2</sub>	356,26	60,87

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		9,03	5,49
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		8,91	1,52
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		12,51	7,77
	$A'v1/\text{bande}$		12,16	7,43
	$A'v2/\text{bande}$		12,04	3,46
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		3,49	4,05
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		12,3	9,04
	$A'v2 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		12,3	9,04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x4HA14	2x4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x4HA14	2x4HA12
	$ST_{\max}$		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
		Bande 2	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,88	3,90
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		9,04	9,04
	choix de la section		2x4HA12	2x4HA12
	Espacement st(cm)		25	25
Armatures transversales	$A_t \text{ adoptées}$		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	$\tau_b$	1,556	1,208
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	1,111	0,863
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	1,904	2,122

➤ **Ferrailage des Voiles VT1 et VT2****Tableau VI.44 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1)**

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,48	3	3,06	3,06
	L (m)		1,50	1,50	1,50	1,50
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,375	0,3	0,3	0,3
	He		4,480	3,000	3,060	3,060
	h		4,13	2,65	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		348,370	154,820	154,700	102,660
	N <sub>ser</sub> (kN)		1331,72	1035,13	803,94	423,38
	Vu (kN)		487,718	216,748	216,580	143,724
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5087,220	3015,800	2752,900	1920,570
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		8007,930	4353,600	3478,290	2933,330
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,58	0,61	0,66	0,59
	L <sub>t</sub>		0,92	0,89	0,84	0,91
	d1		0,39	0,41	0,44	0,40
	d2= L <sub>t</sub> - d1		0,53	0,48	0,40	0,51
	$\sigma_1$		4616,450	2343,067	1643,023	1652,950
	N <sub>1</sub>		613,04	274,05	226,26	181,47
	N <sub>2</sub>		305,15	111,75	64,98	84,43
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		15,33	6,85	5,66	4,54
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		7,63	2,79	1,62	2,11
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,41	5,96	5,96	3,95
	A'v1/bande		15,61	8,34	7,15	5,52
	A'v2/bande		10,98	4,28	3,11	3,10
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,10	4,30	4,64	4,15
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		16,08	12,3	9,04	9,04
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		12,06	6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x3HA16	2x3HA12	2x3HA12	2x6HA12

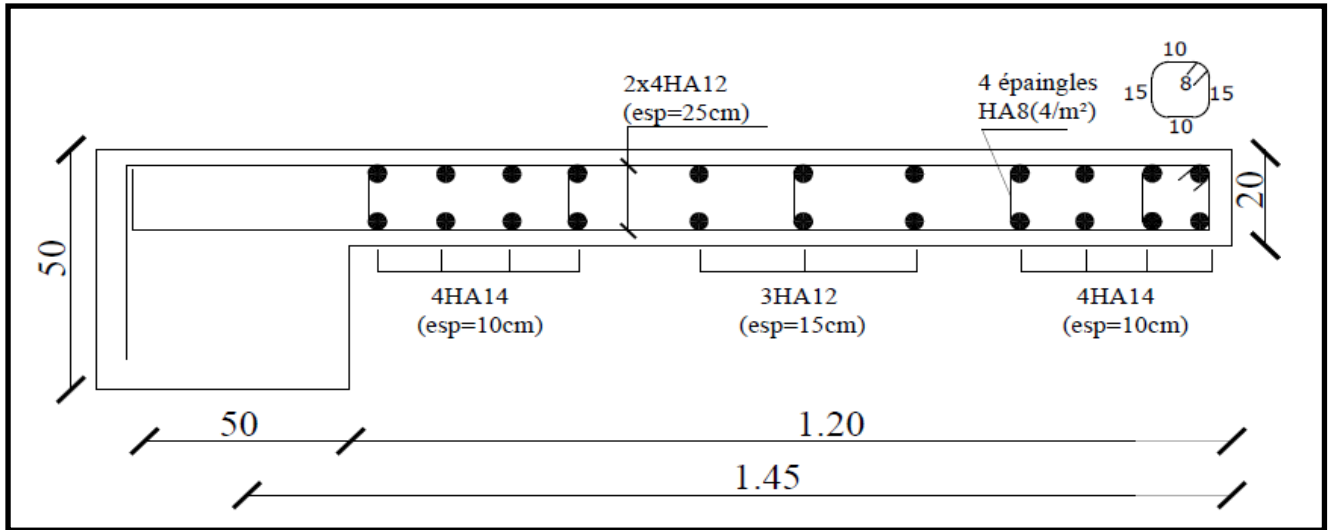
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5,63	4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm2)		9,04	9,04	9,04	9,04
	choix de la section		2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	$T_b$	1,445	0,803	0,802	0,532
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$T_u$	1,032	0,573	0,573	0,380
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	3,337	3,251	2,564	1,350

Tableau VI.45 : Ferrailage des Voiles transversaux (VT2)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	hpoutre(m)	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,48	3,06
	L (m)	1,20	1,20
	e (m)	0,25	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,3	0,24
	He	4,480	3,060
	h	4,13	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	383,340	135,030
	N <sub>ser</sub> (kN)	1212,09	1071,44
	Vu (kN)	536,676	189,042
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4032,170	3294,090
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	7457,320	4828,120
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,42	0,49
	L <sub>t</sub>	0,78	0,71
	d1	0,28	0,32
	d2= Lt - d1	0,50	0,39

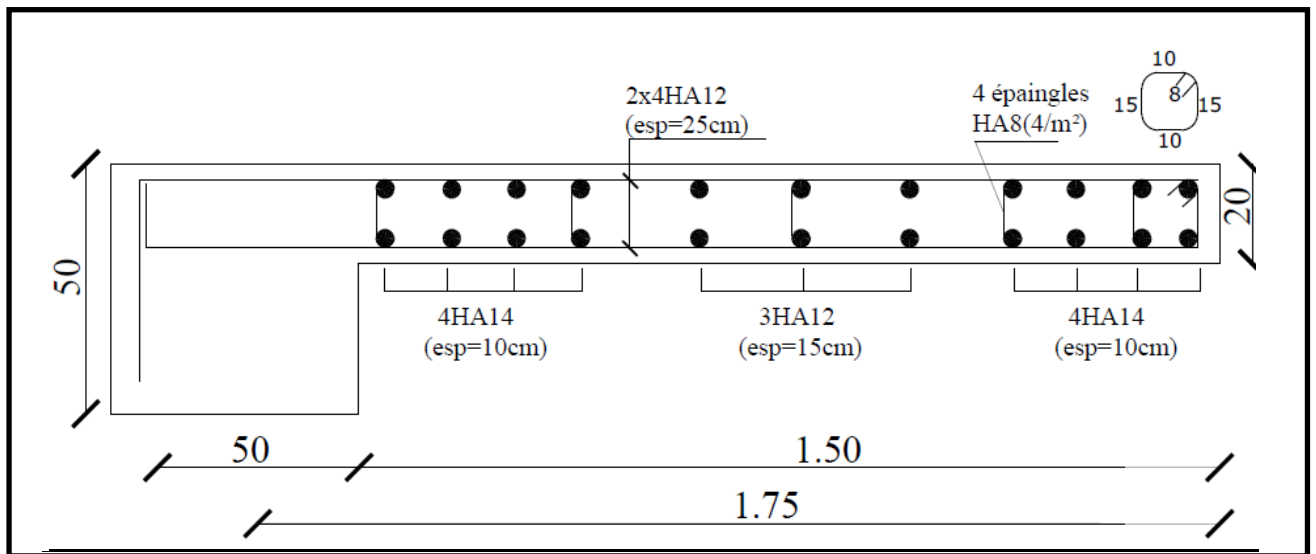
	$\sigma_1$		4769,207	2632,060
	$N_1$		429,08	242,05
	$N_2$		296,95	102,35
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		10,73	6,05
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		7,42	2,56
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		14,76	5,20
	$A'v1/\text{bande}$		14,42	7,35
	$A'v2/\text{bande}$		11,11	3,86
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		3,68	3,41
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		16,08	9,04
	$A'v2 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		12,06	6,78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x4HA16	2x4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x3HA16	2x3HA12
	$ST_{\text{MAX}}$		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
		Bande 2	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,50	3,60
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		9,04	9,04
	choix de la section		2x4HA12	2x4HA12
	Espacement st(cm)		25	25
Armatures transversales	$A_t$ adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	$T_b$	1,988	0,875
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$T_u$	1,420	0,625
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	3,740	4,226

- **FERRAILLAGE DE VOILE VL 1 ETAGE 1 :**



**FIGURE VI.70 : ferrailage du voile longitudinale**

- **FERRAILLAGE DE VOILE VT1 ETAGE 1 :**



**FIGURE VI.71 : ferrailage du voile transversale**

# **CHAPITRE VII :**

**Etude de l'infrastructure**



## INTRODUCTION

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

### a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

### b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

### ➤ Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

➤ **Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :**

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

• **Les fondations superficielles :**

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

• **Les fondations profondes :**

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

**Conclusion :**

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

## 1. Dimensionnement :

- **Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal "**N<sub>ser</sub>**" qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{50}{50} = 1$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \quad N_{ser} = 1233,04 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1233,04}{200}} = 2,48 \text{ m}$$

On opte pour : **B = 2,5 m**  $\Rightarrow$  **A = 2,5 m**

- **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes

### 1.1- Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

**B** : La largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G, Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré..

**$\sigma_{sol}$**  : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t / m}^2$ )

## ➤ Surfaces des semelles filantes sous voiles :

**Tableau VII.46 : Semelles filantes sous voiles (sens transversal)**

voiles	$N_s$	L(m)	B(m)	$S=B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VT <sub>1</sub>	163	1,2	6,79	8,15
VT <sub>2</sub>	163,01	1,2	6,79	8,15
VT <sub>3</sub>	154,55	1,2	6,56	7,87
VT <sub>4</sub>	150,01	1,2	6,25	7,5
				<b>31,67</b>

**Tableau VII.47 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

voiles	$N_s$	L(m)	B(m)	$S= B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VL <sub>11</sub>	142,03	1,2	5,92	7,1
VL <sub>12</sub>	139,98	1,2	5,83	6,99
VL <sub>13</sub>	135,42	1,2	5,64	6,77
VL <sub>14</sub>	133,09	1,2	5,54	6,65
VL <sub>15</sub>	180,13	1,3	6,92	8,99
				<b>36,5</b>

$$S_{\text{voile}} = \sum S_i = 68,17 \text{ m}^2$$

Avec :  $S_{\text{VOILE}}$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

## 1.2- Semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

- Etapas de calcul

1- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \implies$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \implies$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Avec :

**L** : distance entre nus des poteaux.

**Tableau VII.48 : Résultante des charges sous poteaux.**

Poteaux	N <sub>ser</sub>	M <sub>i</sub>	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>ser</sub> × e <sub>i</sub>
1	560,27	1,409	-7	-3921,89
2	1003,40	3,282	-3,4	-3411,56
3	1233,04	0,815	-0,2	-246,608
4	1172,83	4,11	3,8	4456,754
5	529,47	5,085	7	3706,29
<b>somme</b>	<b>4499,01</b>	<b>14,701</b>	<b>/</b>	<b>582,986</b>

- **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est:  $R = \sum N_i = 4499,01 \text{ kN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{14,701 + 582,986}{4499,01} = 0,132 \text{ m}$$

$$e = 0,132 \leq \frac{14}{6} = 2,33 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4499,01}{14} \left( 1 + \frac{6 \times 0,132}{14} \right) = 339,53 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4499,01}{14} \left( 1 - \frac{6 \times 0,132}{14} \right) = 303,17 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4499,01}{14} \left( 1 + \frac{3 \times 0,132}{14} \right) = 330,44 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = B \geq \frac{330,44}{200} = 1,65 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,7 m.**

On aura donc,  $S = 1,70 \times 14 = 23,8 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_{\text{poteaux}} = S \times \text{nombre de portiques}$

$$S_{\text{poteaux}} = 4 (23,8) + 2 (1,7 \times 10,4) + 2 (1,7 \times 3,6) = 142,8 \text{ m}^2$$

La somme totale des surfaces reprise par les semelles filantes :

$$S_t = S_{\text{voile}} + S_{\text{poteaux}}$$

$$S_t = 68,17 + 142,8 = 210,97 \text{ m}^2$$

la surface totale de la structure est égale a :

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{210,97}{252,288} = 0,83 \implies 83\% \text{ de la surface de l'assise}$$

$$S_t > 50 \% S_{\text{bât}}$$

La surface totale des semelles représente 83 % de la surface du bâtiment.

### **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, en ajoutant la surface du radier sous la cage d'ascenseur on obtient une surface largement supérieure à 50%, pour cela nous opterons pour un radier général.

## 2. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

- Caractéristiques du radier :

- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### 2.1 Pré-dimensionnement du radier :

a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ )

b. Selon la condition forfaitaire :

- sous voiles :

$$\frac{l_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{\max}}{5} \quad \text{Avec : } l_{\max} = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{8} = 53,125 \leq h_r \leq \frac{425}{5} = 85 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_r = 80 \text{ cm.}$$

$h_r$  : Hauteur du radier

$l_{\max}$  : Distance entre deux voiles successifs

- Sous poteaux :
- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_n = 80 \text{ cm.}$$



## ➤ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface  $k=40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

$E$  : Module de déformation longitudinale différée :  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximal entre deux nervures successives. ( $L_{\max} = 4,25 \text{ m}$ ).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,77 \text{ m}$$

On prend:  $h_n = 80 \text{ cm}$

- Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56$$

On prend :  $b_n = 55 \text{ cm}$

### Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 80 \text{ cm} \Leftrightarrow$  Hauteur de la nervure

$h_d = 30 \text{ cm} \Leftrightarrow$  Hauteur dalle

$b_n = 55 \text{ cm} \Leftrightarrow$  Largeur de la nervure

**2.2- Détermination des efforts :**

$$G = 24922 \text{ KN}$$

$$Q = 4068,1 \text{ KN}$$

- **ELU :**  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 39746,85 \text{ KN}$
- **ELS :**  $N_s = G + Q = 28990,1 \text{ KN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

- **ELU :**  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{39746,85}{1,33 \times 200} = 149,42 \text{ m}^2$
- **ELS :**  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28990,1}{200} = 144,95 \text{ m}^2$

$$S_{\text{batiment}} = 252,288 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 149,42 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = \mathbf{149,42 \text{ m}^2}$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de :  **$L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$** .

