

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de  
l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA, - Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



## **Mémoire de fin d'études**

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Structures

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment R+10+parking+grenier à  
usage d'habitation et commercial contreventé par  
Un système mixte (voile-portique)**

**Réalisé par :**

**RAHMOUNE Messaoud.**

**GUEMACHE Nazim**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup>: I. Haddi**

**Jury :**

**M<sup>r</sup> : R. Attal.**

**M<sup>me</sup> : Kh. Laoubi.**

Promotion 2019/2020

# Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*A Mr : I.Haddi: notre promoteur, pour avoir acceptée de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

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

*Messaoud & Nazim*

# *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 mémoire :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout, mon estime envers eux.*

*A mes chers frères et sœurs  
A toute ma famille sans exception.*

*Ainsi que mon compère Nazim*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

*RAHMOUNE messaoud*

# Dédicaces

*Je dédie ce mémoire :*

*D'abord et avant tout, aux deux personnes qui ont « touché » ma vie, à savoir mes parents, deux êtres chers qui m'ont soutenu, épauler et qui m'ont poussé à aller jusqu'au bout de moi-même.*

*A mes chers frères et sœurs : lounis,riadh*

*et wiam . A mes tantes et à mes oncles.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A mes meilleurs amis :wissam, houssam et berhof*

*Enfin à mon compère sans qui ce travail aurait été impossible .*

*GUEMACHE Nazim*

## Sommaire

### Introduction Générale

#### Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3 Données géotechniques du site .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4 Description architecturale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.5 Description structurale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.6 Règlements et normes utilisés.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.7 Les états limites (BAEL91) : .....	2
I.7.1 : Définition : .....	3
I.7.2 : Hypothèses de calcul aux états limites :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.8 Action et sollicitation :.....	4
I.8.1. Les actions.....	4
I.8.2. Sollicitation : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.8.2.1. Les combinaisons des action : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.9 Caractéristiques des matériaux : .....	5
I.9.1 : Le Béton : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.9.2 : L'acier .....	7
I.10 Conclusion : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

#### Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

INTRODUCTION :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Prédimensionnement des Elément secondaires : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.1 Les planchers à corps creux : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.2 Les dalles pleines : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.3 Les poutrelles .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.4 Les escaliers .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.4.1 Types d'escaliers : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.5 Ascenseur.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Prédimensionnement des éléments principaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.1 Les Voiles : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.2 Les poutres .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

II.3.3 Les Poteaux : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.1. Plancher étage courant (20+5) .....	19
II.4.2 Terrasse accessible (20+5) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.3 Terrasse inaccessible (toiture).....	19
II.4.4 Panneau dalle plein .....	20
II.4.5 Mur extérieures (double cloison).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.5 Mur intérieure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.6 La volée.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.7 le palier.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Descente de charge « D.T.R.B.C.2.2 » .....	21
II.5.1 La loi de dégression .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.2 La descente de charge pour le poteau G3 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.3 La descente de charge pour le poteaux D3 : .....	26
II.5.4 Les verifications .....	29
Conclusion.....	31

### **Chapitre III Etude des éléments secondaires**

III.1 Introduction : .....	33
III.2 Plancher à corps creux : .....	33
III.2.1 Etudes des poutrelles .....	33
III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression : .....	56
III.3 Les Dalles pleines.....	57
III.4 Etude de l'ascenseur : .....	63
III.4.1 Etude de la dalle de l'ascenseur : .....	63
III.5 Etude des escaliers .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.1 Chargement et sollicitations : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3 Ferrailage à L'ELU : .....	72
III.6 Etude de la poutre palière (incliné) : .....	74
III.6.1 Pré Dimensionnement : .....	74
III.6.2 Calcul à la flexion simple : .....	75
III.6.3 Calcul à la torsion : .....	76
III.7 Conclusion : .....	78

### **Chapitre IV Etude dynamique**

IV.1 Introduction .....	79
-------------------------	----

IV.2 Modélisation : .....	79
IV.3 Méthode de calcul .....	79
IV.3.1 Méthode statique équivalente .....	79
IV.3.2 Méthode d'analyse par accélérogramme : .....	82
IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale : .....	82
IV.4 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes : .....	83
IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement : .....	84
IV.5.2 Mode de vibration et taux de participation des masses : .....	85
IV.5.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	88
IV.6. Conclusion .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **Chapitre V Etude des éléments structuraux**

V.1 Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2 Etude des poutres.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.1 Les recommandations du RPA99/version2003 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3 Dispositions constructives des portiques : .....	94
V.2.4. Calcul du ferrailage : .....	95
V.3 Étude des poteaux : .....	101
V.3.1 Introduction.....	102
V.3.2 Recommandations du RPA99/2003:.....	102
V.3.3 Les sollicitations dans les poteaux : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4 Calcul du ferrailage : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5 Résultats de ferrailage des armatures transversales.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5 Vérifications : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4 Etude des voiles : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4.1. Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.5 :Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **Chapitre VI Etude de l'infrastructure**

VI.1 Introduction : .....	124
VI.2 Choix du type des fondations.....	124
VI.3 Combinaisons d'actions à considérer : .....	124
VI.4 Etudes des fondations : .....	124
VI.4.1 Vérification de La semelle isolée : .....	124

VI.4.2 Vérification des semelles filantes :.....	125
VI.4.3 Radier général.....	126
VI.4.4. Ferrailage du radier : .....	129
VI.4.5. Ferrailage du débord : .....	132
VI.5 Ferrailage des nervures .....	133
VI.5.1. Définition des charges qui reviennent aux nervures.....	133
VI.5.2Calcul des sollicitations.....	135
VI.5.3 Ferrailage.....	137
VI.6 Voiles périphériques .....	140
VI.6.1 Introduction .....	140
VI.6.2 Caractéristiques du sol.....	140
VI.6.3 Evaluation des charges et des surcharges :.....	140
VI.6.4 Calcul du Ferrailage : .....	140
VI.7.conclusion : .....	143

## **Conclusion Générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Diagramme contraintes – déformations pour le matériau béton.....	06
<b>Figure I.2</b> : Diagramme des contraintes limite du béton.....	07
<b>Figure I.3</b> : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	08
<b>Figure II.1</b> : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	10
<b>Figure II.2</b> : Position des différents types dalles pleines.....	12
<b>Figure II.3</b> :Le Schéma de la disposition des poutrelles pour RDC et étage courant.....	13
<b>Figure II.4</b> : Le Schéma de la disposition des poutrelles pour l'étage 9 et 10.....	13
<b>Figure II.5</b> :coupe transversale d'une poutrelle.....	13
<b>Figure II.6</b> : Schéma terminologie d'escalier.....	14
<b>Figure II.7</b> : escalier à cartier tournant.....	14
<b>Figure II.8</b> :détail de l'escalier.....	15
<b>Figure II.9</b> : cage d'ascenseur.....	16
<b>Figure II.10</b> : Coupe verticale d'un voile.....	17
<b>Figure II.11</b> : poteau « G3 » de la descente de charge.....	22
<b>Figure II.12</b> : poteau « D3 » de la descente de charge.....	26
<b>Figure III.1</b> : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées.....	33
<b>Figure III.2</b> : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées..	34
<b>Figure III.3</b> :Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.....	34
<b>Figure III.4</b> :Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux Travées.....	34
<b>Figure.III.5</b> : Schéma statique de la poutrelle. ....	35
<b>Figure.III.6</b> : schéma de la poutrelle type 02.....	37
<b>Figure.III.7</b> : schéma de la poutrelle type 04.....	39
<b>Figure III.8</b> : Schéma disposition des poutrelles avec poutre noyée.....	52
<b>Figure III.9</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	57
<b>Figure III.10</b> : Dalle sur trois appuis.....	57
<b>Figure III.11</b> : schéma de ferrailage de la dalle plaine sur 3 appuis.....	60
<b>Figure III.12</b> : Dalle sur Deux appuis.....	60
<b>Figure III.13</b> : schéma de ferrailage de la dalle plaine sur 2 appuis.....	63
<b>Figure.III.14</b> :Cage de l'ascenseur.....	63

<b>Figure III.15:</b> Schéma de charge concentré.....	64
<b>Figure III.16 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle plane de locale machine.....	68
<b>Figure III.17 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous (sous charge répartie).....	70
<b>Figure III.18:</b> schéma statique d'escalier.....	71
<b>Figure III.19:</b> schéma statique de la charge de la volée 2.....	71
<b>Figure III.20 :</b> Schéma de ferrailage de la volée 2. ....	74
<b>Figure. III.21:</b> schéma de ferrailage de la poutre palière.....	78
<b>Figure IV.1 :</b> spectre de réponse .....	84
<b>Figure IV.2 :</b> dispositions des voiles .....	84
<b>Figure IV.3 :</b> 1 <sup>er</sup> mode de vibration T= 1,031 s (translation suivant y-y).....	85
<b>Figure IV.4 :</b> 2 <sup>ém</sup> mode de vibration T= 0.859 s (translation suivant x-x).....	86
<b>Figure IV.5 :</b> 3 <sup>ém</sup> mode de vibration T= 0.811 s (torsion autour de Z).....	87
<b>Figure V.1 :</b> Dispositions constructives des portiques.....	95
<b>Figure V.2 :</b> Section d'un poteau. ....	108
<b>Figure V.3:</b> Dimensionnement d'un nœud de poutre poteau.....	110
<b>Figure V. 4.</b> Schéma des contraintes. ....	116
<b>Figure V.5 :</b> Schéma de ferrailage du voile VX3 au niveau de RDC.....	123
<b>Figure VI.1 :</b> Vue d'une semelle isolée. ....	125
<b>Figure VI.2</b> Dimension du radier. ....	126
<b>Figure VI.3:</b> Zone de contact poteau- radié.....	128
<b>Figure VI.4 :</b> Dalle sur quatre appuis.....	130
<b>Figure .VI.5 :</b> schéma de ferrailage du radier.....	132
<b>Figure VI.6:</b> Schéma statique du débord. ....	132
<b>Figure VI.7:</b> Schéma des lignes de ruptures de radier.....	134
<b>Figure VI.8:</b> La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.....	135
<b>Figure VI.9 :</b> Schéma statique équivalent.....	135
<b>Figure VI.10:</b> La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.....	136
<b>Figure VI.11 :</b> Schéma statique équivalent.....	136
<b>Figure VI.12:</b> Section à ferrailer.....	137
<b>Figure VI.13 :</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X.....	139
<b>Figure VI.14 :</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y.....	139
<b>Figure VI.15:</b> Schéma du voile périphérique.....	140
<b>Figure VI.16:</b> Diagramme des contraintes.....	141
<b>Figure VI.17 :</b> schéma de ferrailage du voile périphérique.....	143

## Listes des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : d'aciers utilisé en construction et leurs caractéristiques.....	8
<b>Tableau I.2</b> : Les caractéristiques du béton et de l'acier.....	8
<b>Tableau II.1</b> : charge et surcharge revenant au plancher étage courant.....	19
<b>Tableau II.2</b> : Charge et surcharge revenant au plancher terrasse accessible.....	19
<b>Tableau II.3</b> : Charge et surcharge revenant ou plancher toiture.....	20
<b>Tableau II.4</b> : Charge et surcharge revenant aux dalles pleines.....	20
<b>Tableau II.5</b> :Charge et surcharge transmise pour le mur en double cloisons .....	20
<b>Tableau II.6</b> : Charge et surcharge transmise pour les murs intérieure.....	20
<b>Tableau II.7</b> : Charge et surcharge revenant à la volée.....	21
<b>Tableau II.8</b> : Charge et surcharge revenant aux paliers des escaliers.....	21
<b>Tableau II.9</b> : poids des poteaux « G3 ».....	24
<b>Tableau II.10</b> : les charge sur le poteaux « G3 » .....	26
<b>Tableau II.11</b> : poids des poteaux « D3 » .....	27
<b>Tableau II.12</b> : les charge sur le poteaux « D3 » .....	28
<b>Tableau II.13</b> . Vérification de la résistance (compression simple).....	29
<b>Tableau II.14</b> :Vérification au flambement.....	31
<b>Tableau III.1</b> : Les Types de poutrelles (plancher RDC et etage courants).....	36
<b>Tableau III.2</b> : Les Types de poutrelles plancher 9 <sup>ème</sup> étage .....	36
<b>Tableau III.3</b> : Les Types de poutrelles plancher 10 <sup>ème</sup> étage.....	36
<b>Tableau III.4</b> : Combinaisons d'actions et charges et surcharges sur les poutrelles.....	37
<b>Tableau III.5</b> : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant.....	40
<b>Tableau III.6</b> : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant.....	40
<b>Tableau III.6</b> : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC.....	41
<b>Tableau III.7</b> : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC.....	41
<b>Tableau III.8</b> : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.....	42
<b>Tableau III.9</b> : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.....	42
<b>Tableau.III.10</b> : Sollicitation maximal dans les poutrelles des différents planchers.....	42
<b>Tableau III.11</b> : ferrailage du plancher RDC.....	48
<b>Tableau III.12</b> : ferrailage du plancher terrasse accessible.....	48
<b>Tableau III.13</b> : Sollicitations maximales dans la poutrelle du plancher habitation après introduction delà poutre moyée.....	52
<b>Tableau III.14</b> : Ferrailage des poutrelles de planchers étage courant.....	52
<b>Tableau III.15</b> : Ferrailage des poutrelles de planchers RDC.....	53
<b>Tableau III.16</b> : Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible.....	53
<b>Tableau III.17</b> : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.....	53
<b>Tableau III.18</b> : Vérifications des états limite de compression du béton des différentes poutrelles .....	54
<b>Tableau III.19</b> : Vérifications des états limitent de déformation des différentes poutrelles .....	55