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 252,288 + 32,5 = 284,79 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \mathbf{284,79 \text{ m}^2}$$

### 2.3 - Détermination des efforts à la base du radier :

#### a) Charges permanentes :

➤ Poids du radier :

$P_{\text{radier}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{Poids de T.V.O} + \text{poids de la dalle flottante.}$

#### Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{dalle}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (284,79 \times 0,3) \times 25 = 2135,92 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = \mathbf{2135,92 \text{ KN}}$$

#### Poids de la nervure :

$$P_n = b \times (h_n - h_{\text{dalle}}) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$P_n = 0,55 \times (0,8 - 0,3) \times [(14 \times 4) + (10,4 \times 2) + (3,6 \times 2)] \times 25 = 577,5 \text{ KN}$$

$$P_n = \mathbf{577,5 \text{ KN.}}$$

#### Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (14 \times 0,55 \times 4) + (10,4 \times 0,55 \times 2) + (3,6 \times 0,55 \times 2) = 46,2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(284,79 - 46,2) \times (0,8 - 0,3)] \times 17 = 2028,015 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{T.V.O}} = \mathbf{2028,015 \text{ KN}}$$

#### Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 284,79 \times 0,1 \times 25 = 711,975 \text{ KN. (ep=10cm).}$$

$$P_{\text{df}} = \mathbf{711,975 \text{ KN.}}$$

#### Poids totale du radier:

$$G_{\text{radier}} = 2135,92 + 577,5 + 2028,015 + 711,95 = 5453,41 \text{ KN.}$$

#### b) Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 5453,41 + 24922 = 30375,41 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = (1,5 \times 284,79) + 4068,1 = 4495,285 \text{ KN}$$

**c) Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 30375,41 + 1,5 \times 4495,285 = 47749,73 \text{ KN}$$

$$N_s = 30375,41 + 4495,285 = 34870,695 \text{ KN}$$

**d) Vérifications :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{47749,73 \times 1}{284,79} \times \frac{4,25}{2} = 356,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{356,29 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

**Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,91 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,23 \text{ m}$$

Avec :

**S<sub>i</sub>** : aire du panneau considéré

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : centre de gravité du panneau considéré

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 4040,67 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = 6479,47 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :  $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

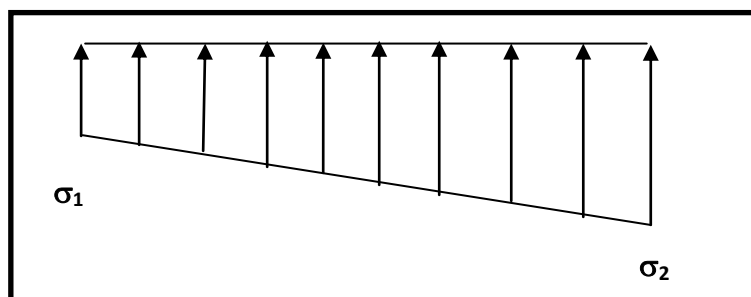
$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier



**FIGURE VII.72 : Diagramme des contraintes sous le radier**

Effort normal :  $N_u = 47749,73 \text{ KN}$  ;  $N_s = 34870,695 \text{ KN}$

Calcul des moments :  $M = M_0 + T_0 \times h$

$$M_x = 25873,875 + (1315,94 \times 1) = 27189,815 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 26394,362 + (1353,1 \times 1) = 27747,462 \text{ kN.m}$$

➤ Sens longitudinal :

• A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{47749,73}{284,79} + \frac{27189,815}{4040,67} \times 8,91 = 227,62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{47749,73}{284,79} - \frac{27189,815}{4040,67} \times 8,91 = 107,71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 227,62 + 107,71}{4} = 197,64 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➡ (Condition vérifiée)

• A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{34870,695}{284,79} + \frac{27189,815}{4040,67} \times 8,91 = 182,39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{34870,695}{284,79} - \frac{27189,815}{4040,67} \times 8,91 = 62,48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 182,39 + 62,48}{4} = 152,41 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ Sens transversal :

- **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{47749,73}{284,79} + \frac{27747,462}{6479,47} \times 7,23 = 198,63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{47749,73}{284,79} - \frac{27747,462}{6479,47} \times 7,23 = 136,70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 198,63 + 136,70}{4} = 183,15 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{34870,695}{284,79} + \frac{27747,462}{6479,47} \times 7,23 = 153,40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{34870,695}{284,79} - \frac{27747,462}{6479,47} \times 7,23 = 91,48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153,40 + 91,48}{4} = 137,92 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

$h$  : Hauteur de la nervure égale à 80 cm

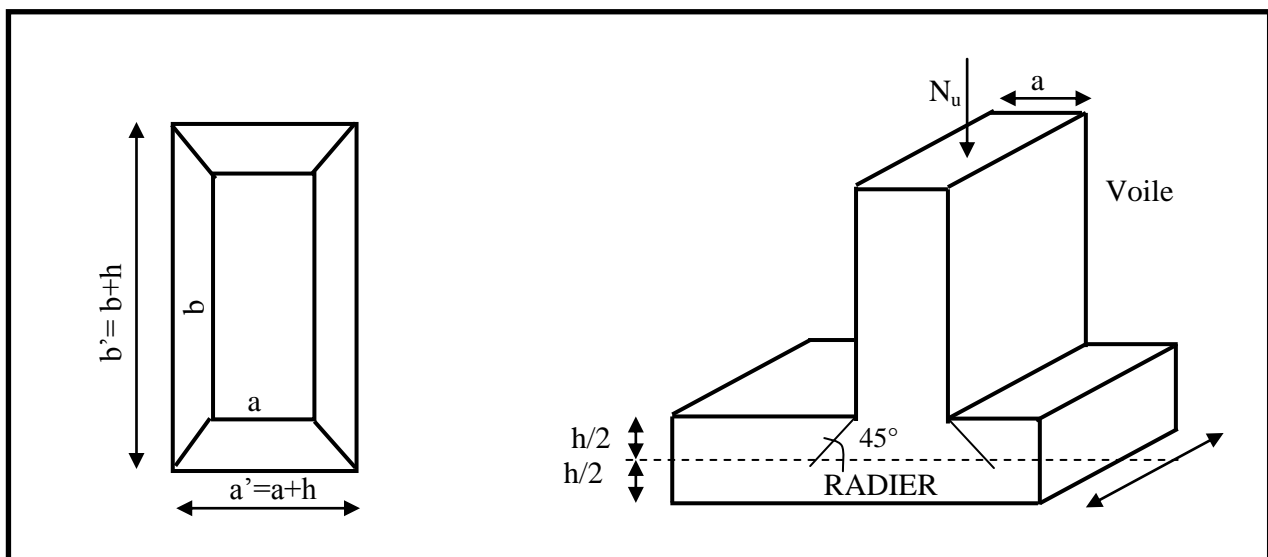


FIGURE VII.73: Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,5 + 0,5 + 2 \times 0,8) \times 2 = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 1693,22 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4,8 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2880 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1m du voile :

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,25+1,2+2 \times 0,8) \times 2 = 6,1 \text{ m}$$

$$N_u = 246,39 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 6,1 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3660 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3. Ferrailage du radier :



### 3.1 - Ferrailage de la dalle

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91**

#### ❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

##### 1<sup>er</sup> Cas:

$\rho < 0,4$  La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} ; \quad M_{0y} = 0$$

##### 2<sup>eme</sup> Cas :



Si  $0,4 < \rho \leq 1$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée **L<sub>x</sub>** :  $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée **L<sub>y</sub>** :  $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

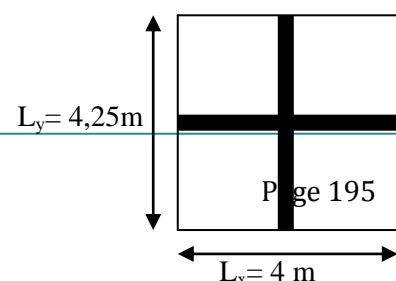
Les coefficients  $\mu_x$  ,  $\mu_y$  sont donnés par **les tables de PIGEAUD**.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

#### Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### ❖ Identification du panneau le plus sollicité :



$$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 4,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU: } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left( 197,64 - \frac{5453,41}{284,79} \right) \times 1 \text{ m} = 178,49 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left( 152,41 - \frac{5453,41}{284,79} \right) \times 1 \text{ m} = 133,26 \text{ kN/ml}$$

#### ❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments  $M_x, M_y$

$$\rho = 0,94 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0419 \times 178,49 \times 4^2 = 119,66 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,864 \times 119,66 = 103,38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

#### Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{0x}$  ou  $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

**a) Ferrailage dans le sens x-x :**

Moments en appuis à **L'ELU** :  $M_{a-x} = 119,66 \times 0,5 = \mathbf{59,83 \text{ kN.m}}$ .

Moments en travée à **L'ELU** :  $M_{t-x} = 119,66 \times 0,75 = \mathbf{89,74 \text{ kN.m}}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{59,83 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,057 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0,971$$

$$A_{app} = \frac{M_{ax}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{59,83 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 348} = 6,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 6,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } A_{adopte} = \mathbf{6HA12 /ml = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Avec : **St = 15 cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{89,74 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,086 \quad \beta_u = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{89,74 \times 10^3}{0,955 \times 27 \times 348} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } A_{adopte} = \mathbf{8HA14/ml = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Avec : **St = 10 cm**

**b) Ferrailage dans le sens y-y :**

Moments en appuis à **L'ELU** :  $M_{a-y} = 103,38 \times 0,5 = 51,69 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à **L'ELU** :  $M_{t-y} = 103,38 \times 0,75 = 77,53 \text{ kN.m}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_{ay} = \frac{M_{ay}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{51,69 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,05 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_{ay} = 0,05 \quad \beta_u = 0,974$$

$$A_{app} = \frac{M_{ay}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{51,69 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 5,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 5,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{adopte} = 7\text{HA}12/\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 15 cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{77,53 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,074 \quad \beta_u = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_{ty}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{77,53 \times 10^3}{0,962 \times 27 \times 348} = 8,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 8,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{adopte} = 8\text{HA}12\text{ml} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 15 cm**

**c) Vérification à l'E.L.U :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

- **Dans le sens xx :**

Avec : 
$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII.49 : vérification de la section minimale**

		A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation
x-x	ELU	6,78	3,26	Condition Vérifiée
		12,31		Condition Vérifiée
y-y	ELU	7,92	3,26	Condition Vérifiée
		9,05		Condition Vérifiée

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3 h_d ; 33 \text{ cm}\} = \min \{3 \times 30 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4 h_d ; 45 \text{ cm}\} = \min \{4 \times 30 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**d) Calcul et vérification à l'E.L.S :**

- **Evaluation des moments M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub>**

$$\rho = 0,94 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,906 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0491 \times 133,26 \times 4^2 = 104,68 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,906 \times 104,68 = 94,84 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Sens x-x :**

Moments en appuis à **l'ELS** :  $M_{a-x} = 104,68 \times 0,5 = 52,34 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à **l'ELS** :  $M_{t-x} = 104,68 \times 0,75 = 78,51 \text{ kN.m.}$

### **Sens y-y :**

Moments en appuis à **l'ELS** :  $M_{a-y} = 94,84 \times 0,5 = 47,42 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à **l'ELS** :  $M_{t-y} = 94,84 \times 0,75 = 71,13 \text{ kN.m}$

### • **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

#### **Sens x-x :**

- **Aux appuis** :  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 27} = 0,25 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,920 \\ K_1 = 47,5 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,021 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{52,34 \times 10^3}{0,920 \times 27 \times 6,78} = 310,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 6,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées** :  $A_s = 12,31 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 27} = 0,45 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \longrightarrow K = 0,029 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{78,51 \times 10^3}{0,898 \times 27 \times 12,31} = 263,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 7,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### **Sens y-y :**

- **Aux appuis :  $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$**  (section adoptée)

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 27} = 0,291 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,915 \\ K_1 = 43,82 \end{array} \right. \longrightarrow K = 0,022$$

$$\sigma_s = \frac{47,42 \times 10^3}{0,915 \times 27 \times 7,92} = 242,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$**  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0,335 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \end{array} \right. \longrightarrow K = 0,022$$

$$\sigma_s = \frac{71,13 \times 10^3}{0,910 \times 27 \times 9,05} = 319,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 7,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.2- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

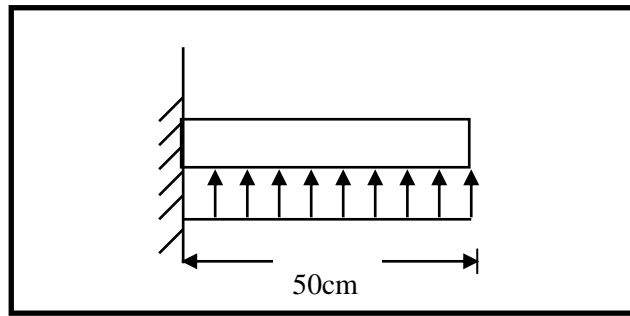


Figure VII.74 : Schéma statique du débord

## a) Sollicitations de calcul :

• A l'ELU :

$$q_u = 178,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{178,49 \times 0,50^2}{2} = -22,31 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS :

$$q_s = 133,26 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{133,26 \times 0,50^2}{2} = -16,65 \text{ KN.m}$$

## b) Calcul des armatures :

## • Armatures principales :

$$B = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,31 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{22,31 \times 10^6}{0,990 \times 270 \times 348} = 239,83 \text{ mm}^2 = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## c) Vérification à l'ELU :

## • Vérification de la condition de non fragilité :



$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

#### d) Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,934 ; K_1 = 60,76$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,65 \times 10^6}{0,934 \times 270 \times 4,52 \times 10^2} = 146,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 146,07 = 2,34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 146,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord .

### 3.3- Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**a) Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

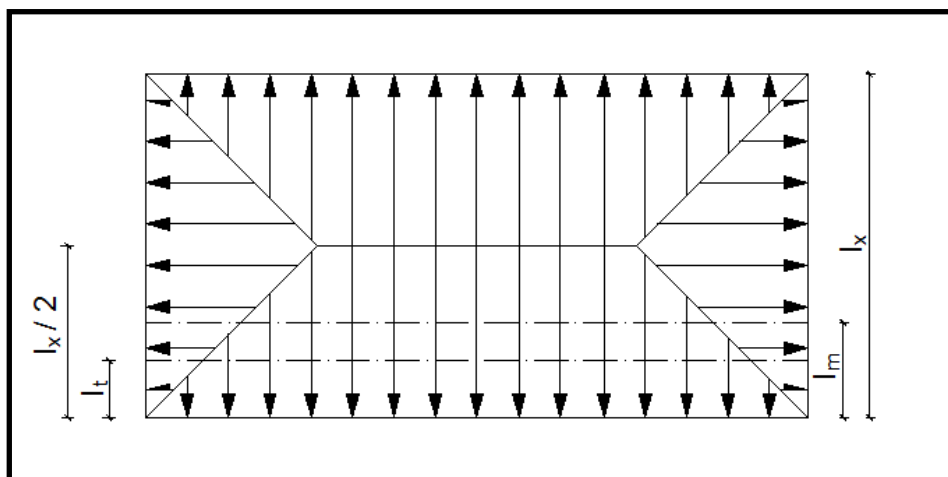
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

**Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$



**Figure VII.75 : Présentation du chargement trapézoïdal**

- **Le Chargement simplifié**

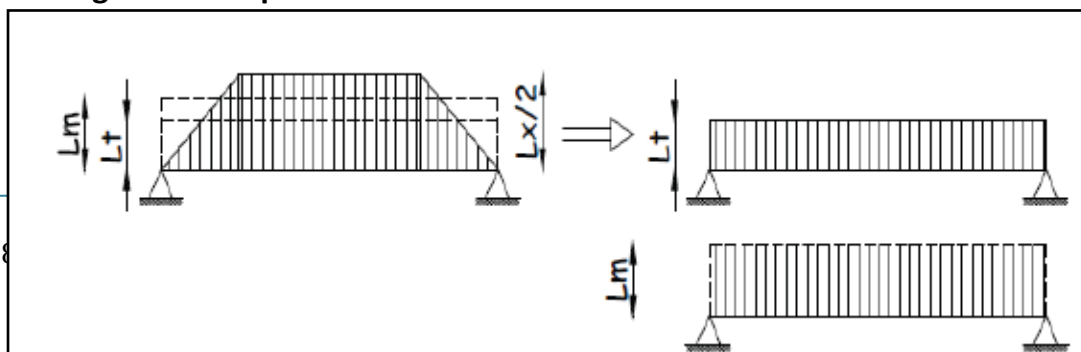


Figure VII.76 : Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

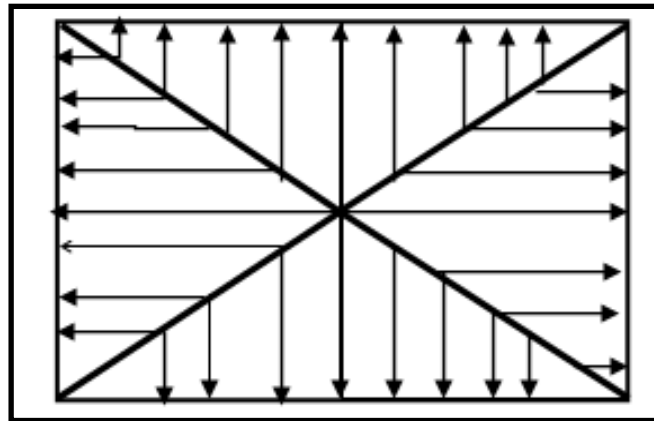


Figure VII.77 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25 \times l_x$

**b) Charges à considérer :**

- Pour les moments fléchissant

$$q_{um} = q_u \times l_m \quad ; \quad q_{sm} = q_s \times l_m$$

- Pour les effort tranchant

$$q_{ut} = q_u \times l_t \quad ; \quad q_{st} = q_s \times l_t$$

**c) Détermination des charges :**

- sens transversal

- ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left( 197,64 - \frac{5453,41}{284,79} - \frac{577,5}{46,2} \right) = 165,99 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left( 133,26 - \frac{5453,41}{284,79} - \frac{577,5}{46,2} \right) = 101,61 \text{ kN/m}^2$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens transversal :

**Tableau VII.50 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	$l_x$	$l_y$	$\rho$	charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	$Q_{um}$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\Sigma Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
1--2	1	4,25	3,6	0,84	trapézoïdal	1,415	1,0625	165,99	101,61	234,917	411,796	143,804	252,079	176,364	309,156	107,961	189,249
	2	3,2	3,6	0,88	trapézoïdal	1,066	0,8	165,99	101,61	176,879		108,276		132,792		81,288	
2--3	1	4,25	3,2	0,75	trapézoïdal	1,415	0,53125	165,99	101,61	234,917	395,861	143,804	242,325	88,182	220,974	53,980	135,268
	2	3,2	3,2	1	triangulaire	0,970	0,8	165,99	101,61	160,944		98,521		132,792		81,288	
3--4	1	4,25	4	0,94	trapézoïdal	1,415	0,53125	165,99	101,61	234,917	395,861	143,804	242,325	88,182	154,578	53,980	94,624
	2	3,2	4	0,8	trapézoïdal	0,970	0,4	165,99	101,61	160,944		98,521		66,396		40,644	
4--5	1	4,25	3,2	0,75	trapézoïdal	1,415	1,0625	165,99	101,61	234,917	411,796	143,804	252,079	176,364	309,156	107,961	189,249
	2	3,2	3,2	1	triangulaire	1,066	0,8	165,99	101,61	176,879		108,276		132,792		81,288	

**Sens longitudinal :****Tableau VII.51 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)**

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
<b>A--C</b>	1	4,25	4	0,94	trapézoïdal	1,415	1,0625	165,99	101,610	234,917	469,835	143,804	287,607	176,364	352,729	107,961	215,921
	2	4,25	3,2	0,75	trapézoïdal	1,415	1,0625	165,99	101,610	234,917		143,804		176,364		107,961	
<b>C--D</b>	1	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,066	0,8	165,99	101,610	176,879	353,758	108,276	216,551	132,792	265,584	81,288	162,576
	2	3,2	3,2	1	triangulaire	1,066	0,8	165,99	101,610	176,879		108,276		132,792		81,288	
<b>D--E</b>	1	2,8	4	0,7	trapézoïdal	0,932	1	165,99	101,610	154,769	309,538	94,741	189,482	165,990	282,183	101,610	172,737
	2	2,8	3,2	0,87	trapézoïdal	0,932	0,7	165,99	101,610	154,769		94,741		116,193		71,127	
<b>E--F</b>	1	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,066	0,8	165,99	101,610	176,879	353,758	108,276	216,551	132,792	265,584	81,288	162,576
	2	3,2	3,2	1	triangulaire	1,066	0,8	165,99	101,610	176,879		108,276		132,792		81,288	
<b>F--H</b>	1	4,25	4	0,94	trapézoïdal	1,063	1,0625	165,99	101,610	176,364	352,729	107,961	215,921	176,364	352,729	107,961	215,921
	2	4,25	3,2	0,75	trapézoïdal	1,063	1,0625	165,99	101,610	176,364		107,961		176,364		107,961	

- Sens transversal :
- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

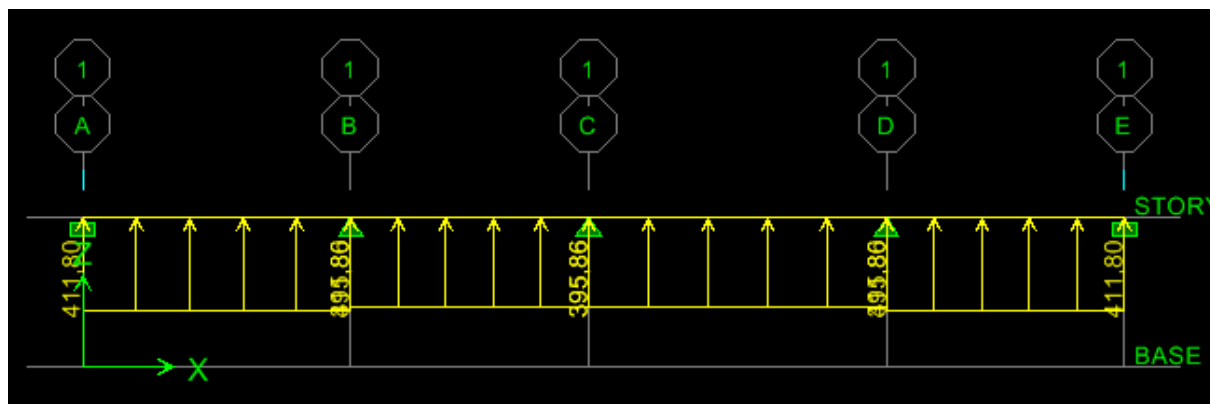


Figure VII.78 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

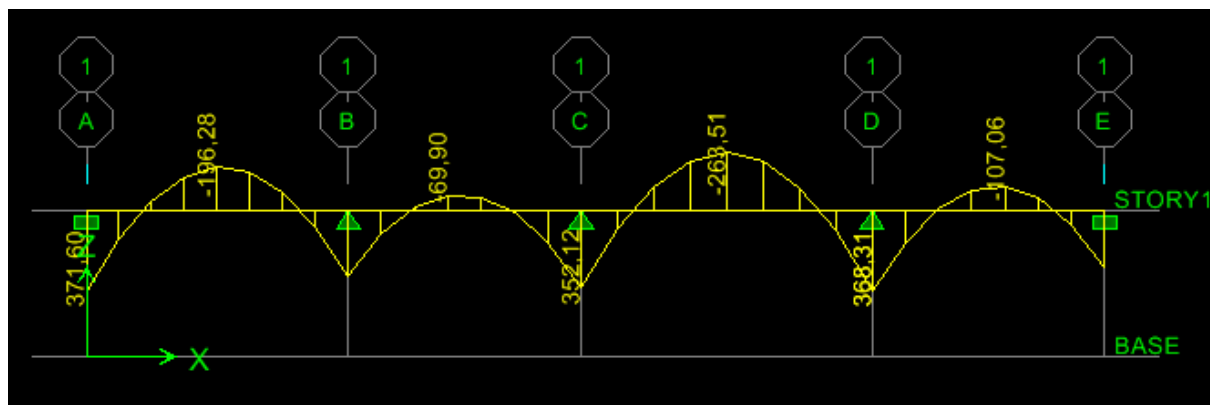


Figure VII.79: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.

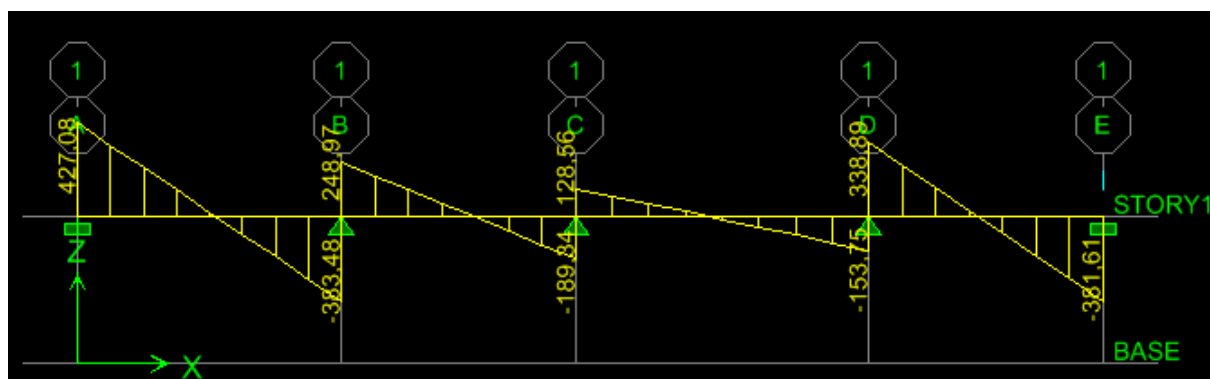


Figure VII.80: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

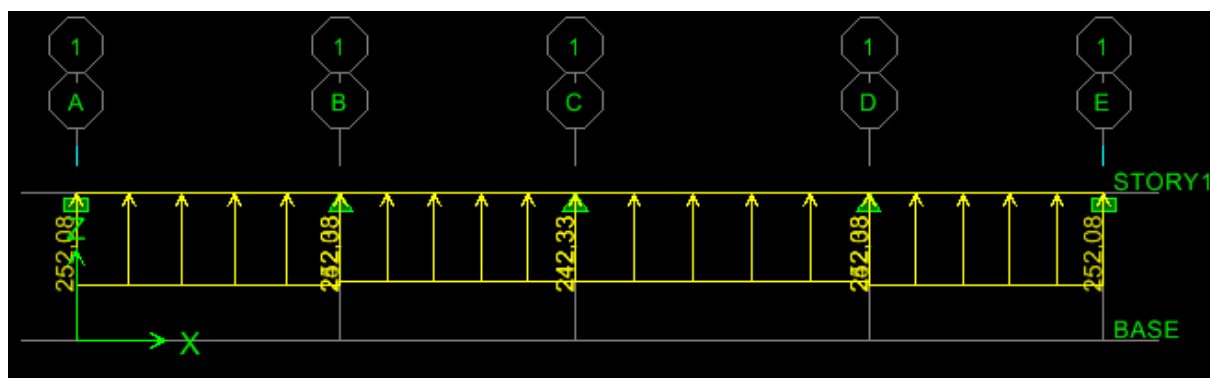


Figure VII.81 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

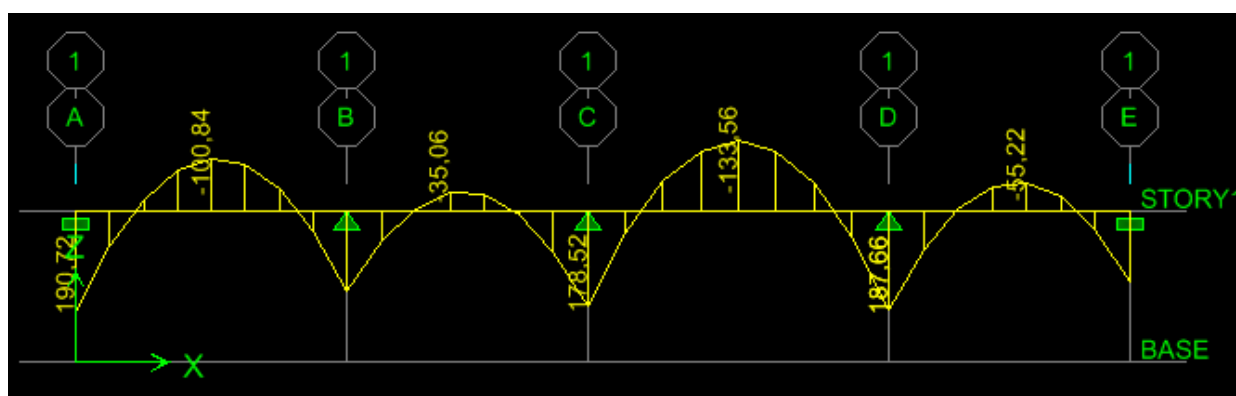


Figure VII.82 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

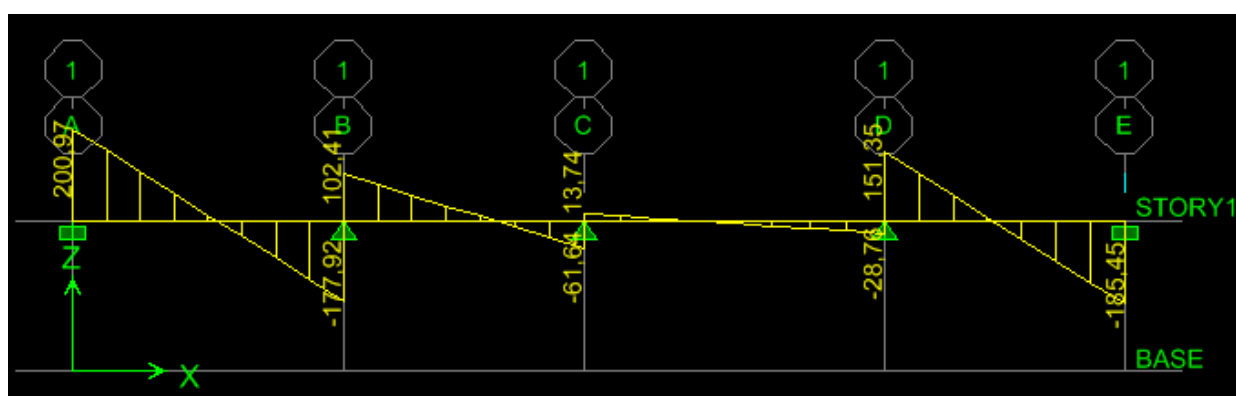
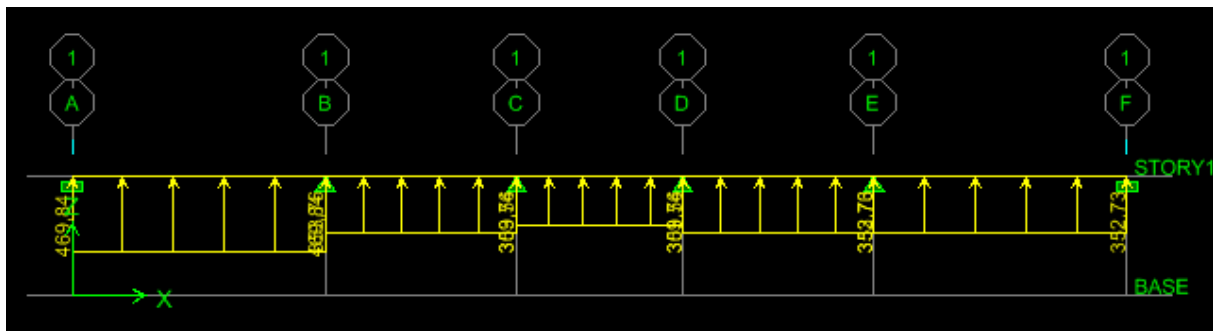


Figure VII.83 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

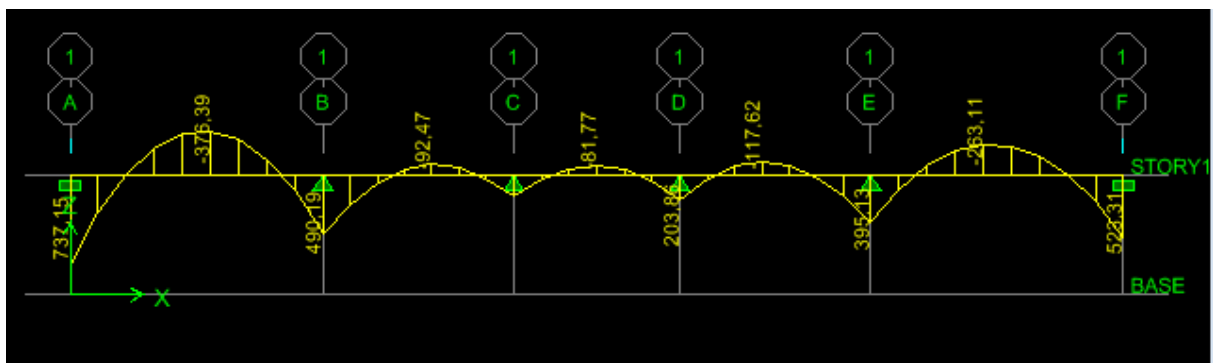


➤ Sens longitudinal :

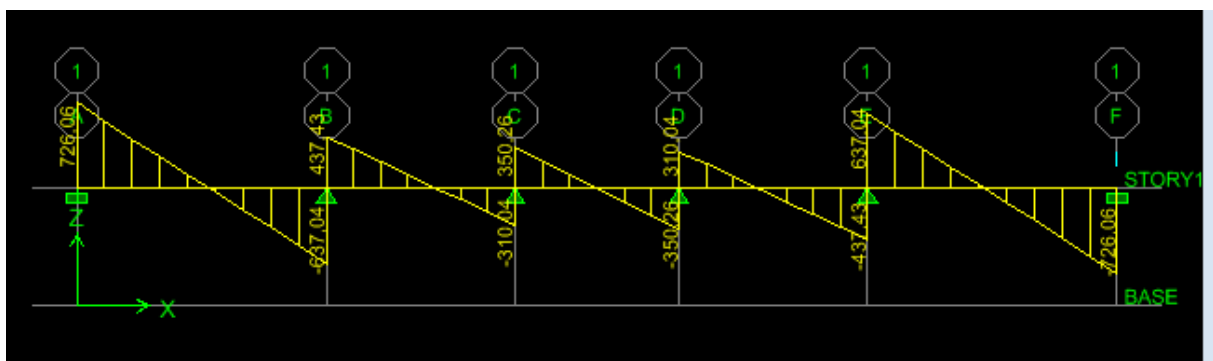
- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