<b>Tableau III.20:</b> Vérifications des états limitent de déformation des poutrelles terrasse accessible.....	55
<b>Tableau III.21:</b> Vérifications des états limitent de déformation des poutrelles RDC.....	55
<b>Tableau III.22 :</b> Schémas de ferrailage des différentes poutrelles .....	56
<b>Tableau III.23:</b> calcul du ferrailage de la dalle du balcon (3appuis).....	59
<b>Tableau III.24:</b> Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.....	59
<b>Tableau III.25 :</b> Vérification de la flèche à l'ELS.....	60
<b>Tableau.III.26:</b> Ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	61
<b>Tabeau.III.27:</b> vérification des contraintes dalle sur deux appuis.....	62
<b>Tableau. III.28:</b> ferrailage de la dalle sous charge concentrées.....	66
<b>Tableau III.29 :</b> vérification des contraintes.....	67
<b>Tableau III.30</b> ferrailage de la dalle sous charge répartie.....	69
<b>Tableau. III.31 :</b> vérification des contraintes.....	70
<b>Tableau III.32 :</b> les sollicitations max sur l'escalier .....	72
<b>Tableau. III.33 :</b> ferrailage de la volée.....	72
<b>Tableau. III.34:</b> vérification des contraintes à l'ELS.....	74
<b>Tableau. III.35 :</b> vérification de la flèche à L'ELS.....	74
<b>Tableau III.36:</b> Calcul des sollicitations dans la poutre.....	75
<b>Tableau III.37:</b> Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.....	75
<b>Tableau IV.1:</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	80
<b>Tableau IV.2 :</b> Période de vibration et taux de participation massique.....	88
<b>Tableau IV.3:</b> Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	88
<b>Tableau IV.4:</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	89
<b>Tableau IV.5 :</b> vérifications des périodes.....	89
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....	90
<b>Tableau IV.7 :</b> Vérification des déplacements de la structure.....	90
<b>Tableau IV.8 :</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	91
<b>Tableau IV.9 :</b> Vérification a L'effet $P-\Delta$ .....	92
<b>Tableau V.1 :</b> Sollicitation de calculs les plus défavorables.....	95
<b>Tableau V.2 :</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	97
<b>Tableau V.3 :</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement au voisinage des Appuis.....	98
<b>Tableau V.4:</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	99
<b>Tableau V.5 :</b> Vérification de la flèche pour les poutres.....	99
<b>Tableau V.6 :</b> ferrailage des poutres principales et secondaires (RDC).....	100
<b>Tableau V.7 :</b> ferrailage des poutres principales et secondaires (étage courant).....	101
<b>Tableau V.8 :</b> ferrailage des poutres Terrasses innaccessibles.....	101
<b>Tableau V.9 :</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	103
<b>Tableau V.10 :</b> Sollicitations dans les poteaux.....	104
<b>Tableau V.11:</b> Ferrailage des poteaux.....	106
<b>Tableau V.12:</b> Calcul des armatures transversales.....	106
<b>Tableau V.13 :</b> Vérification du flambement pour les poteaux.....	108
<b>Tableau V.14 :</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	109

<b>Tableau V.15</b> : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	109
<b>Tableau V.16</b> : Les moments résistants dans les poteaux.....	110
<b>Tableau V.17</b> : Les moments résistants dans les poutres.....	111
<b>Tableau V.18</b> . Vérification de la zone nodale.....	111
<b>Tableau V.19</b> : ferrailage des poteaux.....	112
<b>Tableau V.20</b> : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}$ .....	115
<b>Tableau V. 21</b> : Ferrailage du voile $V_{x1}$ .....	118
<b>Tableau V.22</b> : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}$ .....	119
<b>Tableau V. 23</b> : Ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	119
<b>Tableau V.24</b> : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3}$ .....	119
<b>Tableau V. 25</b> : Ferrailage du voile $V_{x3}$ .....	120
<b>Tableau V.26</b> : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x4}$ .....	120
<b>Tableau V. 27</b> : Ferrailage du voile $V_{x4}$ .....	121
<b>Tableau V. 28</b> : Ferrailage du voile $V_{y1}$ .....	121
<b>Tableau V. 29</b> : Ferrailage du voile $V_{y2}$ .....	122
<b>Tableau V. 30</b> : Ferrailage du voile $V_{y3}$ .....	122
<b>Tableau VI.1</b> :Ferrailage du radier. ....	131
<b>Tableau VI.2</b> : vérification des contraintes.....	131
<b>Tableau VI.3</b> :les nouvelles sections d'acier adoptent à l'ELS.....	132
<b>Tableau VI.4</b> :Ferrailage du débord.....	133
<b>Tableau VI.5</b> : vérification des contraintes.....	133
<b>Tableau VI.6</b> : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	136
<b>Tableau VI.7</b> : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	137
<b>Tableau VI.8</b> : Résumé des résultats du ferrailage les nervure.....	137
<b>Tableau VI.9</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	138
<b>Tableau VI.10</b> : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	138
<b>Tableau VI.11</b> :les nouvelles sections d'acier adoptent à l'ELS.....	139
<b>Tableau VI.12</b> : Ferrailage du voile périphérique.....	142
<b>Tableau VI.13</b> :Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	142

# Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de  $j$  jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**N** : force de compression en général.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**$f_e$**  : Limite d'élasticité.

**$f_{cj}$**  : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

**$F_{tj}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

**$F_{c28}$  et  $f_{t28}$**  : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

**$g$**  : Densité des charges permanentes.

**$h_0$**  : Epaisseur d'une membrure de béton.

**$h$**  : Hauteur totale d'une section.

**$i$**  : Rayon de giration d'une section de B A.

**$j$**  : Nombre de jours.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

**$l_s$**  : Longueur de scellement.

**$n$**  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**$p$**  : Action unitaire de la pesanteur.

**$q$**  : Charge variable.

**$S_t$**  : Espacement des armatures transversales.

**$x$**  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de compression du béton.

**$D$**  : profondeur d'encastrement de la fondation.

**$q_u$**  : Contrainte de rupture.

**$q_a$**  : Contrainte admissible du sol.

**$C$**  : cohésion du sol.

**$\gamma$**  : poids volumique

# Introduction Générales

---

## Introduction Générale

Le Génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction .les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure urbaine dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société ,tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement .

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou de malfaçons d'excutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre le facteur déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter le risque de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie civil ,ainsi que le calcul des divers structures en un moindre temps

Le présent travail consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment R+10+grenier+sous-sol avec un contreventement mixte (voile / portique) implanté dans la wilaya de BEJAIA qui est une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# *Chapitre 1*

## I.1 Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et états limites de l'ouvrage, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est le bloc G du projet 368 logements promotionnelles (les balcons d'bachirene), L'ouvrage est un bâtiment en **R+10+grenier+parking** destiné à un usage multiple (habitation et commerces), donc le bâtiment est classé dans le groupe d'usage **2** ayant une importance moyenne d'après le RPA 99 version 2003 **article (3.2)**. L'ouvrage est implanté dans le lieu dit IBACHIREN commune de OUED GHIR wilaya de BEJAIA qui est classé comme zone de moyenne sismicité IIa .

## I.3 Données géotechniques du site

Les résultats des investigations géotechniques réalisés dans le site permettant les conclusions essentielles suivantes :

- ❖ Le sous sol du site est constitué d'ébouille de pente et de remblais en surface ,à des limons argileux marneux avec passage de galets, pierres et blocs d'origine calcaire par endroits
- ❖ Les sols sous les éboulis et les remblais, sont compacts à très compact, dont la capacité portante dépasse les 2 bars, par conséquent l'assise des fondations est a chercher dans cette couche gréseuse .

## I.4 Description architecturale

Longueur en plan..... $L_x=23,05m$ .  
Largeur en plan..... $L_y=17.80m$ .  
Hauteur totale du bâtiment..... $H_t=40,40m$ .  
Hauteur de sous sol.....  $h_{ss}=3.06m$ .  
Hauteur du RDC..... $h_{rdc}= 4,08m$ .  
Hauteur des étages courants..... $h_e = 03.06m$ .

## I.5 Description structurale

**Les planchers** : sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

**Les portiques** : Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

**Les voiles :** Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composés.

**Les escaliers :** ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé, coulés sur place permettant le passage d'un niveau à un autre niveau.

**Les murs extérieurs :** sont en double cloison de 30 cm d'épaisseur, réalisés en brique creuse de (15 et 10) cm séparé par une lame d'air de 5 cm.

**Les murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

**L'infrastructure :** C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise. Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- La résistance du sol.
- L'importance de la charge (du bâtiment) .
- Les dimensions des trames.

#### **Le système de contreventement :**

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. **L'article (3.4.A-1.a)** du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 **article (3.4.A-4.a)**.

### **I.6 Règlements et normes utilisés**

Notre étude se fera suivant le règlement qui sont mises en vigueur en Algérie à savoir :

- RPA99 /version 2003(règlement parasismique Algérien).
- CBA93.(règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR B.C.2.2.(document technique réglementaire des charges permanentes et d'exploitation).
- BAEL91/version 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.2(Règles De calculs des Fondations Superficielles).

## I.7 Les états limites (BAEL91) :

### I.7.1 : Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime :** C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### I.7.2 : Hypothèses de calcul aux états limites :

- **Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5% en flexion, et à 2% dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ; de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

- **Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les trois premières hypothèses citées en (I.2.2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- $n = E_s / E_b = 15$  avec :

$E_s$  ,  $E_b$  module de Young de l'acier et béton respectivement.

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

## I.8 Action et sollicitation :

### I.8.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

➤ **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des poussés des terres ou les pressions des liquides.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements... etc.

➤ **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température.

➤ **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application :

- Séisme.
- Chocs.
- Explosion.
- Les feux.

### I.8.2. Sollicitation :

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions.

#### I.8.2.1. Les combinaisons des action :

- A l'état limite ultime ELU : la combinaison est  $1.35G+1.5Q$
- A l'état limite de service ELS : la combinaison est  $G+Q$
- Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA 99/2003 :

- **Situation durable** : ELU :  $1.35G + 1.5Q$  ELS :  $G + Q$
- **Situation accidentelle** :  $G + Q \pm E$   
 $0.8G \pm E$

### Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

#### I.9.1 :Le Béton :

**Définition** :est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

- **Résistance caractéristique à la compression** : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée «  $f_{c28}$  ».

$f_{c28} = 25 \text{MPa}$  CBA Art (A.2.1.1.1).

- **Résistance à la traction** :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$   $\iff f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$ . (CBA.Art :A.2.1.1.2).

- **Contrainte limite à l'ELU**

La contrainte en compression est donnée par :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$  BAEL91(Art. A.4.3.4)

Avec :  $\theta$  dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1,5$  en situation durable et transitoire(S.D.T)

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle ( S.A)

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

➤ **Contrainte limite à l'ELS**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$ .

➤ **Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

$E_{vj} = (1/3)E_{ij}$  ..... (Art A.2.1.2.1 CBA93).

$E_{ij} = 11000(f_{c j})^{1/3}$  ..... (Art A.2.1.2.2 CBA93).

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

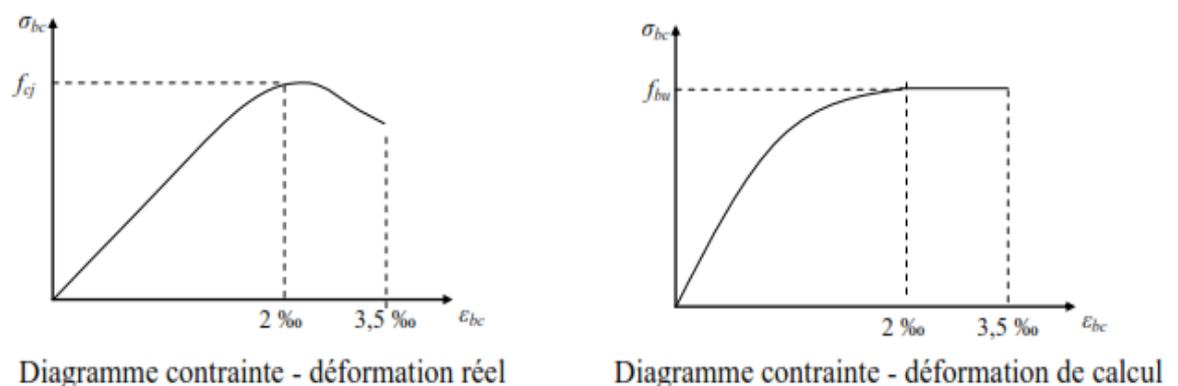
on a :  $E_{v28} = 10721,40 \text{MPa}$ .

$E_{i28} = 32164,20 \text{MPa}$ .

➤ **Diagramme contraintes - déformations (BAEL 91, Art. A-4-3-41)**

• **ELU**

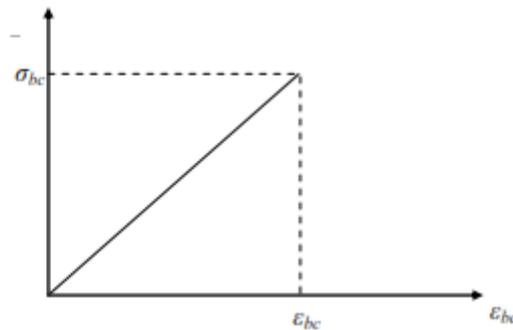
Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 %, nous avons un diagramme parabole-rectangle.



**Figure I.1** : Diagramme contraintes – déformations pour le matériau béton

• **ELS**

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte déformation est une droite.