**Figure VII.84** : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).



**Figure VII. 85** : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU



**Figure VII.86** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

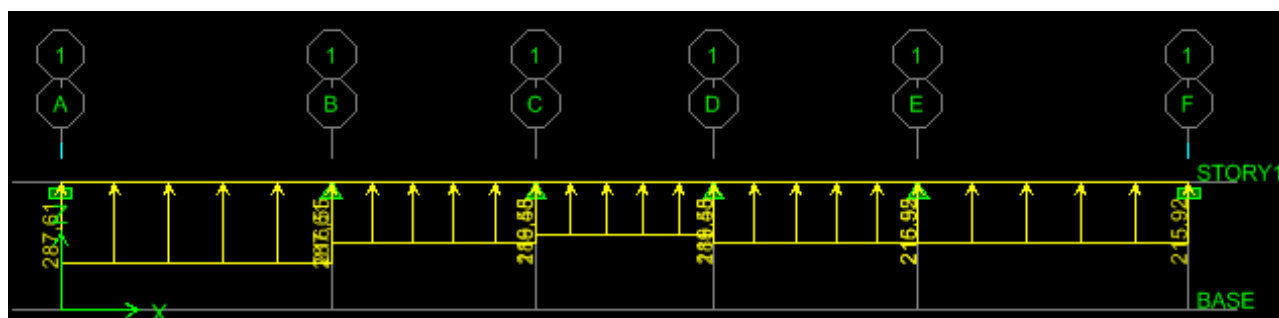


Figure VII.87 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

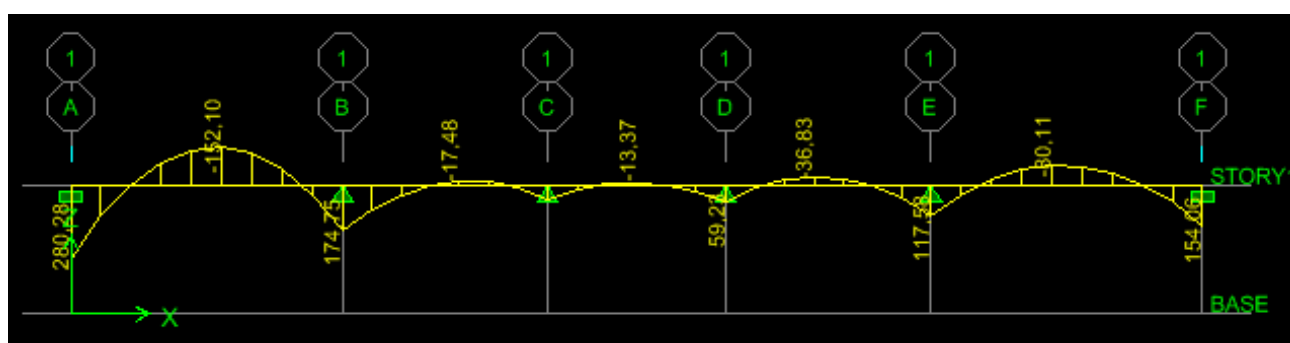


Figure VII.88 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

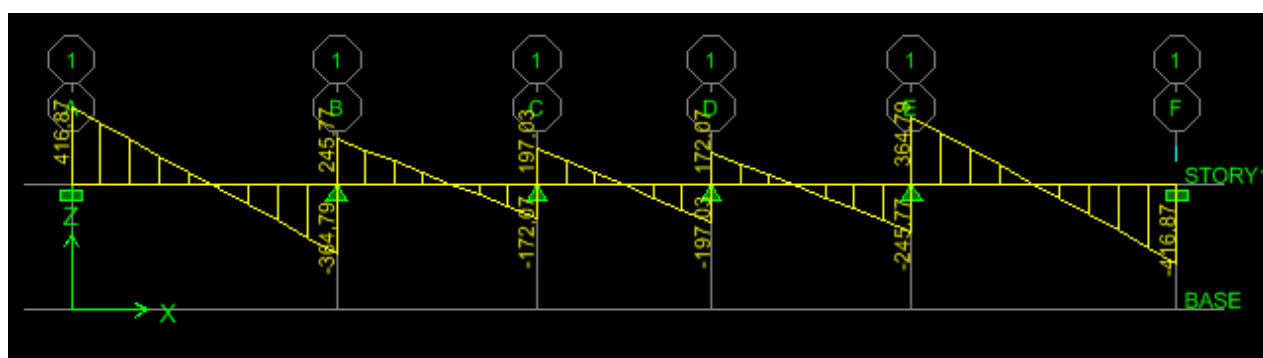


Figure VII.89 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

**d) Ferrailage :****Tableau VII.52 : Les efforts internes dans les nervures.**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	737,15	280,26	371,60	190,99
$M_{tmax}$ (KN.m)	376,39	152,10	268,51	133,56
$T_{max}$ (KN)	726,06	416,87	427,08	200,97

**❖ Calcul des armatures :**

✓ **Armatures longitudinales :**  $b = 55 \text{ cm}$   $d = 75 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s}$$

**Tableau VII.53 : Le ferrailage adopté pour la nervure.**

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	737,15	0,168	0,907	SSA	31,13	5HA20 fil +5HA16 chap+5HA14 chap =33.44
	Travée	376,39	0,086	0,955	SSA	15,10	5HA20 filante =15.70
yy	Appuis	371,60	0,084	0,956	SSA	14,89	5HA16 filante + 5HA14 chap = 17.68
	travée	268,51	0,061	0,968	SSA	10,62	5HA16+ 5HA14 chap = 12,06

✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

**Espacement des armatures :**

En **zone nodale** :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 20 ; 24 \} = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

En **zone courante** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

**- Vérification à l'ELU:****Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 75 \times \frac{2,1}{400} = 4,98 \text{ cm}^2$$

- **Sens longitudinal X-X**

**Aux appuis :**

$$A_a = 37,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal Y-Y**

**Aux appuis :**

$$A_a = 21,29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

**Sens longitudinal :**  $T_u^{\max} = 726,06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{726,06 \cdot 10^3}{550 \times 750} = 1,76 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal:**  $T_u^{\max} = 427,08 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{427,08 \cdot 10^3}{550 \times 750} = 1,03 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**- Vérification à l'ELS :**

**- Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**- Dans les aciers :**

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

**Tableau VII.54 : Vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	33,44	280,26	0,810	0,871	23,76	128,29	201,6	5,39	15	Cv
	Travée	15,70	152,10	0,38	0,904	37,08	142,88	201,6	3,85	15	Cv
yy	Appuis	17,68	190,99	0,920	0,865	22,04	166,51	201,6	7,55	15	Cv
	Travée	13,13	133,56	0,318	0,911	41,18	148,87	201,6	3,61	15	Cv

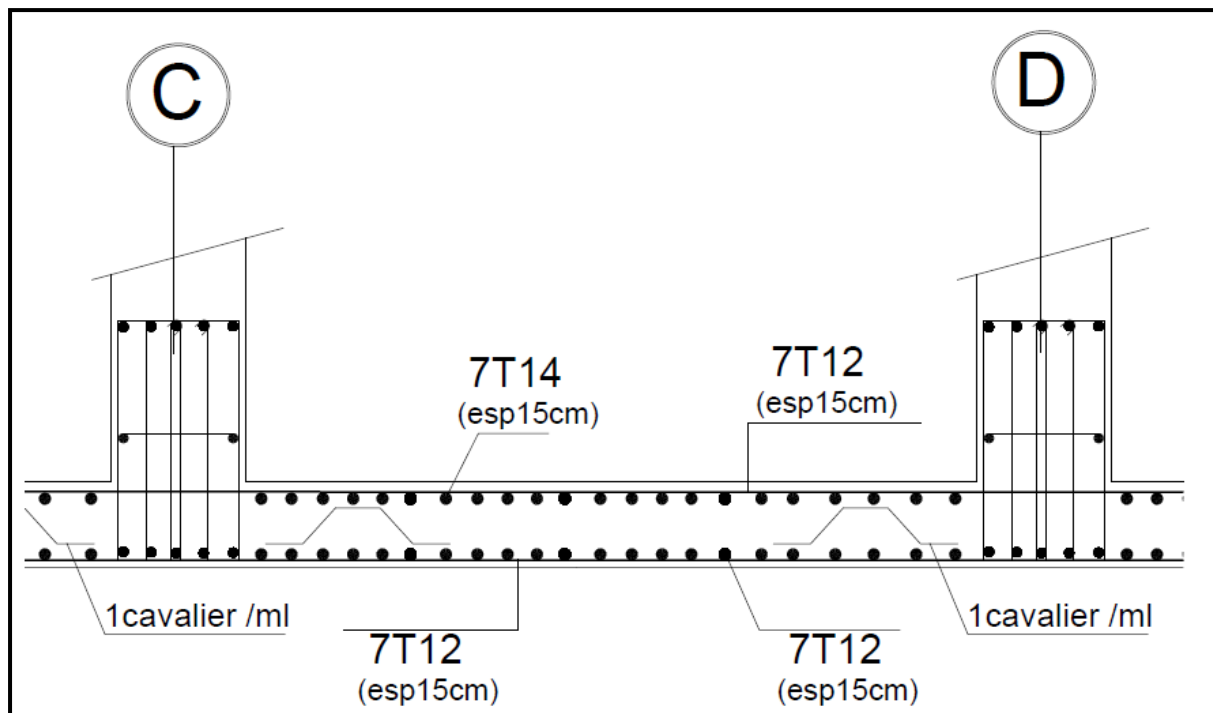


FIGURE VII.90: ferrailage du radier sens longitudinal

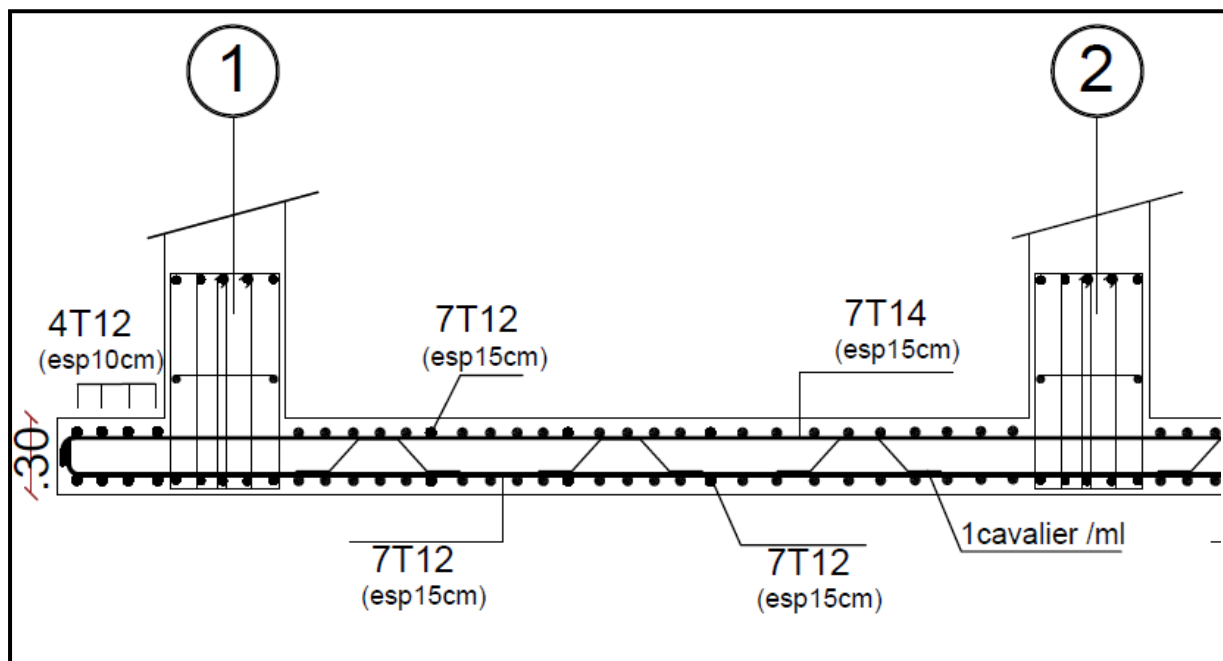
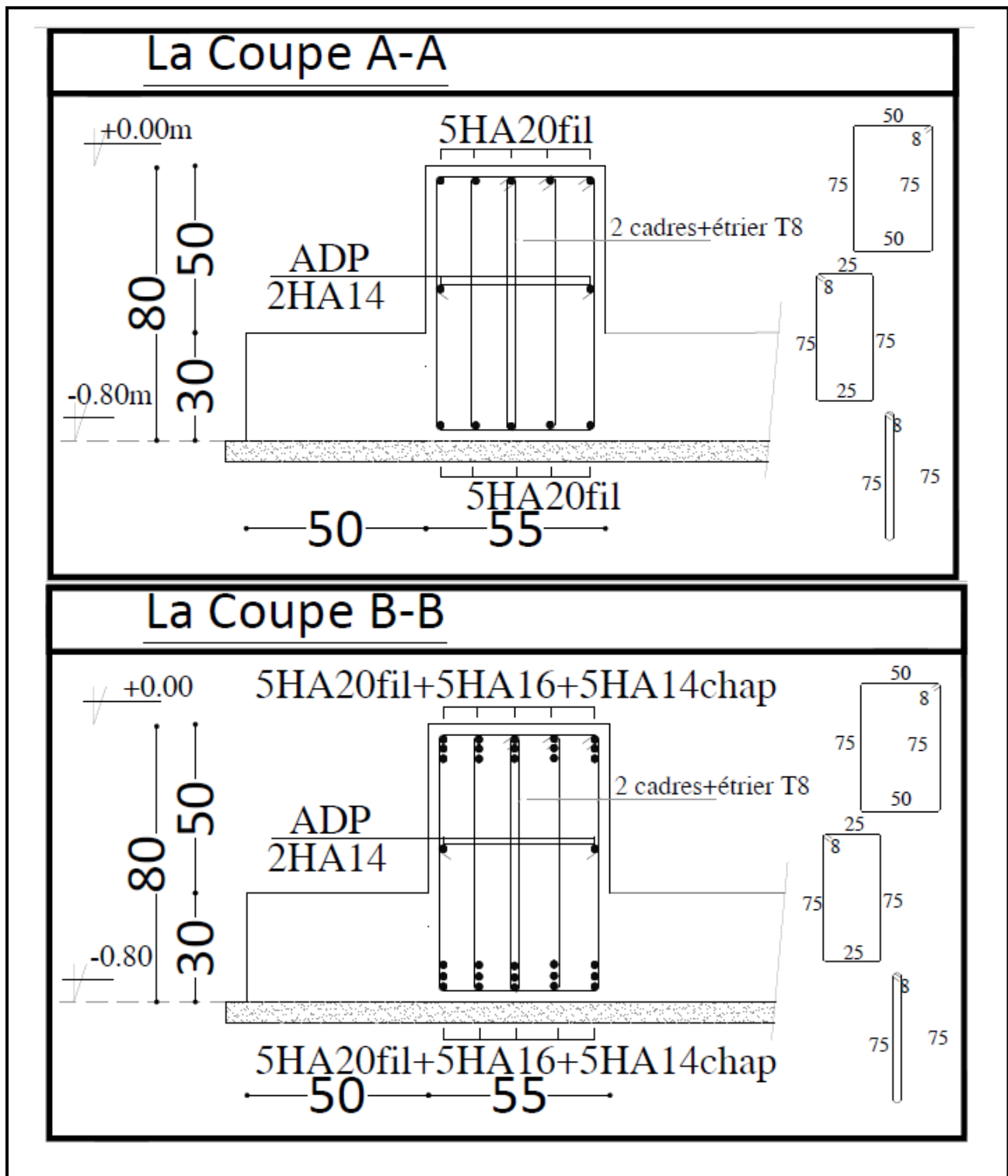