**Figure I.2:** Diagramme des contraintes limite du béton.

### I.9.2 : L'acier

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuance Fe500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).
- Ronds lisses de nuance Fe235 (pour les armatures transversales des poutrelles).

#### ➤ La contrainte limite des aciers

- Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

**Fissuration peu nuisible :** pas de vérification à faire.

**Fissuration nuisible :**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} )$

**Fissuration très nuisible :**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f} )$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration.

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

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s$  : 200000 Mpa

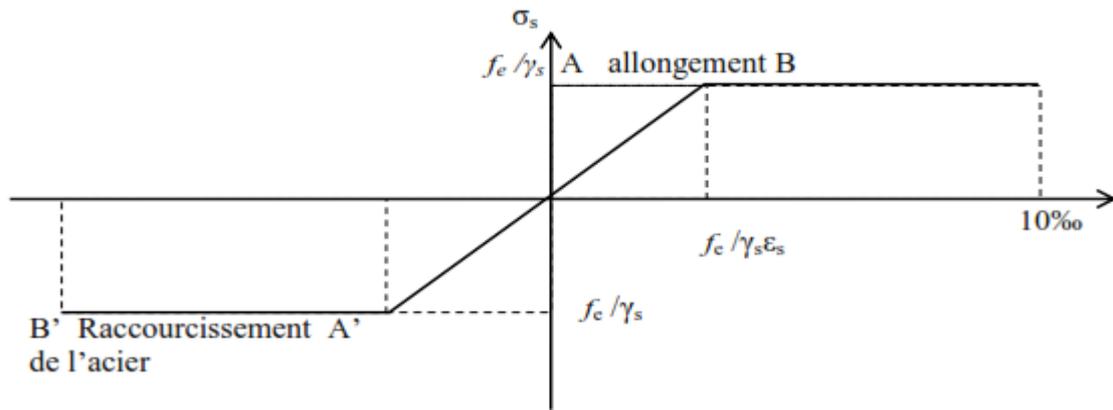


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Le tableau suivant représente quelques exemples d'aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques :

TYPE	Nuance	Limite élastique Fe E	Limite de rupture (mpa)
Haut adhérence (HA)	Fe400	400	480
	Fe500	500	550
Ronds Lisses (RL)	Fe235	215	330-390
	Fe400	235	460-490
Treillis Soudés(TS)	Fe400	400	400

Tableau I.1 : aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques.

Les caractéristiques du béton et de l'acier à utiliser sont données au dessous :

Matériaux	Caractéristique Mécanique		Valeur (Mpa)
Béton	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )		25
	Contrainte limite a ELU	Situation durable	14.2
		Situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite a ELS		15
	Module de déformation longitudinale Instantanée $E_{ij}$		32164.2
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$		10721.4
Acier	Limite d'élasticité $f_e$		400
	Module d'élasticité		200000
	Contrainte à ELU	situation accidentelle	400
		situation courante	348
	Contrainte à ELS	FPN	400
		FN	201.63
FTN		164.97	

Tableau I.2 : Les caractéristiques du béton et de l'acier.

**I.9 Conclusion :**

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

# *Chapitre II*

## II.1 Introduction :

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

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93.

## II.2 Prédimensionnement des Elément secondaires

**II.2.1 Les planchers à corps creux :** Le plancher à corps creux est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les Surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des Fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique. Il est composé de corps creux, des poutrelles et une dalle de compression,

son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA 93 (article B.6.8.4.2.4).}$$

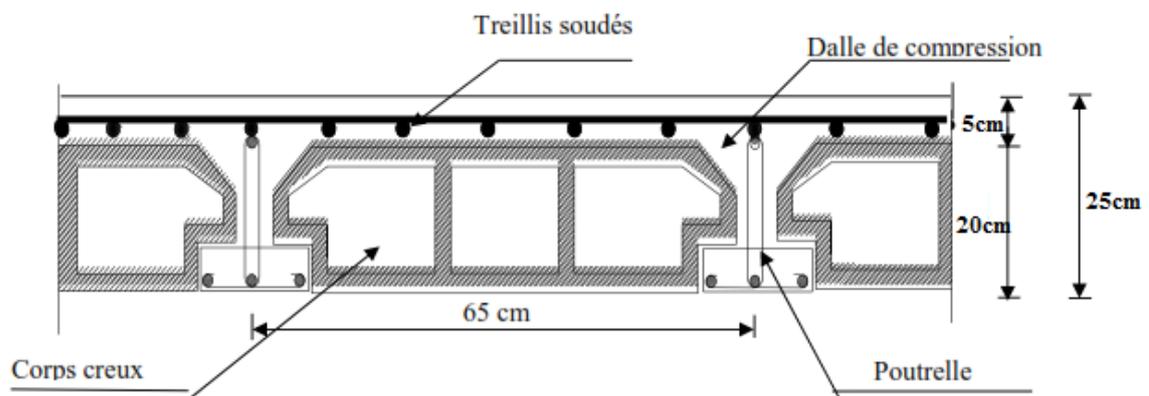
Avec :

$h_t$  : =  $h + h_0$  : hauteur totale du plancher.

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression.

$h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux).

$L_{\max}$ : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).



**Figure II.1 :** Coupe transversale sur un plancher à corps creux

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m  $\Rightarrow L_{\max} = 580 - 0.3 = 5.50\text{m}$

$$h_t \geq \frac{550}{22.5} = 24.44 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers à corps creux avec une hauteur de 25 cm.

- 5cm : hauteur de la dalle de compression.
- 20cm : hauteur du corp creux.

### II.2.2 Les dalles pleines :

#### a) Définition :

Ce Sont des éléments Horizontales en béton armé. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

#### b) Pré dimensionnement des dalles pleines :

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

#### 1) CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

- $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$  pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq \frac{lx}{20}$  pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40}$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

#### 2) COUPE FEU :

- $e \geq 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu .
- $e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$  Pour quatre heurs de coupe-feu.

#### 3) Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur  $e=14 \text{ cm}$

L'épaisseur à retenir pour les déférentes type de dalles est : **14 cm** (pour 2 heures de résistance au feu)

#### ✓ Dalle sur 2 apuis

$$L_x = 1.2 \text{ m}, L_y = 1.7 \text{ m}$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.42 \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

#### ✓ Dalle sur 3 apuis

$$L_x = 1.7 \text{ m}, L_y = 4 \text{ m}$$

$$\frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40}$$

$$3.77 \leq e \leq 4.25 \text{ cm}$$

✓ Dalle sur 4 appuis

$L_x=1.9\text{m}$  ,  $L_y=2.14\text{m}$

$$\frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$4.22 \leq e \leq 4.75\text{cm}$$

c) Disposition des différentes type de dalle étage 1 :

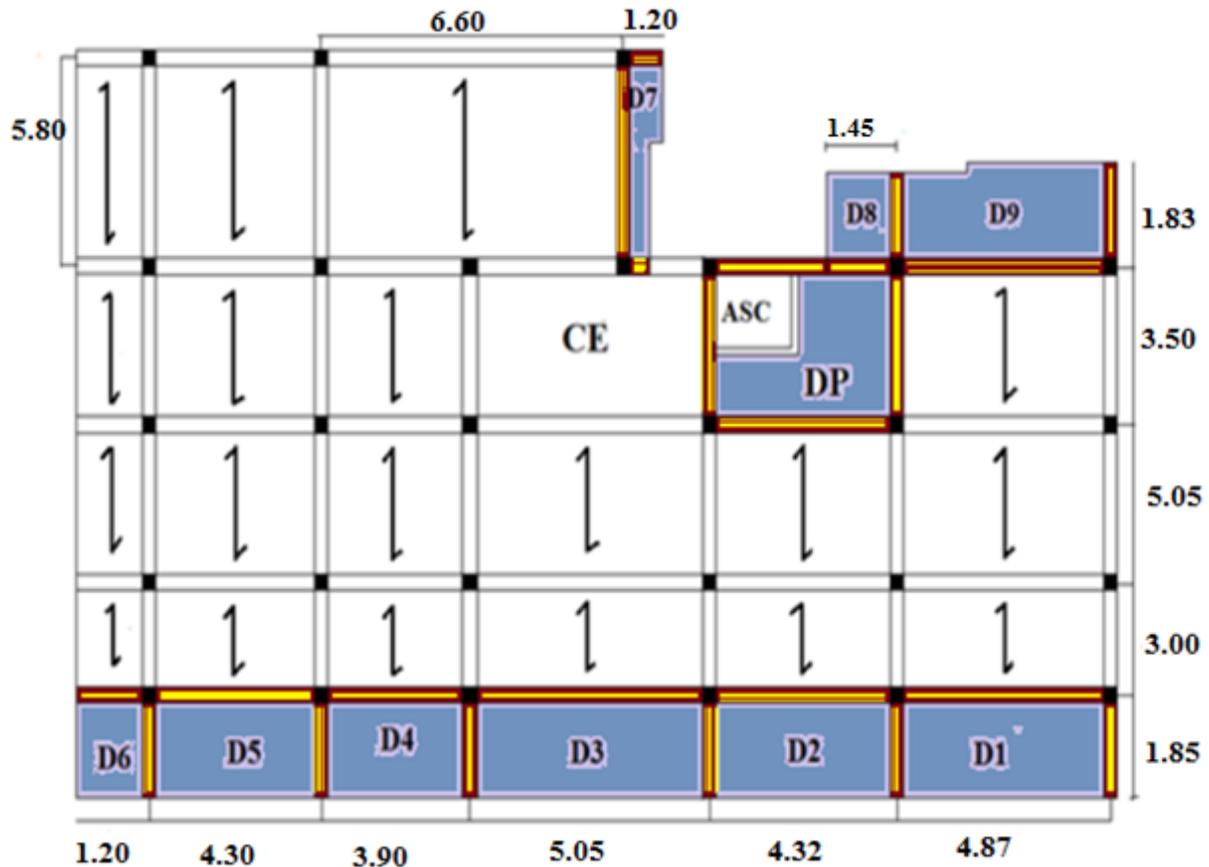


Figure II.2 :Position des différents types dalles pleines

### II.2.3 Les poutrelles

a) **Définition** :Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres, Les poutrelles se calculent comme des sections en T .

b) **disposition des poutrelles** :se fait selon deux critères :

- **La plus petite portée.**
- **Critère de continuité.**

Pour notre cas, la disposition des poutrelles est effectuée selon le 1<sup>er</sup> critère (la petite portée) et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivante :

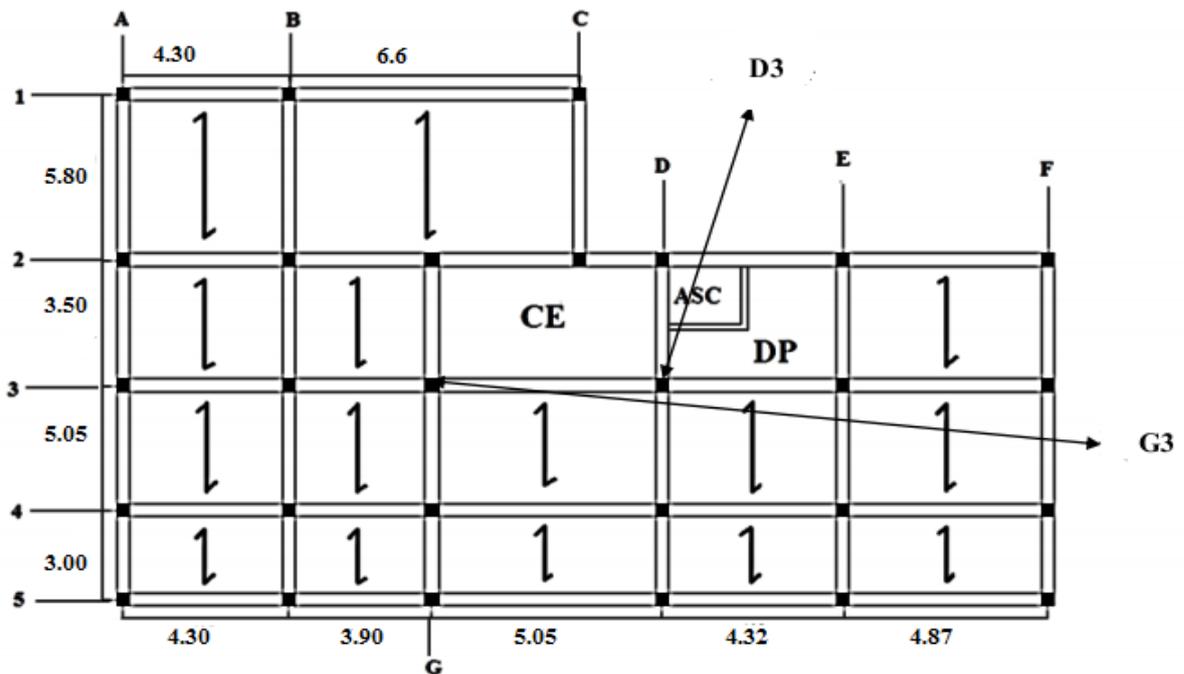


Figure II.3 :Le Schéma de la disposition des poutrelles pour RDC et étage courant

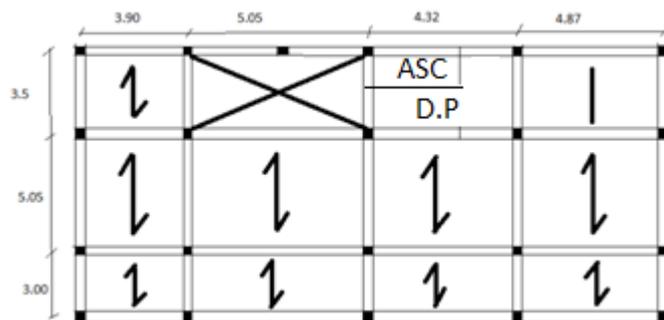


Figure II.4 : Le Schéma de la disposition des poutrelles pour l'étage 9 et 10.

**c) Dimensionnement des poutrelles**

La largeur de la table de compression (b) à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left[ \frac{Lx}{2}, \frac{Ly}{10} \right]$$

Avec :

ht: hauteur totale du plancher.

h0 :hauteur de la dalle de compression.

b0 : largeur de la nervure.

La valeur de b0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$(0.4 \text{ à } 0.6) h_t$$

$$10\text{cm} \leq b_0 \leq 15\text{cm}$$

On prend  $b_0=12\text{cm}$ .

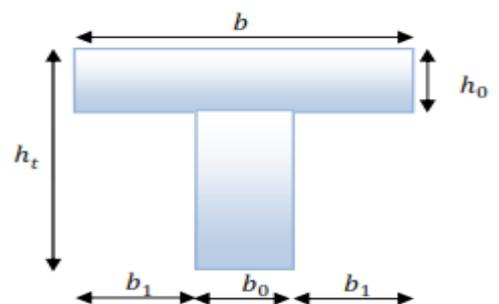


Figure II.5 :coupe transversale d'une poutrelle.

$L_X$  : distance entre nus des deux poutrelles ( $L_X=65-12=53\text{cm}$ ).

$L_Y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_Y=300-30=270\text{cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left[ \frac{53}{2}; \frac{270}{10} \right] = \min [26.5; 27]$$

$$b \leq (26,5 \times 2) + 12 = 65\text{cm}$$

$b \leq 65\text{cm}$ , D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :  $b=65\text{cm}$ .

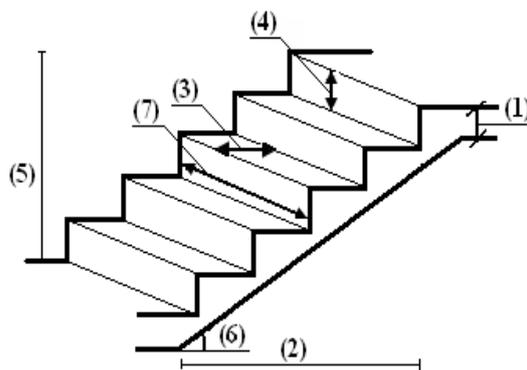
### II.2.4 Les escaliers

Ce sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

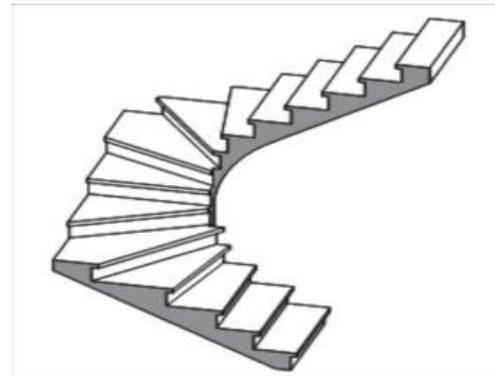
ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage

(Habitation, salle de spectacle.....etc.).



**Figure II.6 :** Schéma terminologie d'escalier



**Figure II.7 :** escalier à cartier tournant

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

(1) : épaisseur de palier de repos (e).

(2) : longueur projetée de la volée (L0).

(3) : Giron (g).

(4) : hauteur de la contre marche (h).

(5) : hauteur de la volée (H).

(6) : inclinaison de la paillasse (a).

(7) : emmarchement.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

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

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}.$$

$$g = \frac{l}{n-1}.$$

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée.

Lv : longueur de la volée

L0 : la longueur projetée de la volée.

Lp : longueur du palier

L : longueur total de l'escaliers  $L=L_v+L_p$

#### II.2.4.1 Types d'escaliers :

Dans notre projet on distingue un seul type d'escalier :

**Escaliers basculé :**

- **Volée 1**

Soit  $h=17\text{cm}$  et  $g=30\text{cm}$

$$H=1.36\text{m}$$

$$L_0=2.1\text{m}$$

Le nombre des contre marches est :8

Le nombre des marches (n-1) :7

**Vérification de la formule de BONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm} \quad \text{vérifier}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \text{tg } \alpha = 1.36/2.1 = 32.92^\circ$$

$$\text{La longueur du la volée est : } 2.1/\cos 32.92^\circ = 2.50\text{m}$$

**Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 \leq e \leq l/20$$

$$L = 210/\cos 32.92^\circ + l_p$$

$$L = 395.16 \text{ cm}$$

$$13.17\text{cm} \leq e \leq 19.75\text{cm}$$

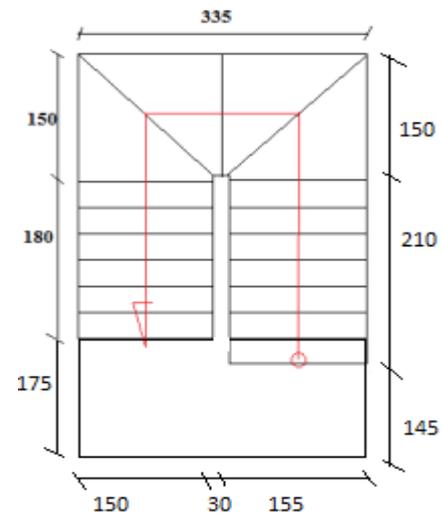
En prend  $e=15 \text{ cm}$

- **Volée 2**

$$H = 0.51\text{m}$$

$$L_0 = 3.5\text{m}$$

Le nombre des contre marches est :3



**Figure II.8** :détail de l'escalier

Le nombre des marches (n-1) :2

**Inclinaison de la paillasse** : $\text{tg-1} = 51/350 = 8.29^\circ$

La longueur du la volée est :  $350/\cos 15.81^\circ = 353.7\text{cm}$

**Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 \leq e \leq l/20$$

$$L = 350/\cos 8.29^\circ$$

$$L = 353.7\text{ cm}$$

$$11.78\text{cm} \leq e \leq 17.68$$

En prend  $e = 15\text{ cm}$

- **Volée 3**

$$H = 1.19\text{ m}$$

$$L_0 = 1.8\text{m}$$

Le nombre des contre marches est :7

Le nombre des marches (n-1) :6

**Inclinaison de la paillasse** : $\text{tg-1} = 119/180 = 33.46^\circ$

La longueur du la volée est :  $1.8/\cos 33.46^\circ = 215.75\text{cm}$

**Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 \leq e \leq l/20$$

$$L = 180/\cos 8.29^\circ + 175$$

$$L = 391\text{cm}$$

$$13.02\text{cm} \leq e \leq 19.53\text{ cm}$$

En prend  $e = 15\text{ cm}$ .

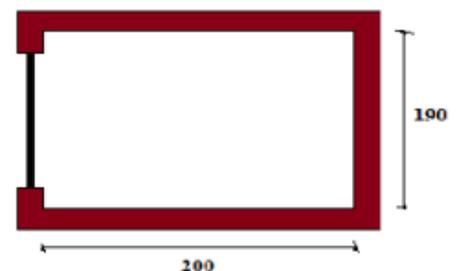
### II.2.5 Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement verticale des personnes et des chargements Vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière Verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique Permettant le déplacement de la cabine

**Caractéristiques de l'ascenseur :**

- L : longueur de l'ascenseur  $L = 200\text{ cm}$ .
- l : profondeur de l'ascenseur  $l = 190\text{ cm}$



**Figure II.9** : cage d'ascenseur

- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur=6.8 KW.
- Fc : Charge due à la cuvette=145 KN.
- Pm : Charge due à l'ascenseur=15 KN

### II.3 Prédimensionnement des éléments principaux.

#### II.3.1 Les Voiles :

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continus, généralement en béton armé, leur épaisseur est donnée par les conditions du RPA99(2003)

suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ .....(1).
- $e \geq \frac{h_e}{20}$  .....(2). RPA 99/2003 (article 7.7.1)
- $L > 4 e$ .....(3).

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : longueur du voile.

#### a) Pour le RDC :

$$h_e = 4.08\text{m} - 0.25 = 3.83 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } e \geq \frac{383}{20} = 19.15 \text{ cm.}$$

on prend :  $e = 20 \text{ cm}$ .

#### b) Pour l'étage courant :

$$h_e = 3.06\text{m} - 0.25 = 2.81 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } e \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm.}$$

on prend :  $e = 15 \text{ cm}$ .

$L > 4 e$  d'où :  $L > 80 \text{ cm}$ .

Donc tous les voiles de notre bâtiment ont une largeur  $\geq 80 \text{ cm}$ .

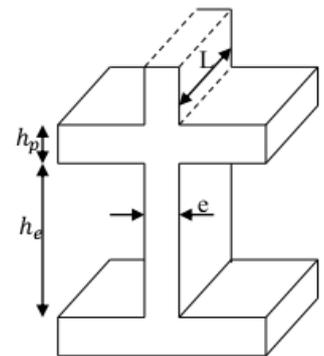
#### II.3.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton, On distingue deux types :

a) **Les poutres principales (P.P)** : elles sont perpendiculaires aux poutrelles,

Selon le BAEL91, le pré dimensionnement des poutres se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

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



**Figure II.10:** Coupe verticale d'un voile

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre principale.

$$L_{\max} = 6.6 - 0.3 = 6.30 \text{ m.}$$

$$42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm.}$$

En prend :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003).**

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \quad 20 \text{ cm.} \\ h = 45 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4. \end{array} \right.$$

**b) les poutres secondaire (P.S) :**

ce sont des poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prédimensionnées selon la condition du flèche CBA99.

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

Dans ce sens  $L_{\max} = 5.80 - 0.3 = 5.5 \text{ m}$ .

En prend :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

Ces dimensions vérifient les conditions du RPA 99.

On adopte alors les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principales : } b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaires : } b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**II.3.3 Les Poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé, Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone **IIa** :

$$\text{Conditions du RPA99(2003) : } \begin{cases} \text{Min (b,h)} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b,h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

#### II.4 Evaluation des charges et des surcharge :

Pour dimensionner les éléments de la structure, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement (D.T.R.B.C.2-2)

##### II.4.1. Plancher étage courant (20+5)

Désignation des charges	Poids volumique KN/m	Epaisseurs m	Poids G (KN/m)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Cloisons de séparation	9	0.1	0.9
Plancher à corps creux	/	0.25	3.55
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Totale charges permanentes		G= 5.81 kn/m <sup>2</sup>	
Totale charges d'exploitations		Q=1.5 kn/m <sup>2</sup>	
Totale charges d'exploitations(commerce)		Q=5 KN/m <sup>2</sup>	

**Tableau II.1** : charge et surcharge revenant au plancher étage courant.

##### II.4.2 Terrasse accessible (20+5)

Désignation des charges	Poids volumique KN/m	Epaisseurs M	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Plancher à corps creux	/	0.25	3.55
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente	22	0.065	1.43
Totale charges permanentes		G=6.62. kn/m <sup>2</sup>	
Totale charges d'exploitations		Q=1.5 kn/m <sup>2</sup>	

**Tableau II.2** : Charge et surcharge revenant au plancher terrasse accessible.

##### II.4.3 Terrasse inaccessible (toiture)

Désignation des charges	Epaisseur(m) Guache	Epaisseur(m) droite	Poids S gauche (KN/m <sup>2</sup> )	Poids S gauche (KN/m <sup>2</sup> )
Tuiles mécanique			0.50	0.48

Dalle pleine	0.14/cos 26.49	0.14/cos21.80	3.91	3.76
Enduit de plâtre	0.02/cos26.49	0.02/cos21.80	0.22	0.21
Totale charges permanentes			$G_{\text{gauche}} = 4.63$	$G_{\text{droite}} = 4.45$
Totale charges d'exploitations			$Q = 1 \text{ KN/m}^2$	

**Tableau II.3 :** Charge et surcharge revenant au plancher toiture.

#### II.4.4 Panneau dalle plein

Désignation des charges	Poids volumique KN/m	Epaisseurs m	Poids G KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher Dalle pleine	/	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Totale charges permanentes			$G = 4.86 \text{ KN/m}^2$
Totale charges d'exploitations			$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II.4 :** Charge et surcharge revenant aux dalles pleines

#### II.4.5 Mur extérieures (double cloison)

Désignation des charges	Poids volumique KN/m	Epaisseurs M	Poids G KN/m <sup>2</sup>
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
L'âme d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Totale charges permanentes			$G = 2.85 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II.5 :** Charge et surcharge transmise pour le mur en double cloisons .

#### II.4.5 Mur intérieure

Désignation des charges	Poids volumique KN/m	Epaisseurs M	Poids G KN/m <sup>2</sup>
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Totale charges permanentes			$G = 1.38 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II.6 :** Charge et surcharge transmise pour les murs intérieure.

## II.4.6 La volée

Désignation des charges	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontale	0.02	20	0.40
Revêtement en carrelage verticale	$0.02 \cdot (0.17/0.3) = 0.011$	20	0.22
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Paillasse	$0.15/\cos 33.46^\circ$	25	4.49
Marche	0.17/2	22	1.87
Enduite de plâtre	$0.02/\cos 33.46^\circ$	10	0.23
Totale charges permanentes		$G = 7.97 \text{ KN/m}^2$	
Totale charges d'exploitations		$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II.7 : Charge et surcharge revenant à la volée.

## II.4.7 le palier

Désignation des charges	Epaisseur (m)	Densité (KN/m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier	0.15	25	3.75
Enduite de plâtre	0.02	10	0.20
Totale charges permanentes		$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$	
Totale charges permanentes		$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II.8 : Charge et surcharge revenant aux paliers des escaliers.