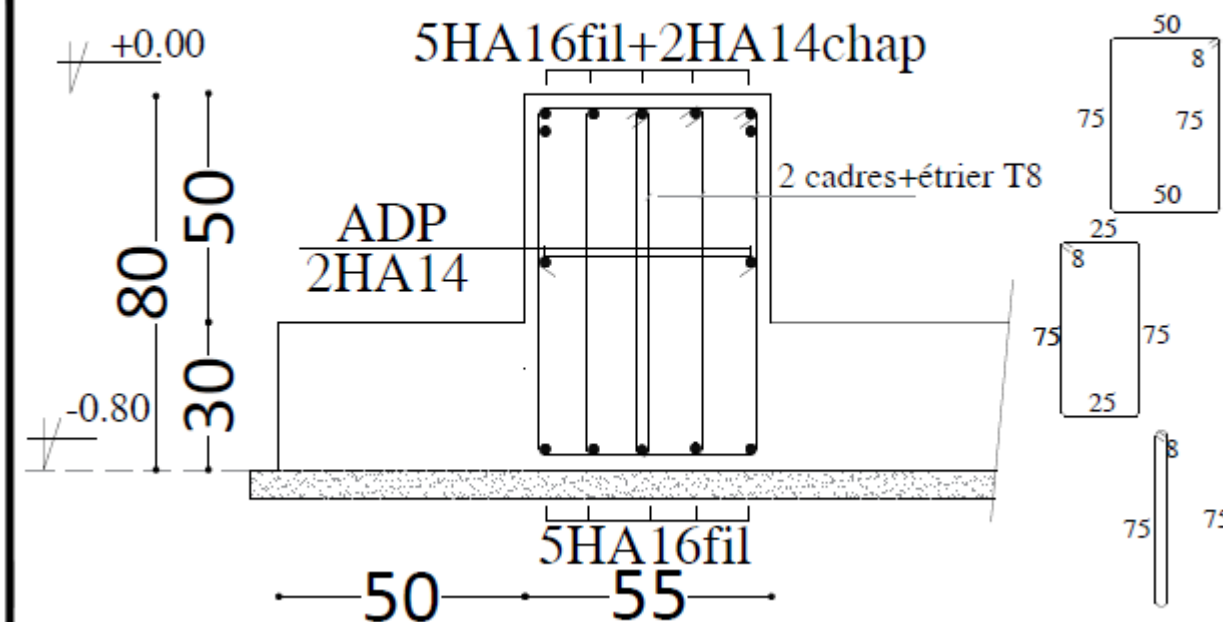
FIGURE VII.91 : ferrailage du radier sens transversal



**FIGURE VII.92 : ferrailage de la nervure sens longitudinal**



## La Coupe A-A



## La Coupe B-B

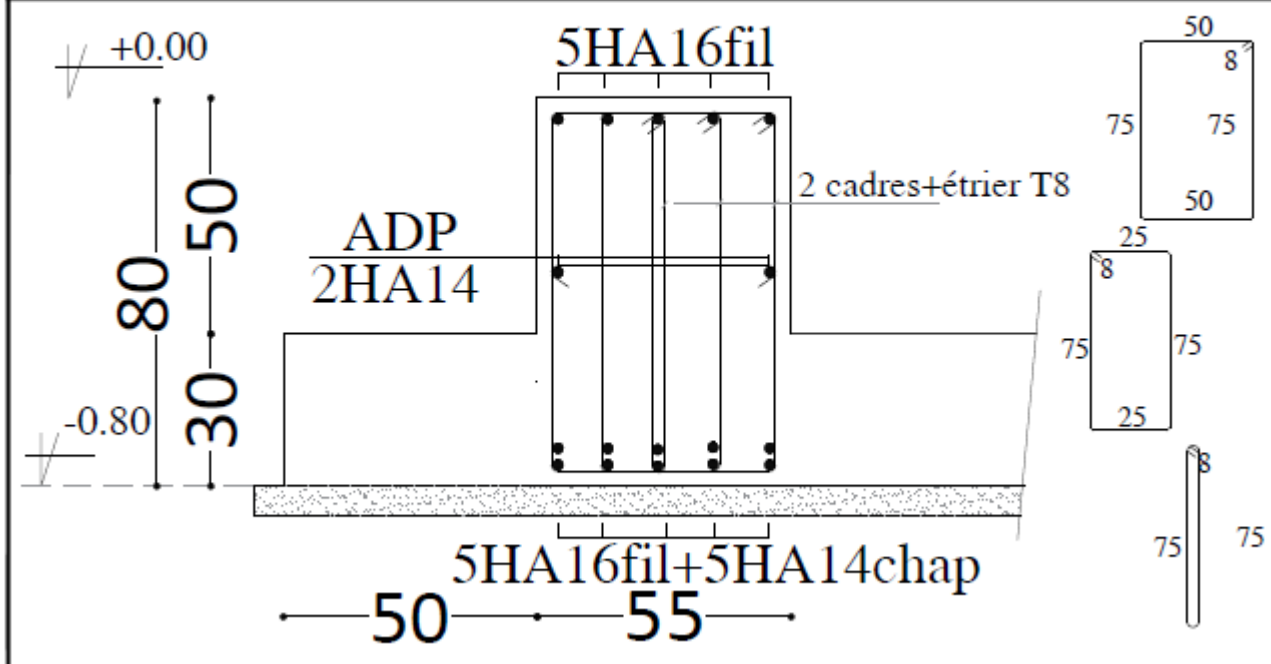


FIGURE VII.93 : ferrailage de la nervure sens transversal

# *Conclusion générale*

## CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis de mettre en application les notions théoriques acquises le long de notre cursus universitaire et d'affiner nos connaissances dans le domaine du génie civil, notamment la mise en application des règlements en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil dans tout les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA) qui font passer la sécurité avant l'économie lorsqu'il s'agit des éléments structuraux.

Cette étude nous a permis de connaître les différents systèmes de contreventement et de comprendre le comportement des structures vis-à-vis du chargement horizontal. Nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur nombre et a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle. Nous espérons qu'il sera d'une grande utilité pour les promotions à venir

# BIBLIOGRAPHIE

- Calcul des ouvrages en béton armé

Henry TONIER

- Constructeur de Bâtiment Technologie (TOME1)

Henry Renaud

- Guide de la conception parasismique des bâtiments. Edition EYROLLES (Paris 2004) (AFPS)

- Calcul des ouvrages en béton armé

M.Belazougui

- La construction en zone sismique

Victore Davidovici , Moniteur 1999

- La pathologie des fondations superficielles

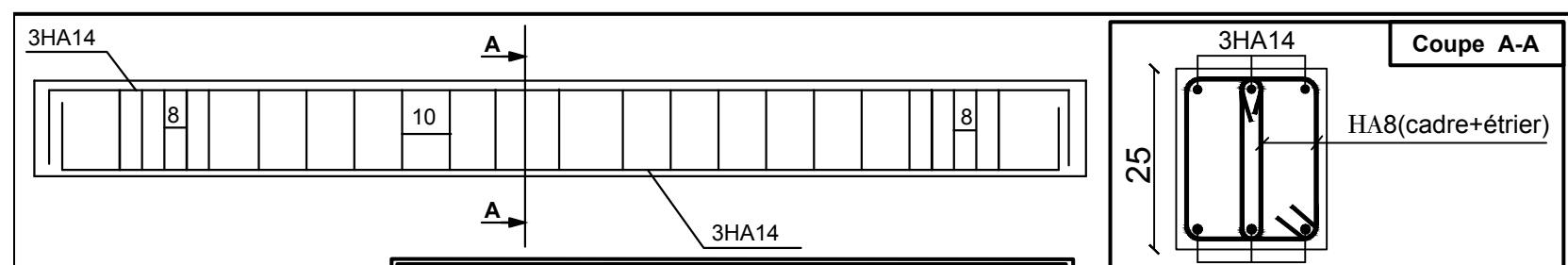
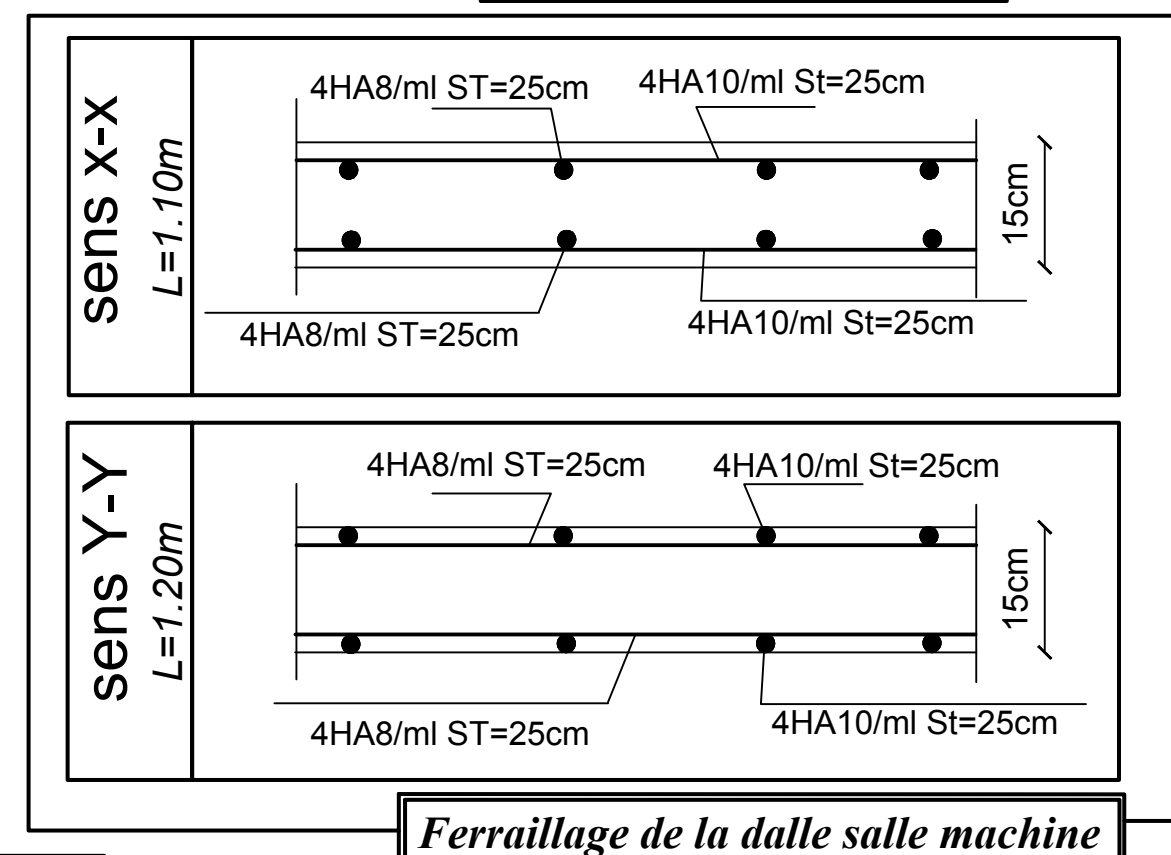
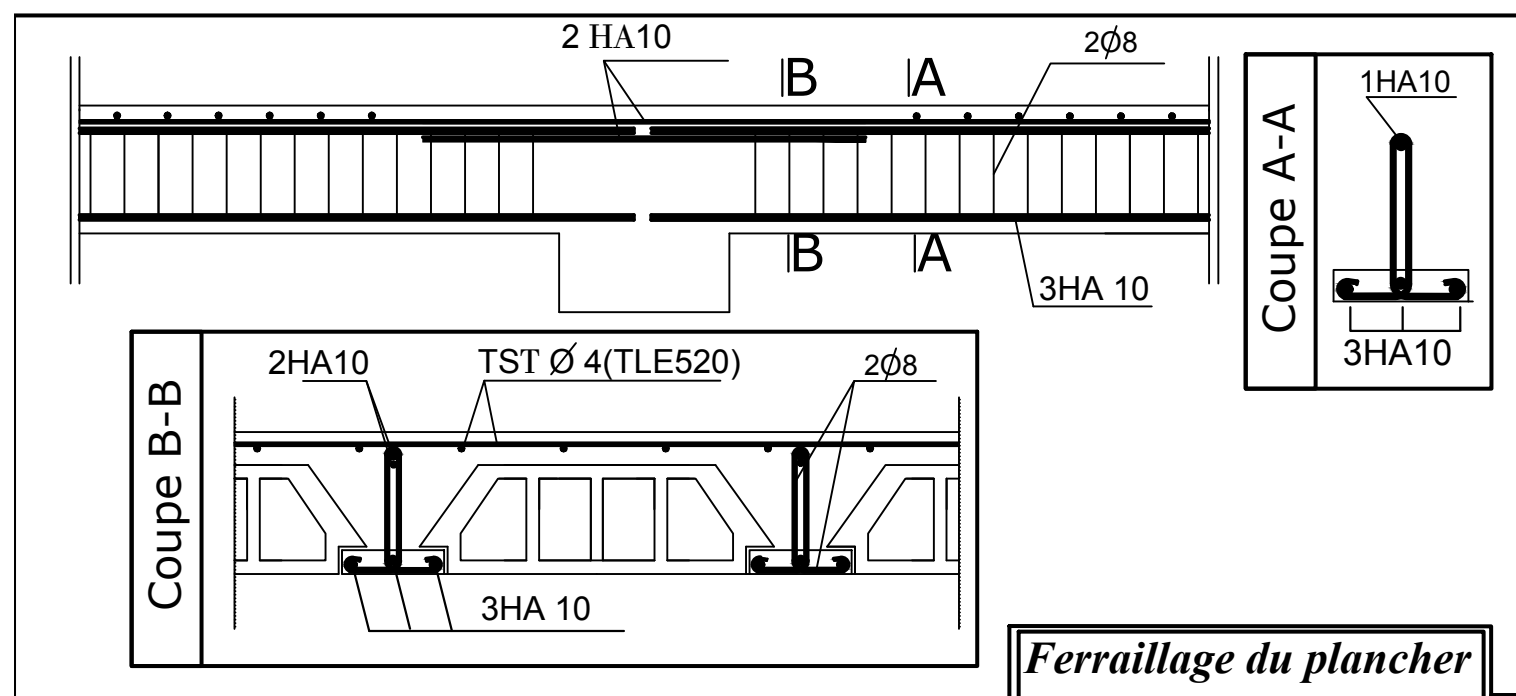
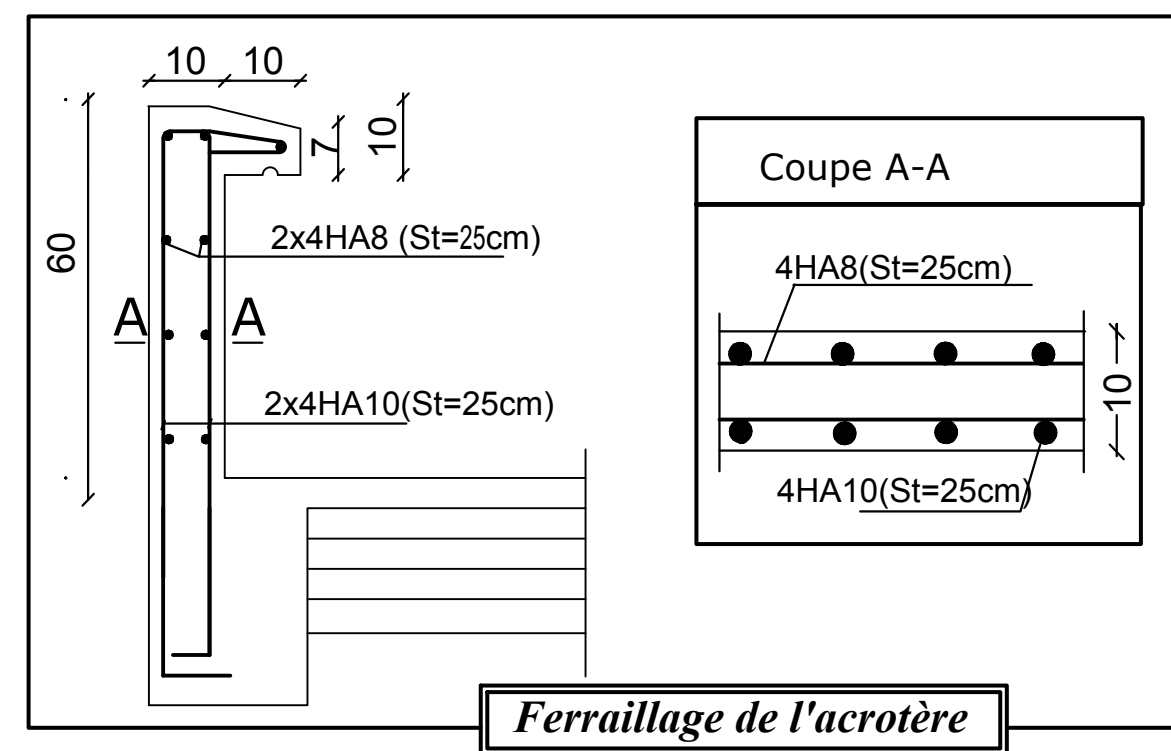
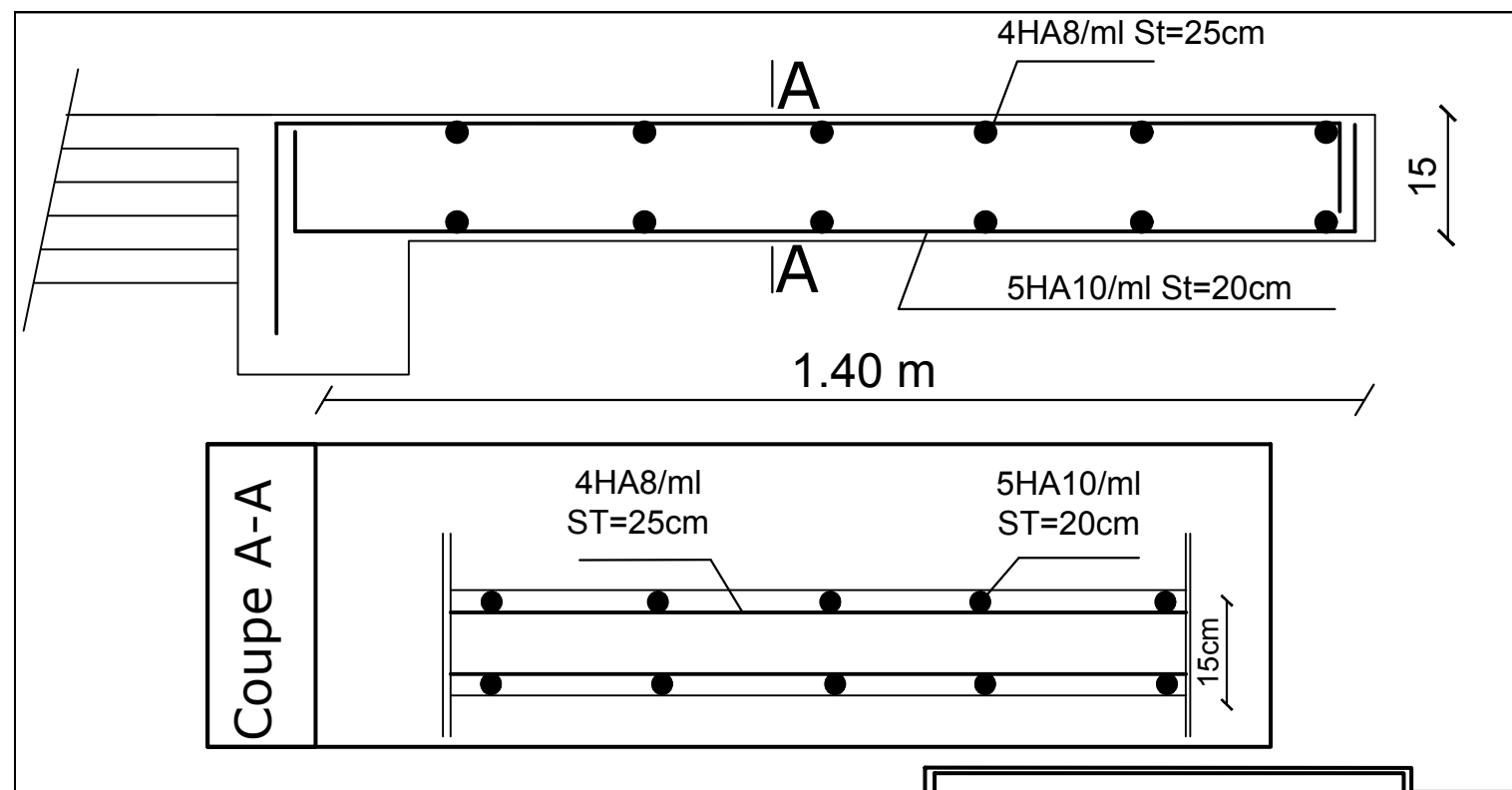
Alain-Franck Béchade