## II.5 Descente de charge « D.T.R.B.C.2.2 »

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les Règlements « D.T.R.B.C.2.2 » qui recommande « d'appliquer une dégression de la Charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que L'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

La descente de charge va se faire pour les poteaux D3 et G3 (Figure II.3) se sont ceux qui Représentent les configurations les plus défavorables

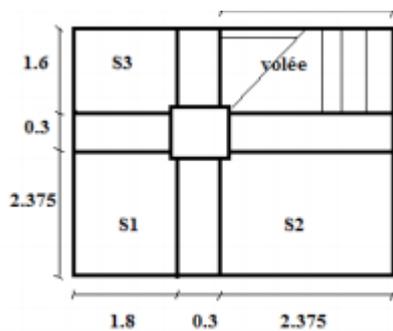
**II.5.1 La loi de dégression**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

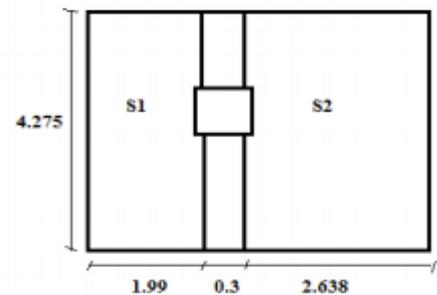
On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : .....  $Q_0$
- Sous dernière étage : .....  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur .....  $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur .....  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour  $n = 5 \geq$  : .....  $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

**II.5.2 La descente de charge pour le poteau G3**



Les autres étages



Vu au niveau de la toiture

**Figure II.11** : poteau « G3 » de la descente de charge

**Différents surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :**

- $N_0 = 21.2$
- $N_1 = 21.2 + 32.32 = 53.52 \text{ KN}$
- $N_2 = 21.2 + 0.95(32.32 + 32.32) = 82.60 \text{ KN}$
- $N_3 = 21.2 + 0.9(32.32 + 32.32 + 32.32) = 108.46 \text{ KN}$
- $N_4 = 21.2 + 0.85(32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32) = 131.08 \text{ KN}$
- $N_5 = 21.2 + 0.8(32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32) = 150.48 \text{ KN}$
- $N_6 = 21.2 + 0.75(32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32) = 166.64 \text{ KN}$
- $N_7 = 21.2 + 0.71(32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32 + 32.32) = 181.83 \text{ KN}$
- $N_8 = 21.2 + 0.68(32.32 * 8) = 197.02 \text{ KN}$
- $N_9 = 21.2 + 0.66(32.32 * 9) = 213.18 \text{ KN}$
- $N_{10} = 21.2 + 0.65(32.32 * 10) = 231.28 \text{ KN}$
- $N_{11} = 21.2 + 0.63(32.32 * 11) = 245.17 \text{ KN}$

$$N_{12}=21.2+0.62(32.32*11+85.82)=294.83 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des surfaces afférentes**

**Pour le plancher toiture :**

• **Charge permanentes**

$$-S_{\text{aff}}=S_1+S_2$$

$$-S_{\text{aff}}=(8.582+11.310)$$

$$-S_{\text{aff}}=19.89 \text{ m}^2$$

• **Charge d'exploitation**

$$S_{\text{aff}}=21.20 \text{ m}^2$$

**Pour les autre étages :**

• **Charge permanentes**

$$-S_{\text{aff}}=S_1+S_{\text{volée}}+S_3+S_4$$

$$-S_{\text{aff}}=2.88+3.753+4.275+5.64$$

$$-S_{\text{aff}}=16.548 \text{ m}^2$$

• **Charge d'exploitation**

$$-S_{\text{aff}}=19.04 \text{ m}^2$$

**Poids du Plancher**

**Plancher toiture :**

$$G = (19.89 \times 4.63) = 92.09 \text{ KN.}$$

$$Q = (21.20 \times 1) = 21.20 \text{ KN.}$$

**Etages courant :**

$$G_{\text{cc}} = (12.78 \times 5.81) = 74.25 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{esc}} = (3.75 \times 7.97) = 29.88 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{tot}}=104.13 \text{ kn}$$

$$Q_{\text{cc}} = (15.30 \times 1.5) = 22.93 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{esc}} = (3.753 \times 2.5) = 9.38 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{totale}}=32.32 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{RDC}} = (15.29 \times 5) = 76.45 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{esc}} = (3.75 \times 2.5) = 9.73 \text{ KN.}$$

**Poids de la poutre principale (30×45) :**

$$G_{\text{pp}}=\gamma \times V=(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 25 \times 4.17)=14.07 \text{ KN}$$

**Poids des poutres secondaires (30×45) :**

$$G_{\text{ps}}=\gamma \times V=(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 3.97)=13.39 \text{ KN}$$

**Poids des poteaux :**

Etage	Section (b*h)cm <sup>2</sup>	Hauteur (m)	Poids (KN)
Sou-sol	(55*60)	3.06	25.24
RDC	(55*55)	4.08	30.85
Etage 1	(55*55)	3.06	23.14
Etage 2 et 3	(50*55)	3.06	21.03
Etage 4et 5	(50*50)	3.06	19.12
Etage 6et 7	(45*50)	3.06	17.21
Etage 8et 9	(45*45)	3.06	15.49
Etage 10	(40*45)	3.06	13.77
grenier	(40*45)	2.89	13.01

**Tableau II.9** : poids des poteaux « G3 »

Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau G3 :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0 Toiture	Toiture	92.09	21.2
	Poutre secondaire	13.39	
Poutre principale	14.07		
poteau	13.01		
	Totale	132.56	21.2
N1 Grenier	Venant de N0	132.56	32.32
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale poteau	14.07 13.77	
	Totale	277.92	53.52
N3 Etage 10	Venant de N0	277.92	32.32
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale poteau	14.07 15.49	
	Totale	425.01	82.60
N3 Etage 9	Venant de N0	425.01	32.32
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale poteau	14.07 15.49	
	Totale	572.09	108.46

N4 Etage 8	Venant de N0	572.09	
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	32.32
	Poutre principale poteau	14.07	
		17.21	
	Totale	720.89	131.08
N5 Etage 7	Venant de N0	720.89	
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	32.32
	Poutre principale poteau	14.07	
		17.21	
	Totale	869.69	150.48
N6 Etage 6	Venant de N0	869.69	
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	32.32
	Poutre principale poteau	14.07	
		19.12	
	Totale	1020.4	166.64
N7 Etage 5	Venant de N0	1020.4	
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	32.32
	Poutre principale poteau	14.07	
		19.12	
	Totale	1171.11	181.83
N8 Etage 4	Venant de N0	1171.11	
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	32.32
	Poutre principale poteau	14.07	
		21.03	
	Totale	1323.73	197.02
N9 Etage 3	Venant de N0	1323.73	
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	32.32
	Poutre principale poteau	14.07	
		21.03	
	Totale	1476.35	213.18
N10 Etage 2	Venant de N0	1476.35	
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	32.32
	Poutre principale	14.07	

	poteau	23.14	
	Totale	1631.08	231.28
N11 Etage 1	Venant de N0	1631.08	32.32
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.07	
	poteau	30.85	
	Totale	1793.52	245.17
N12	Venant de N0	1793.52	85.82
	Plancher etage courant	104.13	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.07	
	poteau	25.24	
	Totale	1950.35	294.83

**Tableau II.10** : les charge sur le poteaux « G3 »

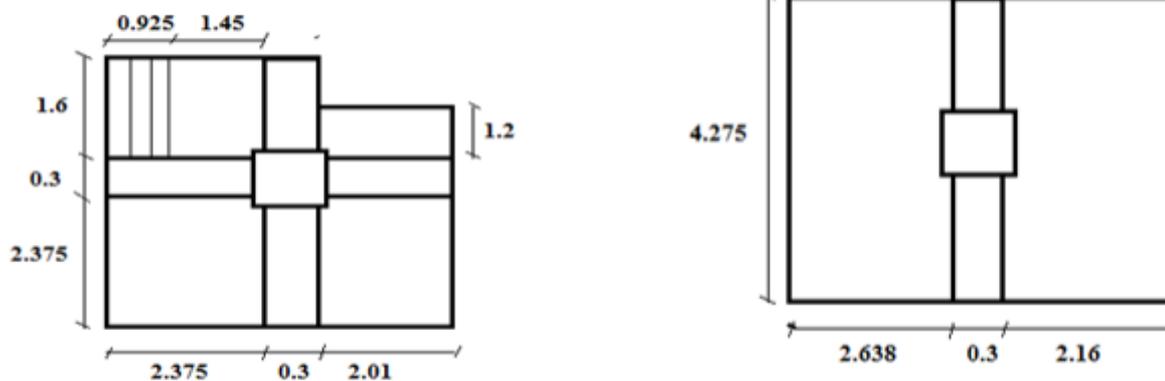
On obtient :

$$G_{tot}=1950.35 \text{ KN}$$

$$Q_{tot}=294.83 \text{ KN}$$

$$\text{Effort normale : } N_u = (1.35 \times 1950.35) + (1.5 \times 294.83) = 3075.21 \text{ KN}$$

**II.5.3 La descente de charge pour le poteaux D3 :**



Vu au niveau de la toiture

Vu au niveau des étages courants

**Figure II.12** : poteau « D3 » de la descente de charge

**Poids des poteaux :**

Etage	Section (b*h)cm <sup>2</sup>	Hauteur (m)	Poids (kn)
<b>Sou-sol</b>	(55*60)	3.06	25.24
<b>RDC</b>	(55*55)	4.08	30.85
<b>Etage 1</b>	(55*55)	3.06	23.14
<b>Etage 2 et 3</b>	(50*55)	3.06	21.03
<b>Etage 4et 5</b>	(50*50)	3.06	19.12
<b>Etage 6et 7</b>	(45*50)	3.06	17.21

<b>Etage 8 et 9</b>	(45*45)	3.06	15.49
<b>Etage 10</b>	(40*45)	3.06	13.77
<b>grenier</b>	(40*45)	5.7	25.65

**Tableau II.11** : poids des poteaux « D3 »

Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau D3 :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0 Toiture	Toiture	93.52	21.72
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.78	
	poteau	25.65	
	<b>Totale</b>	<b>147.34</b>	<b>21.78</b>
N1 Grenier	Venant de N0	147.34	30.67
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.78	
	poteau	13.77	
	<b>Totale</b>	<b>285.05</b>	<b>52.39</b>
N3 Etage 10	Venant de N0	285.05	30.67
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.78	
	poteau	15.49	
	<b>Totale</b>	<b>424.48</b>	<b>79.99</b>
N3 Etage 9	Venant de N0	424.48	30.67
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.78	
	poteau	15.49	
	<b>Totale</b>	<b>563.91</b>	<b>104.52</b>
N4 Etage 8	Venant de N0	563.91	30.67
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.78	
	poteau	17.21	
	<b>Totale</b>	<b>705.06</b>	<b>125.99</b>
N5 Etage 7	Venant de N0	705.06	30.67
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.78	
	poteau	17.21	
	<b>Totale</b>	<b>846.21</b>	<b>144.4</b>
N6 Etage 6	Venant de N0	846.21	30.67
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	
	Poutre principale	14.78	

	poteau	19.12	
	Totale	989.27	159.73
N7 Etage 5	Venant de N0	989.27	
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	30.67
	Poutre principale	14.78	
	poteau	19.12	
	Totale	1132.33	174.20
N8 Etage 4	Venant de N0	1132.33	
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	30.67
	Poutre principale	14.78	
	poteau	21.03	
	Totale	1277.3	188.56
N9 Etage 3	Venant de N0	1277.3	
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	30.67
	Poutre principale	14.78	
	poteau	21.03	
	Totale	1422.27	203.89
N10 Etage 2	Venant de N0	1422.27	
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	30.67
	Poutre principale	14.78	
	poteau	23.14	
	Totale	1569.35	221.07
N11 Etage 1	Venant de N0	1569.35	
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	30.67
	Poutre principale	14.78	
	poteau	30.85	
	Totale	1724.14	234.26
N12 RDC	Venant de N0	1724.14	
	Plancher etage courant	95.77	
	Poutre secondaire	13.39	71.85
	Poutre principale	14.78	
	poteau	25.24	
	Totale	1873.32	276.05

**Tableau II.12** : les charge sur le poteaux « D3 »

On obtient :

$G=1873.32$  KN

$Q=276.05$ KN

Effort normale :  $N_u = (1.35 \times 1873.32) + (1.5 \times 276.05) = 2943.05$  KN

Les calculs montrent que le poteau « G3 » est le plus sollicité sous charges verticales.

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime NU a 10%, telle que :

$$Nu^* = 1.1 \times 3075.21 = 3382.73 \text{ KN.}$$

#### II.5.4 Les verifications

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression pour les poteaux de tous les niveaux :

Niveau	Nu* (KN)	B(m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Grenier	231.83	(0.40×.45)	1.28	Vérifiée
10	501.01	(0.40×.45)	2.78	Vérifiée
9	767.42	(0.45×0.45)	3.78	Vérifiée
8	1028.51	(0.45×0.45)	4.56	Vérifiée
7	1286.80	(0.45×.50)	5.71	Vérifiée
6	1539.78	(0.45×0.50)	6.84	Vérifiée
5	1790.25	(0.50×0.50)	7.16	Vérifiée
4	2039.11	(0.50×.50)	8.15	Vérifiée
3	2290.82	(0.50×0.55)	8.32	Vérifiée
2	2544.12	(0.50×0.55)	9.25	Vérifiée
1	2803.76	(0.55×0.55)	9.26	Vérifiée
RDC	3067.90	(0.55×0.55)	10.13	Vérifiée
Sou-sol	3382.73	(0.55×0.60)	10.24	Vérifiée

**Tableau II.13.** Vérification de la résistance (compression simple).

- **Vérification au flambement (stabilité de forme) :**

D'après le (CBA 93), Les poteaux doivent être vérifiés aux états de déformation.