- BAEL 91modifié 99, DTU associés

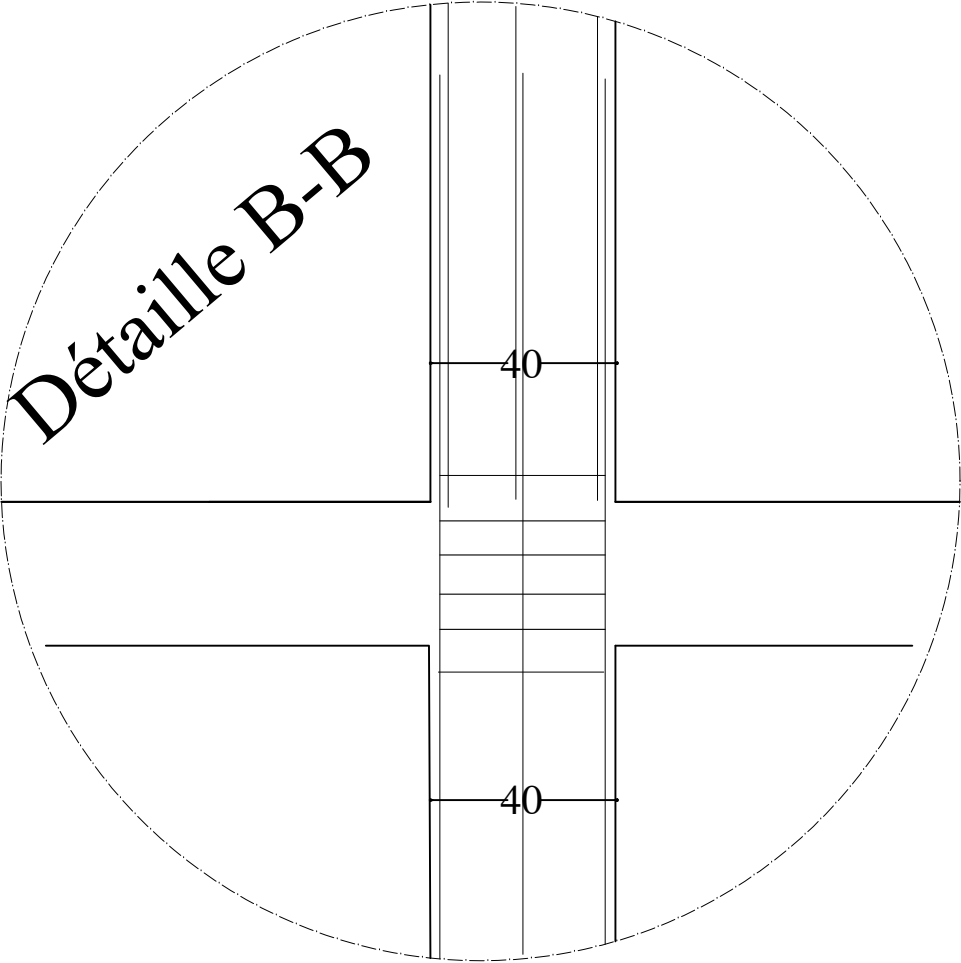
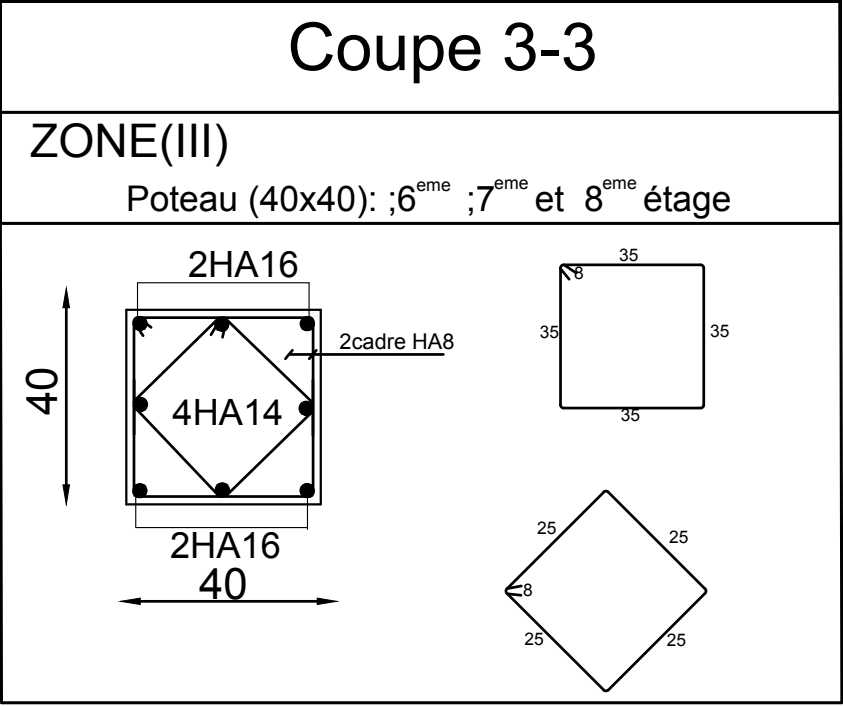
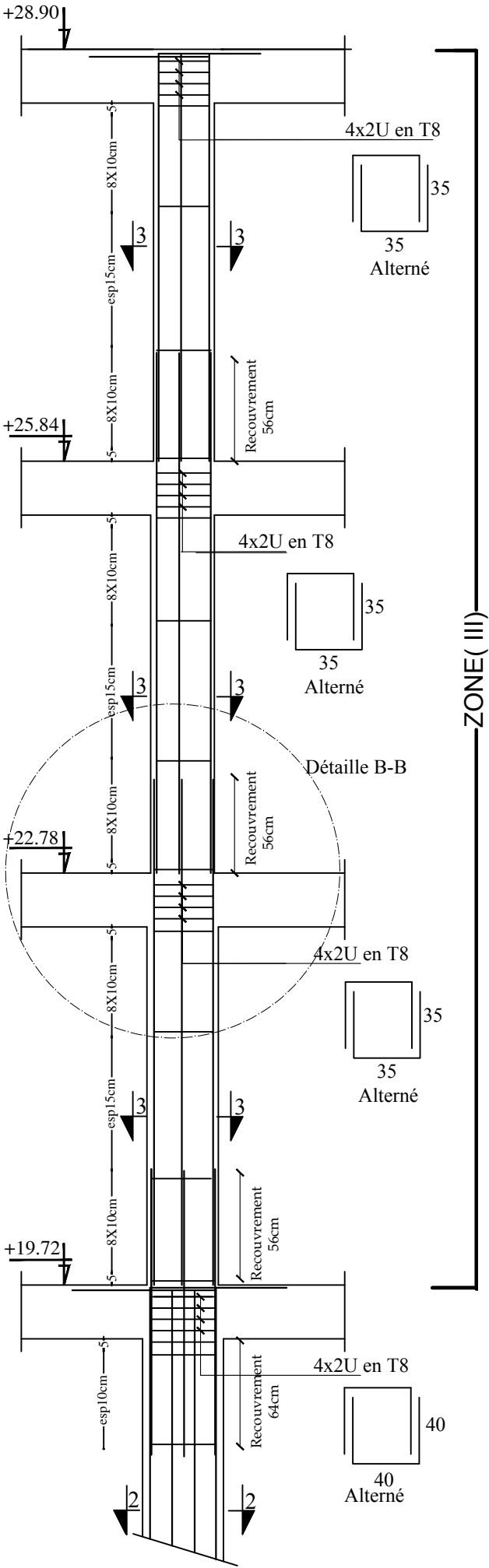
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC2.2

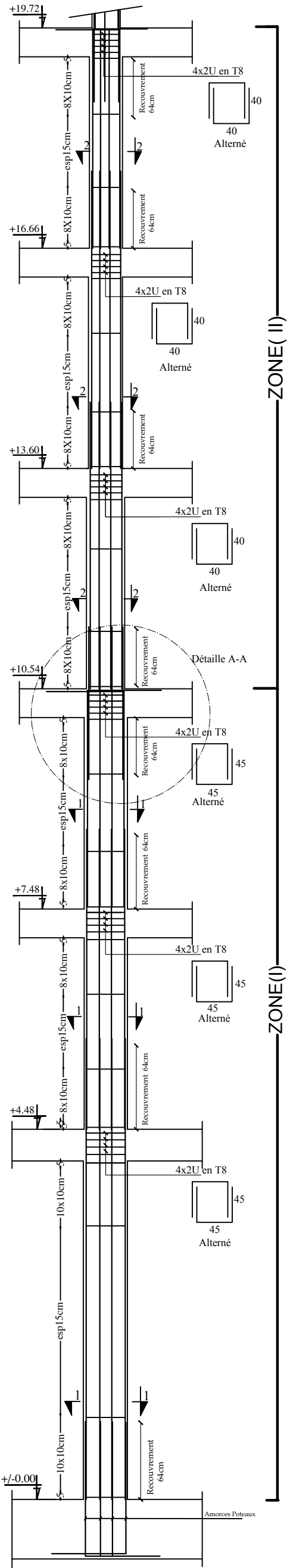
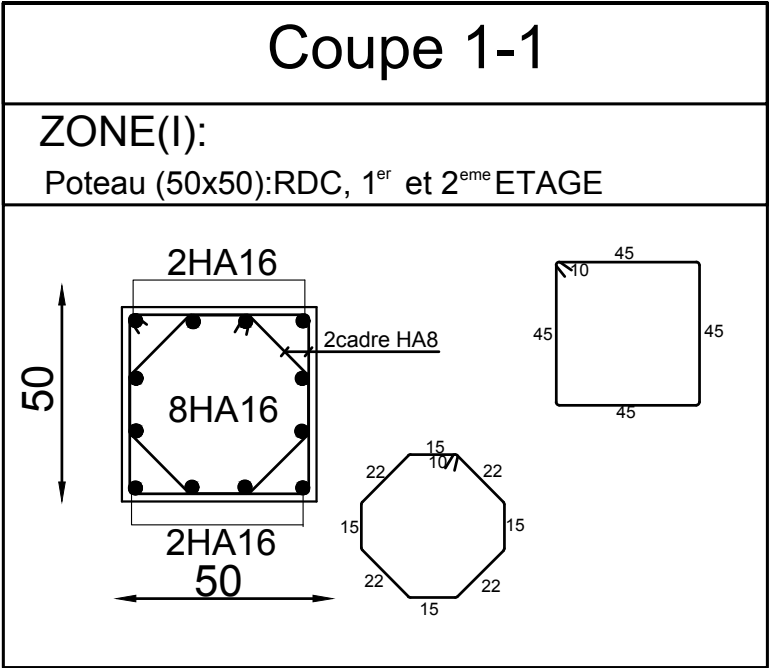
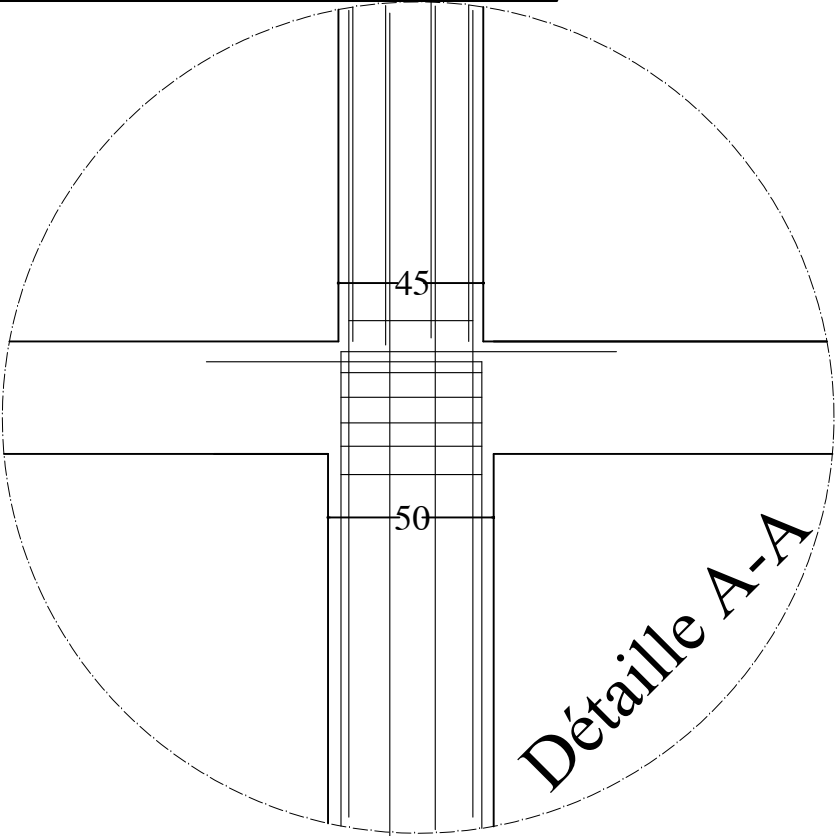
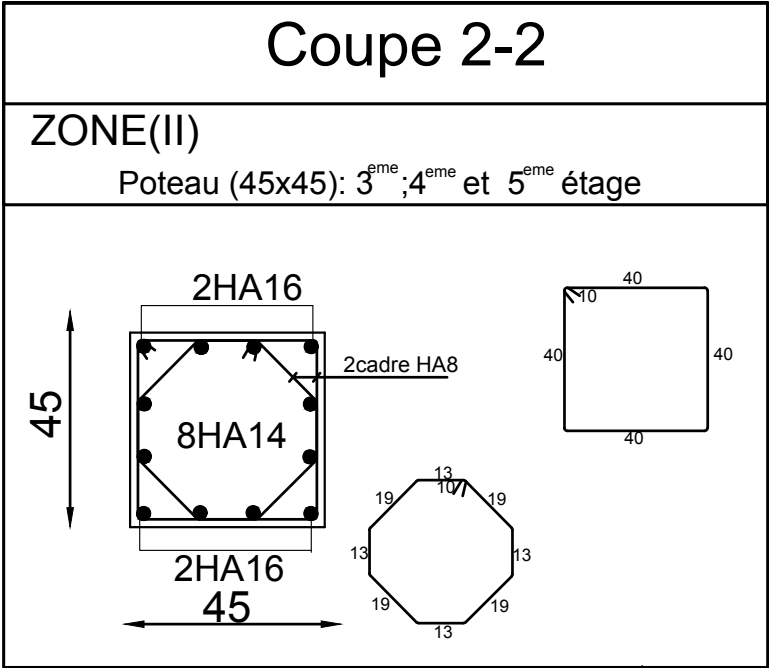


FERRAILLAGE DES POTEAUX  
Pour : Zone (III)

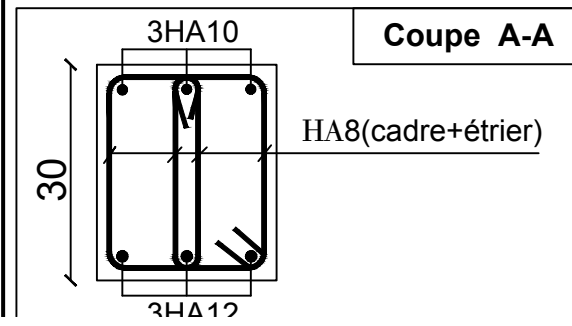
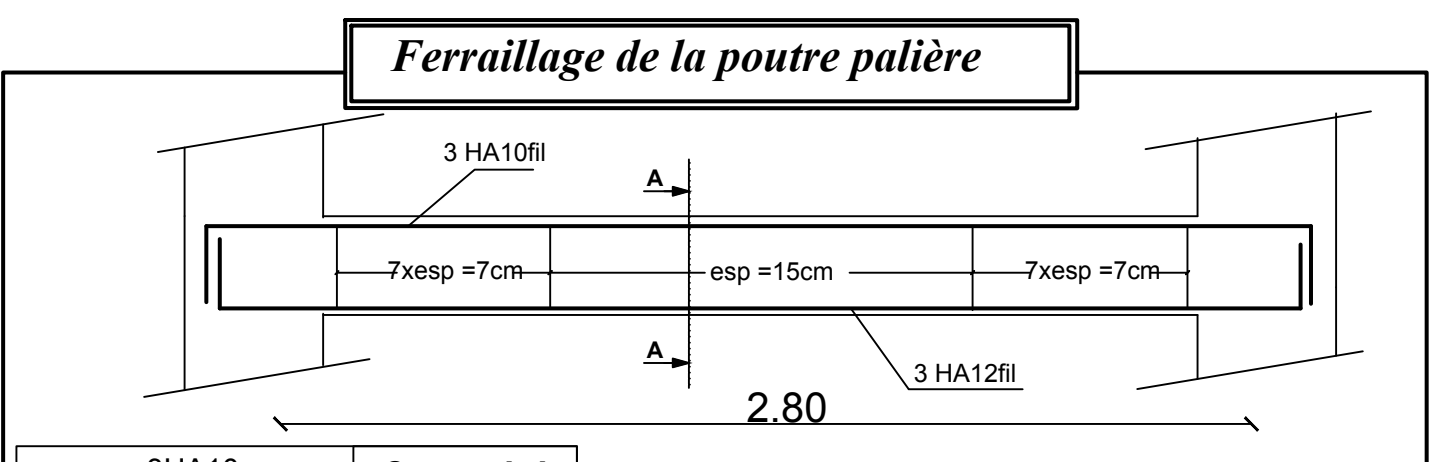
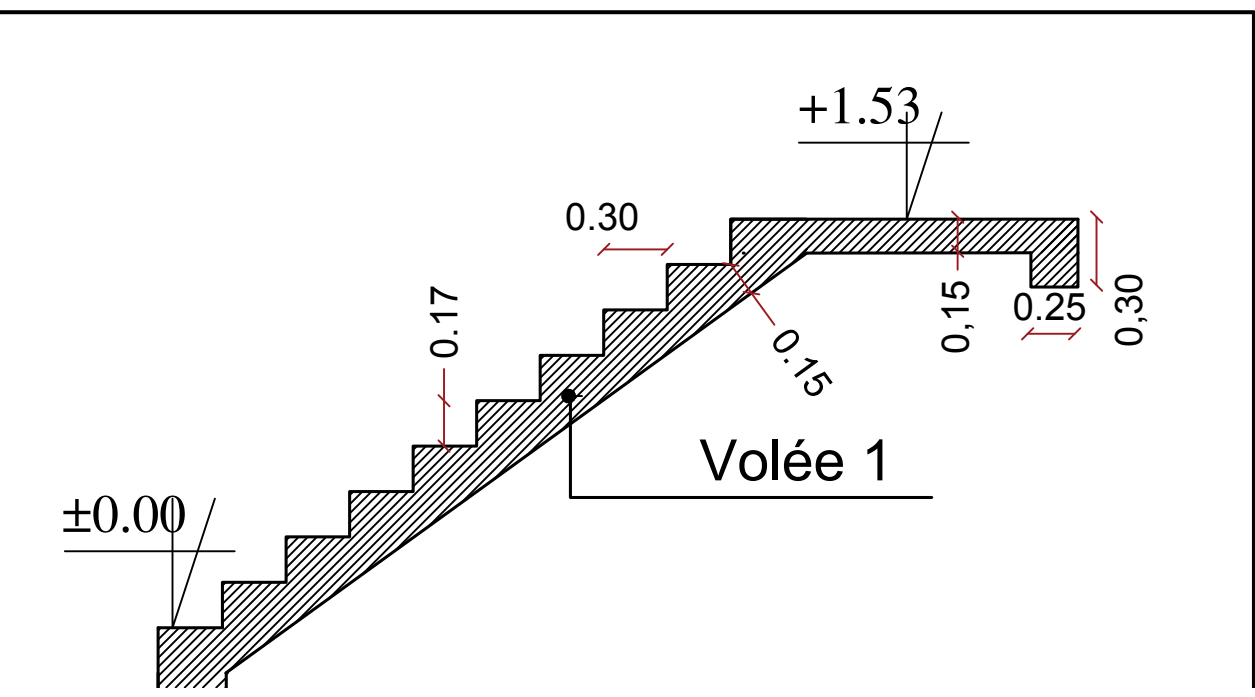
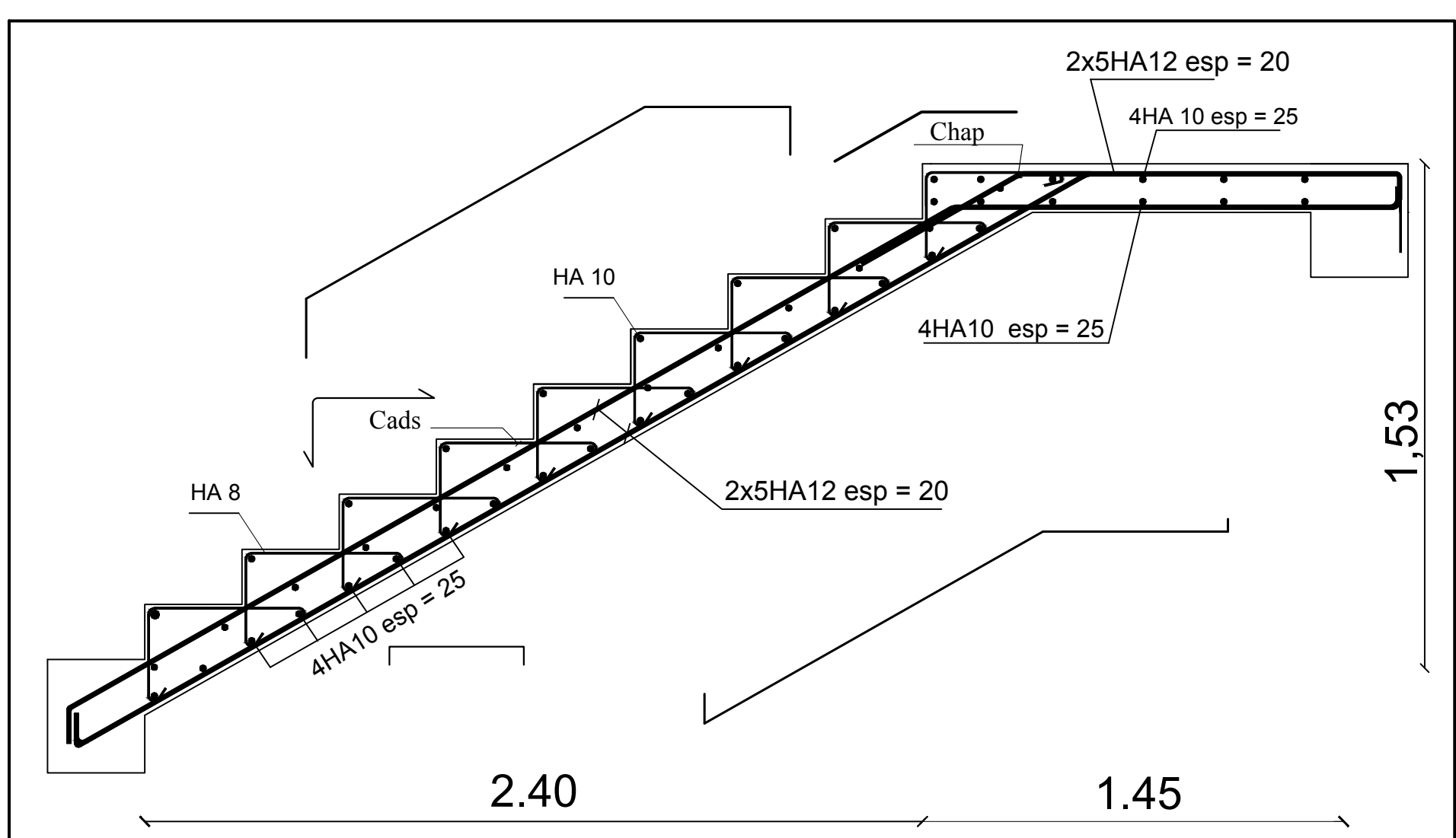
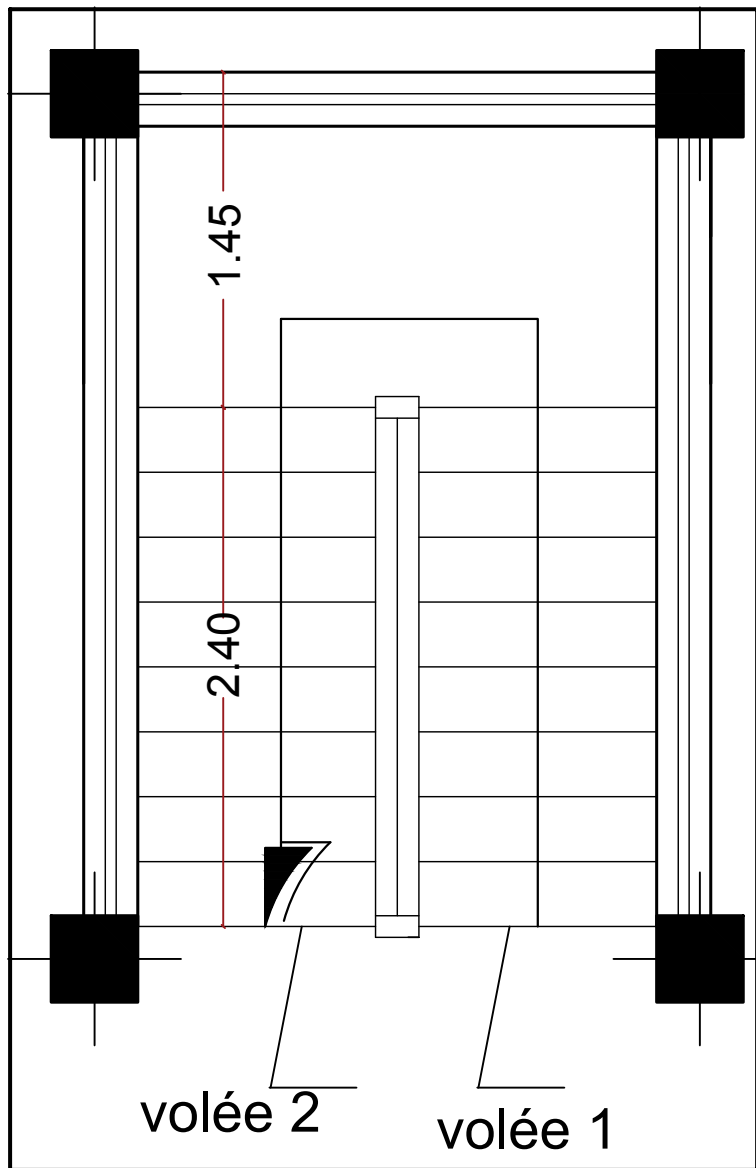


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	Echelle°:1/50
-M <sup>r</sup> ICHALLAENE Sofiane	FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour : Zone (III)	Plan N°:13
-M <sup>r</sup> SACI Mouloud		Promotion: 2019
Dirigé par :		
-M <sup>me</sup> BOUZBOUDJA .F		

FERRAILLAGE DES POTEAUX  
Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



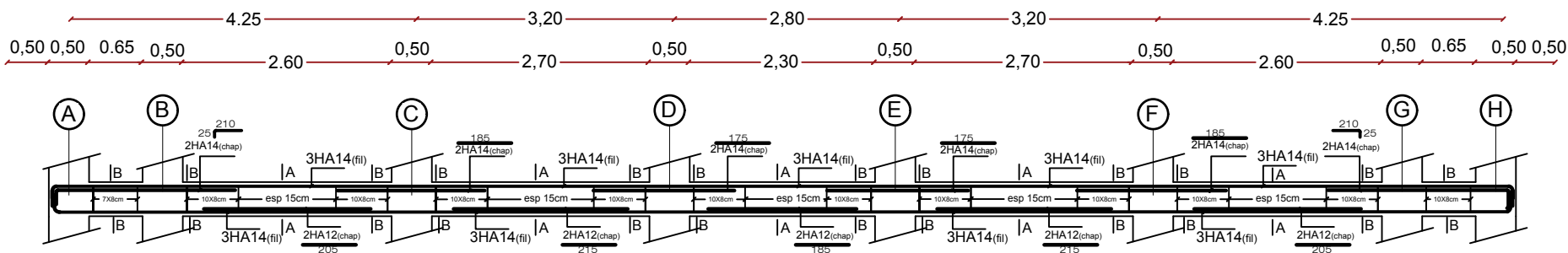
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M <sup>r</sup> ICHALLAENE Sofiane -M <sup>r</sup> SACI Mouloud	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I) ,Zone (II)	Echelle°:1/50 Plan N°:12
Dirigé par : -M <sup>me</sup> BOUZBOUDJA .F		Promotion: 2019