On doit vérifier que :

$$Nu \leq \alpha \times \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_s} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$ : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 5 \\ 0.6 \times \frac{50^2}{\lambda^2} \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement  $\lambda$  :

$l_f$  : Longueur de flambement.

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie

**Pour le poteau RDC :**

$$L_0 = 4.08 - 0,45 = 3.63\text{m} \Rightarrow l_f = 3.63 \times 0.7 = 2.54 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55}{12} = 7.62 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{2.53}{0.158} = 16.01 < 50 \iff \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\frac{16.01^2}{35^2}} = 0.816$$

Selon le BAEL :  $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$  donc On prend  **$A_s = 1\% B_r$**

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} = \frac{3.067}{0.816 \times \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.169 \text{ m}^2$$

$$\text{nous avons } B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.2809 \text{ m}^2$$

donc le poteaux ne risque pas de se flamber

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{r \text{ cal}}$

Le tableau suivant résume la vérification du flambement pour les poteaux de tous les niveaux :

Etage	Nu*(kn)	Lf(m)	$\lambda$	$\alpha$	Br cal(m <sup>2</sup> )	Br adopt(m <sup>2</sup> )	obs
Sou-sol	3382.73	1.872	10.82	0.834	0.184	0.307	Vérifiée
RDC	3067.90	2.53	16.01	0.816	0.170	0.280	Vérifiée
1	2803.76	1.872	11.56	0.832	0.153	0.280	Vérifiée
2	2544.12	1.872	11.56	0.832	0.139	0.254	Vérifiée
3	2290.82	1.872	11.56	0.832	0.125	0.254	Vérifiée
4	2039.11	1.872	13.01	0.827	0.112	0.230	Vérifiée
5	1790.25	1.872	13.01	0.827	0.098	0.230	Vérifiée
6	1539.78	1.872	13.01	0.827	0.084	0.206	Vérifiée
7	1286.80	1.872	13.01	0.827	0.070	0.206	Vérifiée
8	1028.51	1.872	14.51	0.822	0.058	0.184	Vérifiée
9	767.42	1.872	14.51	0.822	0.042	0.184	Vérifiée
10	501.01	1.872	14.51	0.822	0.027	0.163	Vérifiée
Grenier	231.83	1.708	13.24	0.826	0.013	0.163	Vérifiée

**Tableau II.14 :** Vérification au flambement.

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

- **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :

$$\min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\min(b, h) = 30 \text{ cm} > h_e/20 = 20.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$1/4 = h/b = 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

## II.6 Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : .....30×45 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutres secondaires : .....30×45 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux sous-sol : .....55×60 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux étage RDC,1.....55×55 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux étage 2,3.....50×55 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux étage 4,5 .....50×50 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux étage 6,7.....45×50 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux étage 8,9 .....45×45 cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux étage 10, grenier.....40×45 cm<sup>2</sup>
- ✓ Plancher à corps creux (20 + 5) cm.
- ✓ Dalle pleine : 14 cm
- ✓ Les escaliers : 15 cm
- ✓ Les voiles (RDC et s –soul) : 20 cm.
- ✓ Les voiles de les étage courantes =15 cm.

# *Chapitre III*

### III.1 Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003).

### III.2 Plancher à corps creux :

#### III.2.1 Etudes des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T servant à Transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

##### III.2.1.1 Méthodes de calcul :

###### a) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est Applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée,  $Q = \min(2G ; 5KN/m^2)$ .
2. Le rapport des portées successives (  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  )
- 3- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- 4- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

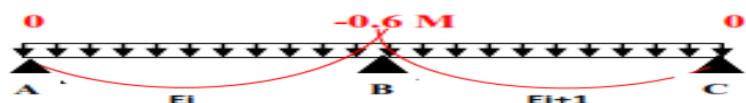
Principe de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge P

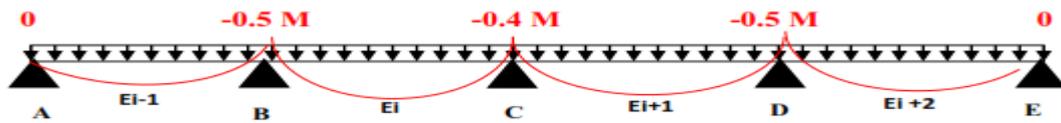
- **Calcul du moment au niveau des appuis :**

La valeur absolue de chaque moment en appui doit être au moins égale à :

- 0.6Mo pour une poutre à deux travées.
- 0.5Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travée
- 0.4Mo pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Mo : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.



**Figure III.1 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées.



**Figure III.2 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_o \\ 1.05 M_o \end{cases}$$

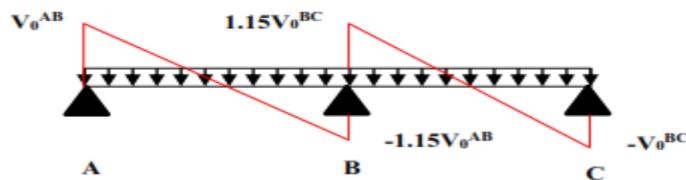
$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_o}{2} & \text{pour une travée de rive .} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_o}{2} & \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$\alpha = Q / (G + Q)$$

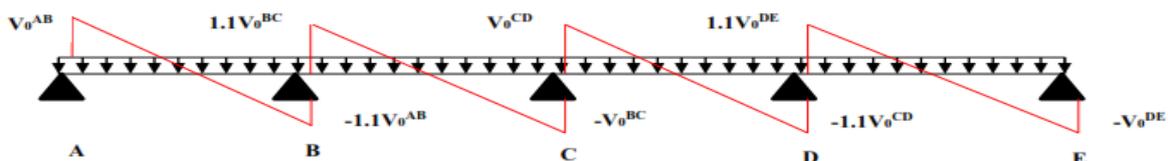
• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.



**Figure III.3 :** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.



**Figure III.4:** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.

**b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99) :**

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des 3 moments que Caquot à légèrement modifié, et simplifié pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non-parfaites du béton armé. Pour cela, il a remplacé les points des moments nuls des appuis de rive fictifs, donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives  $l'_g$  et  $l'_d$ , Avec :

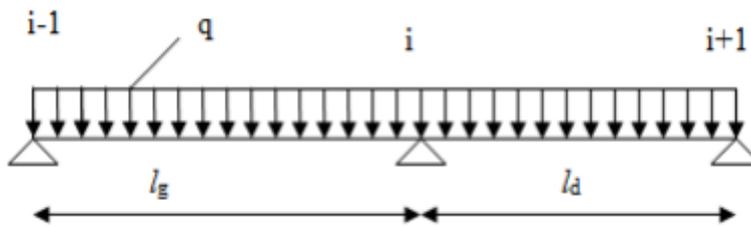
$$\begin{cases} l'=1 & \longrightarrow \text{travée de rive .} \\ l'=0.8 & \longrightarrow \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **Moment aux appuis :**

$$M_a = -\frac{qg \times l'_g + qd \times l'_d}{8.5(l'_g + l'_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

$l'_g$ ,  $l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite

$qg$  et  $qd$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.



**Figure.III.4** : Schéma statique de la poutrelle.

• **Moment en travée :**

$$M(x) = M_o(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$M_o$  : moment isostatique :

$$M_o = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x)$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l \times Pu}$$

• **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode classique (RDM) au niveau des appuis :

$$V_d = \frac{Pu \times li}{2} + \frac{Md - Mg}{li} \quad \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$

$$V_g = -\frac{Pu \times li}{2} + \frac{Md - Mg}{li} \quad \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$

III.2.1.2 Les différents types de poutrelles :

- RDC et étage courant :

Type	Schéma statique
1	
2	
3	
4	

Tableau III.1: Les Types de poutrelles (plancher RDC et étage courants)

- Plancher 9<sup>ème</sup> étage

Type	Schéma statique
2	
3	

Tableau III.2: Les Types de poutrelles plancher 9<sup>ème</sup> étage.

- Plancher 10<sup>ème</sup> étage

Type	Schéma statique
2	

Tableau III.3: Les Types de poutrelles plancher 10<sup>ème</sup> étage

III.2.1.3 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- À l'ELU:  $P_u = l_0 \times (1.35 G + 1.5 Q)$ .
- A l'ELS :  $P_s = l_0 \times (G + Q)$

Combinaisons d'actions et calculs des charges et surcharges revenants aux

Poutrelles :

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub>	p <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	p <sub>s</sub>
Terrasse accessible	6.62	1.5	11.18	7.27	8.18	5.27
Etages courant	5.81	1.5	10.09	6.56	7.31	4.75
RDC	5.81	5	15.34	9.97	10.81	7.02

**Tableau III.4:** Combinaisons d’actions et charges et surcharges sur les poutrelles.

**Calcul des charges revenant aux poutrelles étage courant :**

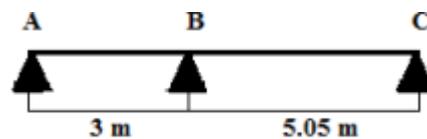
1) A l’ELU :  $P_u = l_0 \times (1.35 G + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 5.81 + 1.5 \times 1.5) = 6.56 \text{ KN.m}$

2) A l’ELS :  $P_s = l_0 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.81 + 1.5) = 4.75 \text{ KN.m}$

Avec :  $l_0 = 0.65$  : entre axe des poutrelles.

**III.2.1.4 Exemples de calcul poutrelle**

Type 2 : étages courant.



**Figure.III.5 :** schéma de la poutrelle type 02

**Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

- $Q = \text{Min} \leq (2 \times 5.81, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ .....vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 3.00 / 5.05 = 0.59$  n’est pas compris entre 0.8 et 1.25.....pas vérifiée.
- $I = \text{constant}$ .....vérifiée
- F.P.N.....vérifiée

La 2<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n’est pas satisfaite pour le type 02, car le rapport  $(l_i / l_{i+1})$  n’est pas vérifié pour ce type, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée. On

applique alors la méthode de Caquot minorée :  $G' = \frac{2}{3} \times 5.81 = 3.87 \text{ kn/m}^2$

**Calcul des sollicitations :**

A l’ELU :  $P_u' = l_0 \times (1.35 G' + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 3.87 + 1.5 \times 1.5) = 4.85 \text{ kn/m}^2$

A l’ELS :  $P_s' = l_0 \times (G' + Q) = 0.65 \times (3.87 + 1.5) = 3.49 \text{ kn/m}^2$

**Moments aux appuis intermédiaires**

$l'g = l_g = 3.00 \text{ m}$ .

$l'd = l_d = 5.05 \text{ m}$ .

**moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

A l’ELU

$$M_0 = \frac{4.85 \times 5.05^2}{8} = 15.46 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS :**

$$M_o = \frac{3.49 \times 5.05^2}{8} = 11.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

À L'ELU

$$M_a = M_c = -0.15 \times 15.46 = -2.32 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -\frac{4.85 \times 3 + 4.85 \times 5.05}{8.5(3+5.05)} = -11.04 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_a = M_c = -0.15 \times 11.12 = -1.66 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -\frac{3.49 \times 3 + 3.49 \times 5.05}{8.5(3+5.05)} = -7.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée.**

On reprend la totalité de G

À L'ELU

Travée A-B :

$$x_o = \frac{3}{2} - \frac{11.04}{3 \times 6.56} = 0.93 \text{ m}$$

$$M_o(x) = \frac{6.56 \times 0.93}{2} \times (3 - 0.93) = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.31 - 11.04 \times \frac{0.93}{3} = 2.88 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$X_o = \frac{5.05}{2} + \frac{11.04}{5.05 \times 6.56} = 2.85 \text{ m}$$

$$M_o(x) = \frac{6.56 \times 2.85}{2} \times (5.05 - 2.85) = 20.56 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 20.56 + (-11.04) \times \left(1 - \frac{2.85}{5.05}\right) = 15.75 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS :**

Travée AB

$$\left\{ \begin{array}{l} X_o = 0.94 \text{ m} \\ M_o(x) = \frac{4.75 \times 0.94}{2} \times (3 - 0.94) = 4.60 \text{ KN.m} \\ M(x) = 4.60 - 7.94 \times \frac{0.94}{3} = 2.11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC

$$\left\{ \begin{array}{l} X_o = 2.85 \\ M_o(x) = 14.89 \text{ KN.m} \\ M(x) = 11.43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

**A L'ELU :**

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.56 \times 3}{2} + \frac{-11.04}{3} = 6.16 \text{ KN.m} \\ V_B = \frac{-6.56 \times 3}{2} + \frac{-11.04}{3} = -13.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases} V_B = \frac{6.56 \times 5.05}{2} + \frac{0 - (-11.04)}{5.05} = 18.75 \text{ KN.m} \\ V_C = -\frac{6.56 \times 5.05}{2} + \frac{0 - (-11.04)}{5.05} = -14.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A L'ELS**

Travée AB:

$$\begin{aligned} V_A &= \frac{4.75 \times 3}{2} + \frac{-7.94}{3} = 4.47 \text{ KN.m} \\ V_B &= -\frac{4.75 \times 3}{2} + \frac{-7.94}{3} = -9.77 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Travée BC :

$$\begin{aligned} V_B &= \frac{4.75 \times 5.05}{2} + \frac{7.94}{5.05} = 13.56 \text{ KN.m} \\ V_C &= -\frac{4.75 \times 5.05}{2} + \frac{7.94}{5.05} = -10.42 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**Etude de poutrelles type 4 (méthode de RDM) plancher RDC**

**Calcul des sollicitations :**

**A l'ELU :**  $P_u = l_0 \times (1.35 G' + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 5.81 + 1.5 \times 5) = 9.97 \text{ kn/m}^2$

**A l'ELS :**  $P_s = l_0 \times (G' + Q) = 0.65 \times (5.81 + 5) = 7.02 \text{ kn/m}^2$

Moments aux appuis :

$$M_D = M_E = 0$$

Moments en travée :

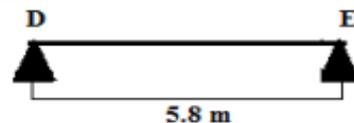
ELU  $\Rightarrow M_u = p_u \cdot l^2 / 8 = 41.92 \text{ kn.m}$

ELS  $\Rightarrow M_s = p_s \cdot l^2 / 8 = 29.51 \text{ kn.m}$

**Effort tranchant:**

$$V_A = p \cdot l / 2 = 28.91 \text{ kn.m}$$

$$V_B = -p \cdot l / 2 = -28.91 \text{ kn.m}$$



**Figure.III.6:** schéma de la poutrelle type 04

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

- Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant :

Type	Travée	L(m)	L'(m)	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	Moment en travée(kn.m)	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
TYPE 1	AB	3.00	3.00	-3.06	-7.53	4.09	7.33	-12.35
	BC	5.05	4.04	-7.53	-7.33	13.48	16.60	-16.52
	CD	3.5	2.8	-7.33	-14.40	-0.54	9.46	-13.50
	DE	5.8	5.8	-14.40	-3.06	20.84	21.50	-16.54
TYPE 2	AB	3.00	3.00	-2.31	-11.04	2.88	6.16	-13.52
	BC	5.05	5.05	-11.04	-2.31	15.75	20.24	-12.88
Type 3	AB	3.00	3.00	-1.11	-7.53	4.09	7.33	-12.35
	BC	5.05	4.04	-7.53	-8.23	13.06	16.42	-16.70
	CD	3.50	3.50	-8.23	-1.11	6.38	13.83	-9.13
TYPE 4	AB	5.80	5.80	0	0	27.58	19.02	-19.02

**Tableau III.5:** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant.

- Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant

	Travée	L(m)	L'(m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
TYPE 1	AB	3.00	3.00	-2.20	-5.42	2.98	5.31	-8.92
	BC	5.05	4.04	-5.42	-5.27	9.81	12.02	-11.96
	CD	3.5	2.8	-5.27	-10.36	-0.3	6.86	-9.76
	DE	5.8	5.8	-10.36	-2.20	15.12	15.55	-11.99
TYPE 2	AB	3.00	3.00	-1.66	-7.94	2.10	4.49	-9.76
	BC	5.05	5.05	-7.94	-1.66	11.40	13.53	-10.40
Type 3	AB	3.00	3.00	-0.8	-5.42	2.98	5.31	-8.92
	BC	5.05	4.04	-5.42	-5.92	9.51	11.98	-12.09
	CD	3.50	3.50	-5.92	-0.8	4.59	10.00	-6.62
TYPE 4	AB	5.80	5.80	0	0	19.97	13.77	-13.77

**Tableau III.6:** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant.

**Pour le plancher RDC**

A l'ELU :  $P_u = l_0 \times (1.35 G + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 5.81 + 1.5 \times 5) = 9.97 \text{ KN.m}$

$P'_u = 8.27 \text{ KN.m}$

A l'ELS :  $P_s = l_0 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.81 + 5) = 7.02 \text{ KN.m}$

$P'_s = 5.76 \text{ KN.m}$

- Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC

	Travée	L(m)	L'(m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
TYPE 1	AB	3.00	3.00	-5.21	-12.84	5.70	10.67	-19.23
	BC	5.05	4.04	-12.84	-10.49	20.15	25.63	-24.70

	CD	3.5	2.8	-10.49	-24.55	-1.36	13.43	-21.46
	DE	5.8	5.8	-24.55	-5.21	30.55	33.14	-24.68
TYPE 2	AB	3.00	3.00	-3.95	-18.82	3.79	8.68	-21.22
	BC	5.05	5.05	-18.82	-3.95	23.15	28.90	-21.44
Type 3	AB	3.00	3.00	-1.89	-12.84	5.70	10.67	-19.23
	BC	5.05	4.04	-12.84	-14.04	18.38	24.93	-25.41
	CD	3.50	3.50	-14.04	-1.89	9.02	21.45	-13.43
TYPE 4	AB	5.80	5.80	0	0	41.90	28.91	-28.91

**Tableau III.6:** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC.

• **Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC**

	Travée	L(m)	L'(m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
TYPE 1	AB	3.00	3.00	-3.63	-8.49	4.07	7.55	-13.51
	BC	5.05	4.04	-8.94	-8.70	10.74	17.77	-17.67
	CD	3.5	2.8	-8.70	-17.10	-1.73	9.88	-14.68
	DE	5.8	5.8	-17.10	-3.63	21.58	23.29	-17.41
TYPE 2	AB	3.00	3.00	-2.75	-13.11	2.76	6.16	-14.89
	BC	5.05	5.05	-13.11	-2.75	16.30	20.31	-15.13
Type 3	AB	3.00	3.00	-1.32	-8.94	4.07	7.55	-13.51
	BC	5.05	4.04	-8.94	-9.77	13.05	17.56	-17.88
	CD	3.50	3.50	-9.77	-1.32	6.42	15.07	-9.49
TYPE 4	AB	5.80	5.80	0	0	29.51	20.35	-20.35

**Tableau III.7:** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC.

**Pour le plancher terrasse accessible :**

**A l'ELU :**  $P_u = l_0 \times (1.35 G + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 6.62 + 1.5 \times 1.5) = 7.27 \text{ KN.m}$

$P'_u = 5.33 \text{ KN.m}$

**A l'ELS :**  $P_s = l_0 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.62 + 1.5) = 5.27 \text{ KN.m}$

$P'_s = 3.84 \text{ KN.m}$

• **Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible**

	Travée	L(m)	L'(m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
TYPE 1	AB	3.00	3.00	-3.36	-8.27	4.56	8.15	-13.65
	BC	5.05	4.04	-8.27	-8.07	15.02	18.39	-18.31
	CD	3.5	2.8	-8.07	-15.82	-0.45	10.50	-14.94
	DE	5.8	5.8	-15.82	-3.36	23.16	23.80	-18.36
Type 3	AB	3.00	3.00	-1.22	-8.27	4.56	8.15	-13.65
	BC	5.05	4.04	-8.27	-9.04	14.53	18.20	-18.50

	CD	3.50	3.50	-9.04	-1.22	7.07	15.30	-10.14
TYPE 4	AB	5.80	5.80	0	0	30.57	21.08	-21.08

**Tableau III.8:** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.

• **Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible**

	Travée	L(m)	L'(m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
TYPE 1	AB	3.00	3.00	-2.42	-5.96	3.31	5.92	-9.88
	BC	5.05	4.04	-5.96	-5.80	10.92	13.33	-13.27
	CD	3.5	2.8	-5.80	-11.40	-0.29	7.62	-10.82
	DE	5.8	5.8	-11.40	-2.42	16.81	17.24	-13.32
Type 3	AB	3.00	3.00	-0.88	-5.96	3.31	5.92	-9.88
	BC	5.05	4.04	-5.96	-6.51	10.56	13.19	-13.41
	CD	3.50	3.50	-9.04	-0.88	5.14	11.08	-7.36
TYPE 4	AB	5.80	5.80	0	0	22.16	15.28	-15.28

**Tableau III.9:** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

• **Sollicitations maximales dans la poutrelle du plancher**

plancher	ELU				ELS			
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>a<sup>rive</sup></sub> (KN.m)	M <sub>a<sup>int</sup></sub> (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>a<sup>rive</sup></sub> (KN.m)	M <sub>a<sup>int</sup></sub> (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN.m)
Terrasse accessible	30.57	-3.36	-15.82	23.80	22.16	-2.42	-11.40	17.25
Etages courant	27.58	-3.06	-14.40	21.50	19.97	-2.20	-10.36	15.55
RDC	41.9	-5.21	-24.55	33.14	29.51	-3.63	-17.10	23.29

**Tableau.III.10:** Sollicitation maximal dans les poutrelles des différents planchers.

### III.3.1.5 Ferrailage des poutrelles

#### Calcul à l'ELU

#### Exemple de calcul étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{travée} = 27.58 \text{ KN.m} \\ M_{a^{rive}} = -3.06 \text{ KN.m} \\ M_{a^{int}} = -14.40 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 21.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Ferrailage longitudinale****en travée :**

$$b=65\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 12\text{cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$d=23\text{cm}$$

$$d'=2.\text{cm}$$

$$M_{\text{travée}} = 27.58 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple

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

• Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

- Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

$$M_{\text{travée}} = 27.58 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment équilibre par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.05 \left( 0.23 - \frac{0.05}{2} \right).$$

$$M_{tu} = 94.60 \text{ KN.m}$$

$M_u = 27.58 \text{ KN.m} < M_{tu} = 94.60 \text{ KN.m} \implies$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.02758}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.0564 < \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \implies \text{pivot A} :$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \implies f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0737$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.229 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{0.02758}{0.229 \times 348} = 3.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \implies \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 1.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{cal}$  ..... Condition vérifié

➤ **Ferraillage aux appuis**

On calcule la section ( $b_0 \times h$ ) car les moments aux appuis sont négatifs, ce qui veut dire que la table est tendue. Donc elle n'intervient pas dans la résistance ce qui revient à calculer la nervure en section ( $b_0 \times h$ ).

**Appuis intermédiaire :**

$M_{int}^{max} = -14.40 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \frac{0.0144}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.159 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.159 < 0.186 \Rightarrow$  pivot A

$\epsilon_{st} = 10\text{‰}$      $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.218$

$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.209 \text{ m}$

$A_t = \frac{Mt}{z \times f_{st}} = \frac{0.0144}{0.209 \times 348} = 1.97 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.97 \text{ cm}^2$

Soit  $A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$      $A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 3.33 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.33 \text{ cm}^2$

$A_{min} < A_{cal}$  ..... condition vérifiée

**appuis de rive**

$M_a^{rive} = -3.06 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.00306}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.0339 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.0339 < 0.186$  pivot A

$\epsilon_{st} = 10\text{‰}$      $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043$

$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.226 \text{ m}$

$A_t = \frac{Mt}{z \times f_{st}} = \frac{0.00306}{0.226 \times 348} = 3.89 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$

Soit  $A_s = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$      $A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 3.33 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.33 \text{ cm}^2$

$A_{min} < A_{cal}$  ..... condition vérifiée

Le ferrailage adopter est :

- En travée :  $A_{trav} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$
- En appui intermédiaire :  $A_{a \text{ inter}} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$
- En appui de rive :  $A_{a \text{ rive}} = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$

**Vérification a l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)  $V_u$  :**

$V_u = 21.50 \text{ KN.m}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.0215}{0.12 \times 0.23} = 0.778 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.778 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

**Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$\Phi_t \leq \min \left( \Phi_{l \text{ min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8 \text{ mm}$ )

$\Phi_t \leq \min \{ 250/35, 120/10, 8 \} = 7.143 \text{ mm}$

On choisit un étrier de  $\Phi 6$ .  $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

**Espacement  $S_t$  :**

1)  $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 20.70 \text{ cm.}$

2)  $S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ijK})}$

- flexion simple
  - fissuration peut nuisible
  - pas de reprise de bétonage
- $K=1$  CBA.Art.5.1.2.3

$\alpha = 90^\circ$  (flexion simple, cadres droites)

$S_t = 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.778 - 0.3 \times 2.1)} = 102 \text{ cm}$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}, S_t \leq \frac{0.57 \times 10^4 - 4 \times 400}{0.4 \times 0.12} = 47.5 \text{ cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3)$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{26.5 \times 21.50 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.846 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant  $V_u$  :**

**Appuis de rive :**

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ ).

Au niveau de l'appui de rive on a  $M_u = 0$ .