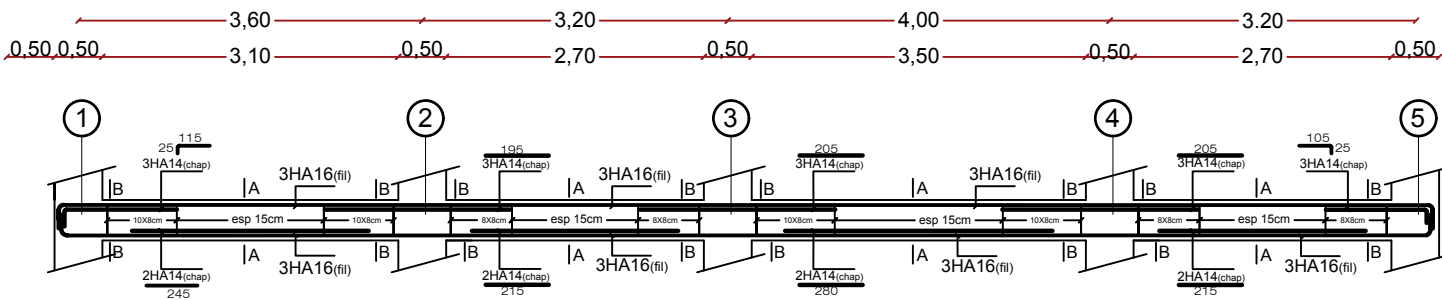


Ferraillage des poutres

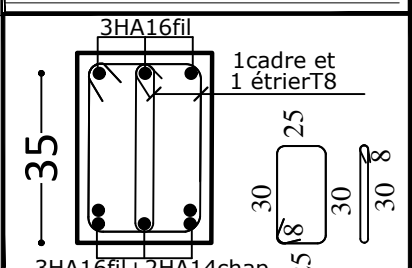
Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm²:axe 1 ; 2; 3;4 et 5



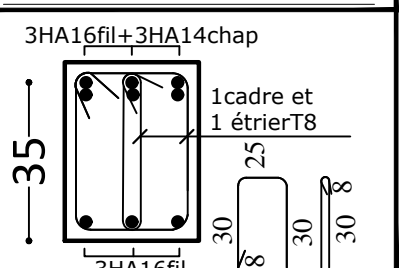
Ferraillage des poutres principales (30x35)cm²:axe A,B,C,D,E,F,G et H



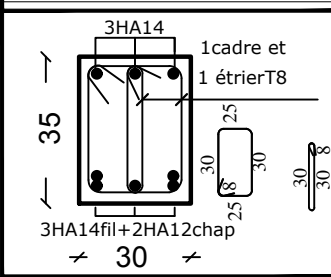
Coupe A-A/Travée



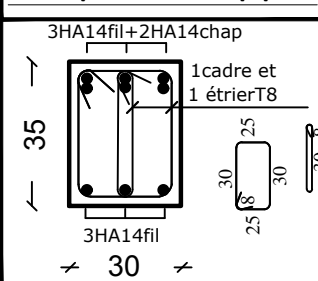
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

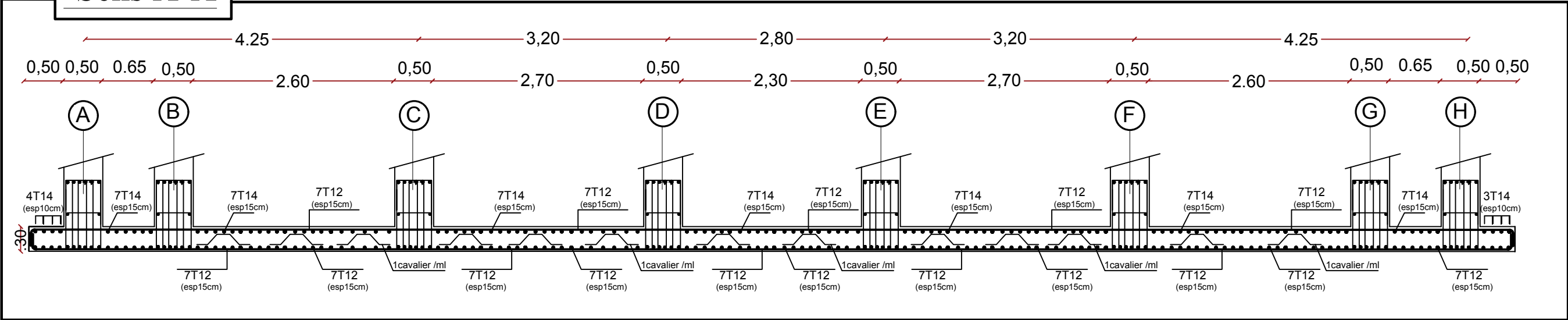
Etudié par :  
-M<sup>re</sup> ICHALLALENE Sofiane  
-M<sup>re</sup> SADI Mouloud

Titre :

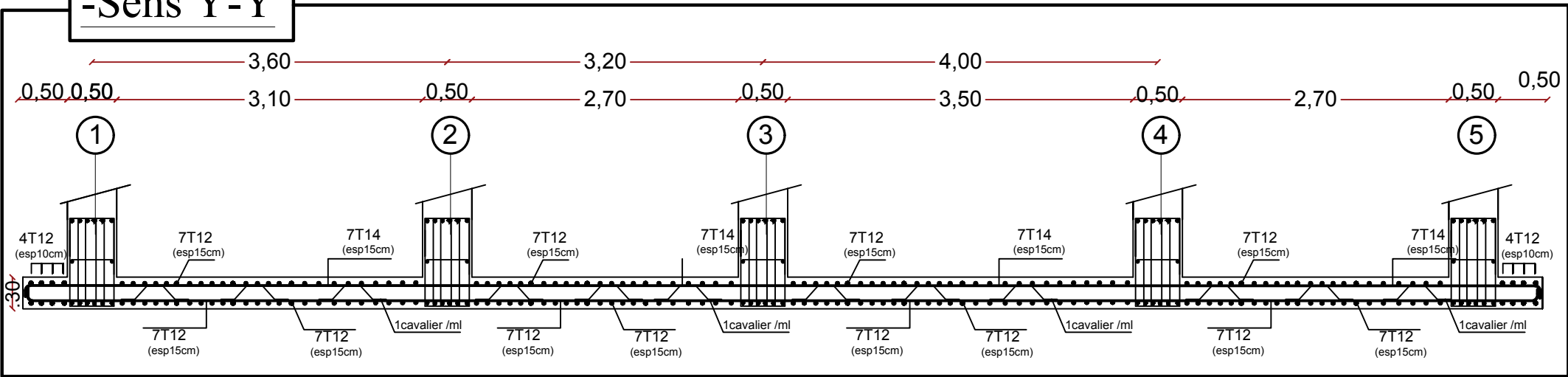
Echelle°:1  
Plan N°:1

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>r</sup> ICHALLALENE Sofiane  
-M<sup>r</sup> SACI Mouloud

Dirigé par :

Titre :

-Ferrailage de la dalle

Echelle°:1/50

Plan N°:10

Promotion :



-Sens X-X



### La Coupe A-A

## La Coupe B-B

## La Coupe A-A

### La Coupe B-B

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :

-M<sup>r</sup> ICHALLALENE  
-M<sup>r</sup> SACI Mouloud

*Dirigé par :*

-*M* BOUZEBODJA .*F*

*Titre :*

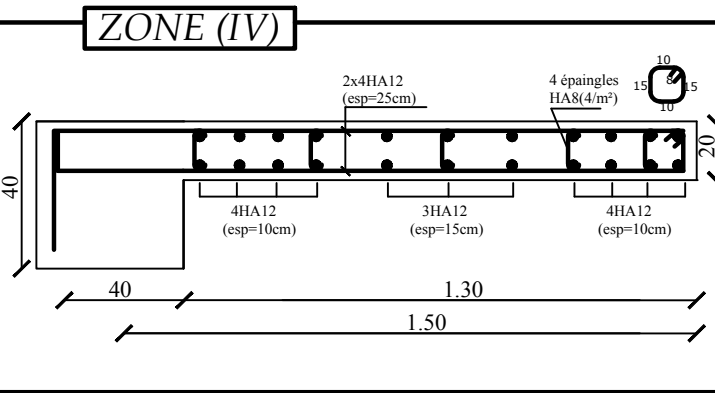
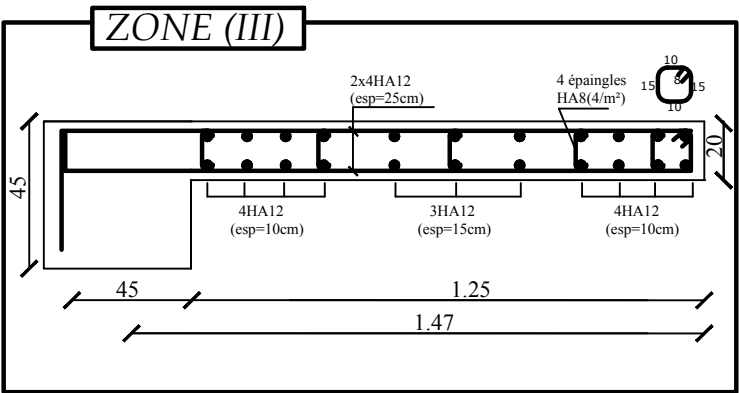
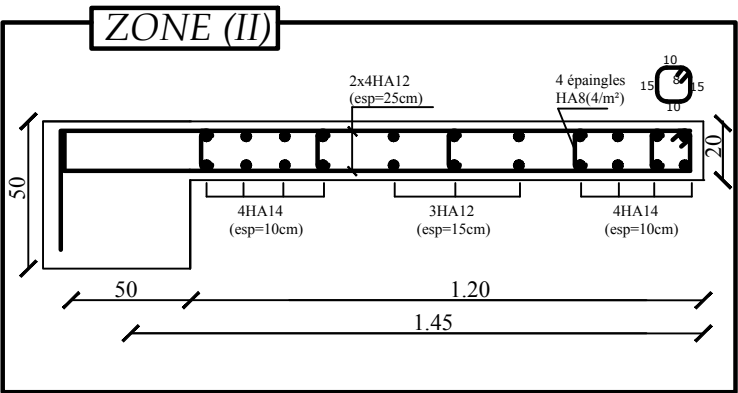
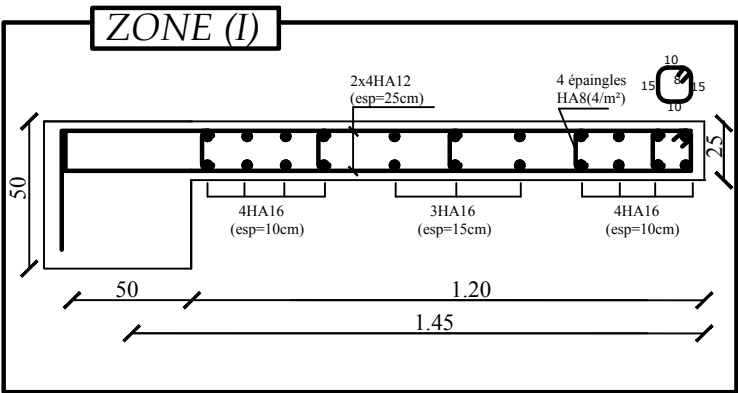
**-Ferrailage de la nervure**

Echelle°:1/50

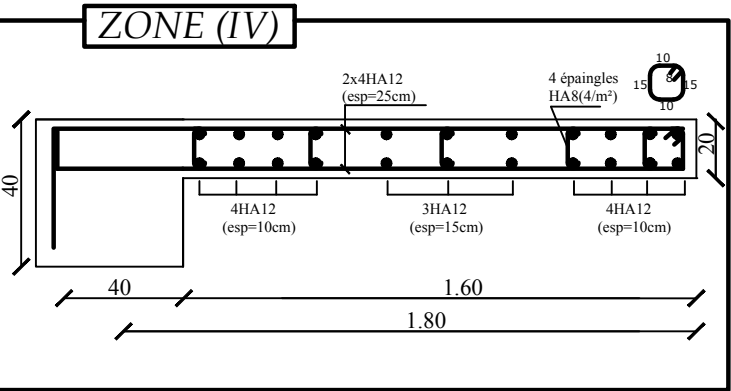
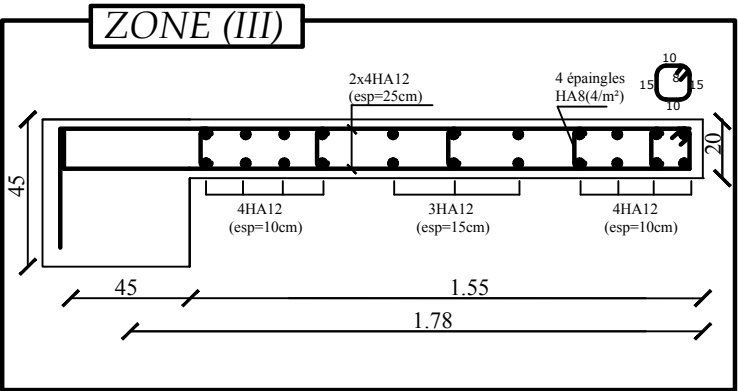
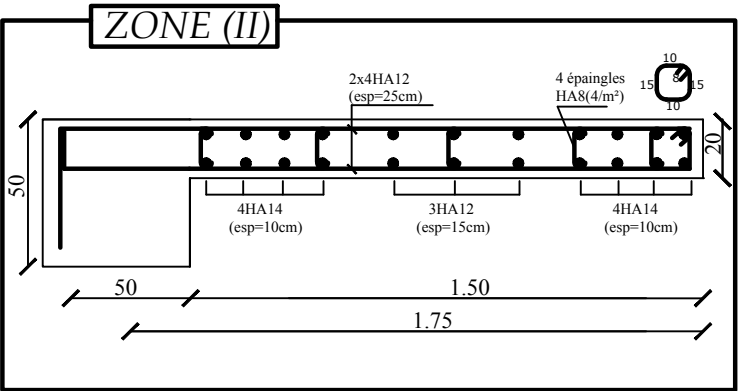
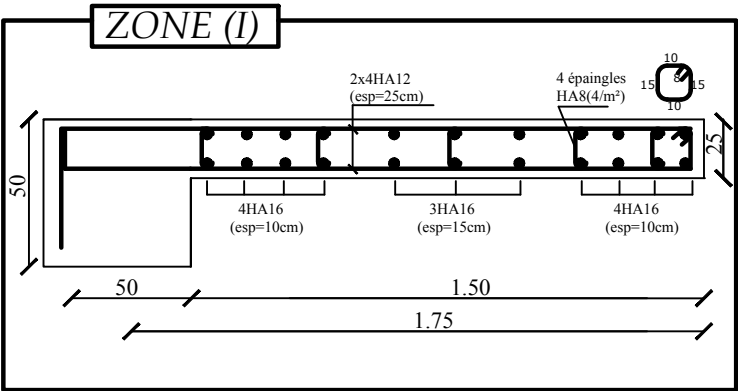
Plan N°:09

Promotion:  
2019

\*Voile Longitudinal:VL01 -L=1.45m



\*Voile Transversal :VT01 -L=1.75m



**FERRAILLAGE DES VOILES  
TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX  
VT01 ET VL01  
Pour les: Zone (I) , (II) , (III) et (IV)**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
Etudié par : -M <sup>r</sup> ICHALLALENE Sofiane -M <sup>r</sup> SACI Mouloud	Titre :  FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX VT01 ET VL01	Echelle°:1/50  Plan N°:14  Promotion:
Dirigé par :		