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{V_u \times y_s}{f_e}$  (Art A.5.1.3.1.2 [1])

$$A_l = 0.79 + 4.62 = 5.41 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1.15 \times 1.41 \times 10^{-3}}{400} = 0.615 \text{ cm}$$

$$A_l > \frac{V_u \times y_s}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$$

$$A_l = 2.26 + 4.62 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (21.50 - 14.40 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.23) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS**

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

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**En travée :**  $M_t = 19.97 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre  $y$  :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 4.62 \times 10^{-3} (0.23 - 0.05) = -4.34 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure)  $\Rightarrow$  calcule comme une section en T

Calcul de l'axe neutre  $y$  :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [15A + (b - b_0)h_0] \times y - [(b - b_0) \times \frac{b_0^2}{2} + 15Ad]$$

$$\frac{12}{2} \times y^2 + [15 \times 4.62 + (65 - 12) * 5 \times y - [(65 - 12 \times \frac{5^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 23]$$

$$Y = 6y^2 + 334.3y - 2256.4$$

$$Y = 6.08 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{b-b_0}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 6.08^3}{3} - \frac{65-12}{3} \times (6.08 - 5)^3 + 15 \times 4.62 \times (23 - 6.08)^2$$

$$I = 24687.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.97 \times 10^3}{24687.1 \times 10^{-8}} \times 0.0608 = 4.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Aux appuis

#### Appuis intermédiaires :

$$M_{a \text{ ser}} = -10.36 \text{ KN.m} < 0 \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h)$$

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15A(d - y) = 0$$

$$\frac{12}{2} \times y^2 - 15 \times 2.26(23 - y) = 0$$

$$6y^2 + 33.9y - 779.7 = 0$$

$$y = 8.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{12 \times 8.91^3}{3} + 15 \times 2.26(23 - 8.91)^2 = 9559.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.36 \times 10^3}{9559.49 \times 10^{-8}} \times 0.089 = 9.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

#### Appuis de rive

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$M_{r \text{ ser}} = -2.20 \text{ KN.m} < 0 \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h)$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15A(d - y) = 0$$

$$\frac{12}{2} \times y^2 - 15 \times 0.79(23 - y) = 0$$

$$6y^2 + 33.9y - 779.7 = 0$$

$$y = 5.82\text{cm}$$

$$I = \frac{12 \times 5.82^3}{3} + 15 \times 0.79(23 - 5.82)^2 = 4286.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.20 \times 10^{-3}}{4286.09 \times 10^{-8}} \times 0.058 = 2.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

• **Ferraillage du plancher RDC**

	M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	41.9	0.085	0.111	0.219	5.49	1.80	2HA16+1HA14
En appui intermédiaire	24.55	0.272	0.406	0.192	3.14	0.33	2HA16
En appui de rive	5.21	0.0577	0.075	0.223	0.67	0.33	1HA10

**Tableau III.11** : ferraillage du plancher RDC.

• **Ferraillage du Terrasse accessible**

	M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	30.57	0.062	0.081	0.222	3.59	1.80	3HA14
En appui intermédiaire	15.82	0.175	0.242	0.207	2.19	0.33	2HA12
En appui de rive	3.36	0.037	0.047	0.225	0.41	0.33	1HA10

**Tableau III.12** : ferraillage du plancher terrasse accessible.

**Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

**Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times Mo} \\ \bullet \frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right.$$

$$\frac{25}{580} > \frac{1}{16} = 0.043\text{m} < 0.062\text{m}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{ji} + f_{pi} + f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre de longueur supérieure à 5m d'après le BAEL

$$(B6 .5.3) \text{ est de : } f_{adm} = 0.5\text{cm} + \frac{l}{1000}$$

$$f_{adm} = 0.5\text{cm} + \frac{580}{1000} = 1.08 \text{ cm}$$

$f_{gv}, f_{gi}$  : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q)

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $.q_{j \text{ ser}} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.55 = 2.30 \text{ KN/m}$  (La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement).
- $.q_{g \text{ ser}} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.81 = 3.77 \text{ KN/m}$  (La charge permanente qui revient à la poutrelle).
- $.q_{p \text{ ser}} = 0.65 \times G + Q = 0.65 \times (5.81 + 1.5) = 4.75 \text{ KN/m}$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_t = 19.97 \text{ KN.m}$$

- $M_{j \text{ ser}} = \frac{q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{2.30 \times 5.8^2}{8} = 9.67 \text{ KN.m}$
- $M_{g \text{ ser}} = \frac{q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{3.75 \times 5.8^2}{8} = 15.76 \text{ KN.m}$
- $M_{p \text{ ser}} = \frac{q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{4.75 \times 5.8^2}{8} = 19.97 \text{ KN.m}$

### Propriété de la section :

- Position de l'axe neutre :

### Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15As} = 9.46 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0}{3} \times (h - v)^3 - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15As \times (d - v)^2$$

$$I_0 = 44491.45 \text{ cm}^4$$

### Calcul des déformations $E_i$ et $E_v$ :

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$  .....Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$ .

$E_v = 1/3 \times E_i$ .....Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.39 \text{ Mpa}$

**Calcul de  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$**

$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.62}{12 \times 23} = 0.0167$

$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) 0.0167} = 2.46$ .....Déformation instantanée.

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.98$ .....Déformation différée

**Calcul des contraintes :**

- $\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{9.67 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.060)}{24687.1 \times 10^{-8}} = 99.88 \text{ MPa}$
- $\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{15.76 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.060)}{24687.1 \times 10^{-8}} = 162.78 \text{ MPa}$
- $\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{19.97 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.060)}{24687.1 \times 10^{-8}} = 206.27 \text{ MPa}$

**Interties fictive (If):**

- $\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 99.88 + 2.1} = 0.57$
- $\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 162.78 + 2.1} = 0.71$
- $\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 206.27 + 2.1} = 0.76$

•  $I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \rightarrow I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 44491.45}{1 + 2.46 \times 0.57} = 20391.91 \text{ cm}^4$

•  $I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 44491.45}{1 + 2.46 \times 0.71} = 17861.53 \text{ cm}^4$

•  $I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 44491.45}{1 + 2.46 \times 0.76} = 17112.09 \text{ cm}^4$

•  $I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 44491.45}{1 + 0.98 \times 0.71} = 28958.93 \text{ cm}^4$

**Calcul des fleches :**

•  $f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \rightarrow f_{ji} = \frac{9.67 \times 5.8^2}{10.32164.2 \times 20391.91 \times 10^{-8}} = 4.95 \text{ mm}$

•  $f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \rightarrow f_{gi} = \frac{15.76 \times 5.8^2}{10.32164.2 \times 17861.53 \times 10^{-8}} = 9.22 \text{ mm}$

•  $f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \rightarrow f_{ip} = \frac{19.97 \times 5.8^2}{10.32164.2 \times 17112.09 \times 10^{-8}} = 12.20 \text{ mm}$

$$\bullet f_{gv} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{ij}}} \longrightarrow f_{gv} = \frac{15.76 \times 5.8^2}{10 \cdot 10721.4 \times 28958.93 \times 10^{-8}} = 17.07 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 17.07 - 4.95 + 12.20 - 9.22 = 15.1 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 15.1 \text{ mm} > f_{adm} = 10.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

### Pour le plancher RDC :

$$\Delta f_t = 23.2 \text{ mm} > f_{adm} = 10.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La condition de flèche pour cette poutrelle n'est pas vérifiée malgré le ferrailage important (HA14) choisi.

Pour régler un problème de flèche, plusieurs solutions peuvent être proposées, parmi lesquelles nous avons :

- augmenter la section d'armatures
- -augmenter l'inertie de la section de la poutrelle en augmentant ses dimensions, ce qui conduit à l'augmentation de l'épaisseur du plancher.
- introduire une poutre noyée.
- Diminuer la charge permanente du plancher en introduisant des corps creux en polystyrène.

➤ La solution retenue est :

- l'introduction d'une poutre noyée parallèle aux travées (6.6m ; 4.30m)

Perpendiculaire à la travée (5.8m) Pour les étages courants.

Pour le type 4 de RDC la flèche ne sera pas vérifiée même si on augmente la section d'acier .ce qui nous conduit à calculer tout les panneaux comme étant une dalle pleine.

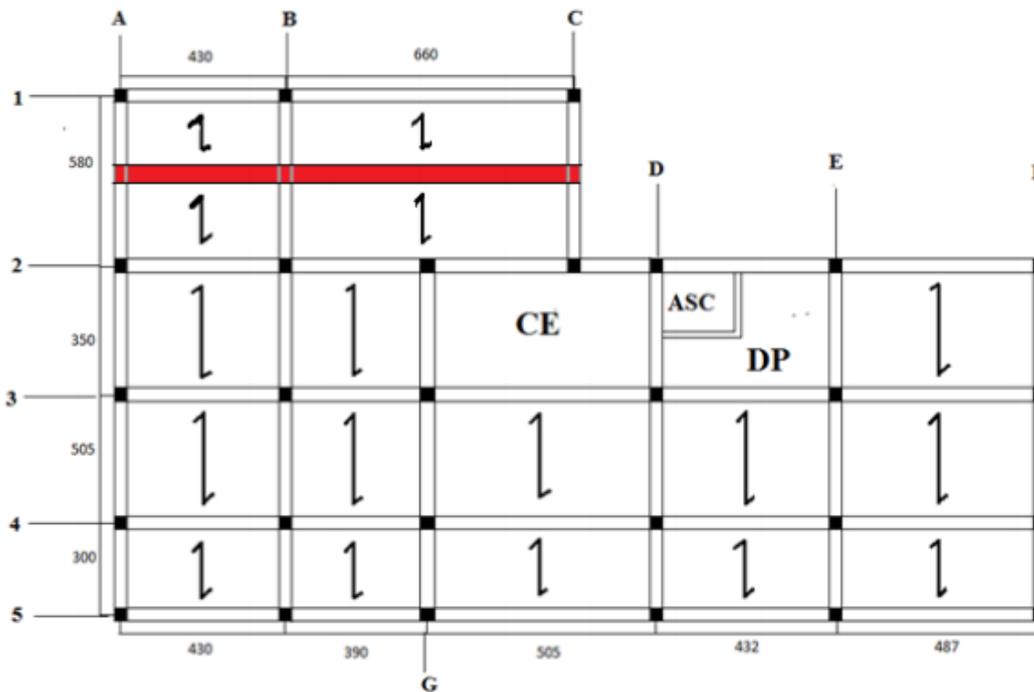


Figure III.7: Schéma disposition des poutrelles avec poutre moyée.

- Sollicitations maximales dans la poutrelle du plancher après

introduction de la poutre moyée :

plancher	ELU				ELS		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)
Terrasse accessible	15.02	-1.18	-8.27	18.39	10.92	-0.88	-5.96
Etages courant	15.75	-2.31	-11.04	20.24	11.40	-1.66	-7.94
RDC	23.15	-3.95	-18.82	28.90	16.30	-2.75	-13.11

Tableau III.12 : Sollicitations maximales dans la poutrelle du plancher habitation après introduction de la poutre moyée

Les mêmes procédures ont été suivit, on obtient :

Pour etages courants :

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	15.75	0.032	0.041	0.226	2.002	1.80	3HA10
<b>En appui intermédiaire</b>	-11.04	0.122	0.136	0.215	1.47	0.33	2HA10
<b>En appui de rive</b>	-2.31	0.025	0.032	0.227	0.29	0.33	1HA10

Tableau III.13: Ferrailage des poutrelles de planchers étage courant.

**Ferrailage :**-entravée  $A_s=3HA10$ -aux appuis de rives  $A_s=1HA10$ -aux appuis intermédiaire  $A_s=2HA10$ 

Toutes conditions ont été vérifiées

• **Plancher RDC**

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	23.15	0.047	0.061	0.224	2.96	1.80	3HA12
<b>En appui intermédiaire</b>	-18.82	0.208	0.295	0.202	2.67	0.33	2HA14
<b>En appui de rive</b>	-3.95	0.043	0.055	0.224	0.50	0.33	1HA10

**Tableau III.14:** Ferrailage des poutrelles de planchers RDC.• **Terrasse accessible**

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	15.02	0.030	0.078	0.227	1.90	1.80	3HA10 2.36
<b>En appui intermédiaire</b>	-8.27	0.091	0.120	0.218	1.09	0.33	2HA10 1.57
<b>En appui de rive</b>	-1.22	0.013	0.017	0.228	0.15	0.33	1HA10 0.79

**Tableau III.15:** Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible.

Les vérifications à L'ELU :

**Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement :**

	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table Nervure $\tau_u = \frac{b1 \times Vu}{0.9 \times d \times b \times h_0}$ $\leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$	Effort tranchant	
	Appui rive	Appui intermédiaire		La bielle	Cisaillement
	$A_l \geq \frac{Vu \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l \geq 1.15/f_e$ ( $Vu+Mu/0.9d$ )		$Vu \leq 0.267b_0 \times a \times f_c 28$ $a = 0.9 \times d$ $Vu \leq 165.8 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} \leq \tau_u$ $\tau_u = 3.33 \text{ mpa}$
RDC	$A_l = 4.18$ $A_l \geq 0.83$	$A_l = 6.64$ $A_l \geq 1.40$	$\tau_u = 1.13$	$Vu = 28.90$	1.04 Mpa
Etage courant	$A_l = 3.15$ $A_l \geq 0.58$	$A_l = 3.93$ $A_l \geq 1.27$	$\tau_u = 0.79$	$Vu = 20.24$	0.73 Mpa
Terrasse accessible	$A_l = 3.15$ $A_l \geq 0.52$	$A_l = 3.93$ $A_l \geq 1.40$	$\tau_u = 0.72$	$Vu = 18.39$	0.66 Mpa

**Tableau III.16:** Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement

**Vérification à L'ELS**

Vérification de l'état limite de compression du béton des poutrelles de différents planchers : les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_{ser}$ (KN.m)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) $\bar{\sigma}_{bc}=15$
RDC	travée	16.30	3HA12	5.27	19155.73	4.48
	App inter	-13.11	2HA14	9.82	11761.25	10.92
	App rive	-2.75	1HA10	5.82	4286.09	3.73
Etage courant	travée	11.40	3HA10	4.50	14092.22	3.64
	App inter	-7.94	2HA10	7.73	7338.77	8.36
	App rive	-1.66	1HA10	5.82	4286.09	2.25
Terrasse accessible	travée	10.92	3HA10	4.50	14092.22	3.48
	App inter	-5.96	2HA10	7.73	7338.77	6.27
	App rive	-0.88	1HA10	5.82	4286.09	1.19

**Tableau III.17:** Vérifications des états limite de compression du béton des différentes

poutrelles :

**Vérifications des états limitent de déformation des différentes**

**poutrelles :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

plancher	Etage courant	Terrasse accessible	RDC
$q_{jser}$ (KN/m)	2.30	2.30	2.30
$q_{gser}$ (KN/m)	3.75	4.30	3.75
$q_{pser}$ (KN/m)	4.73	5.27	7.02
$M_{jser}$ (KN.m)	5.49	5.49	5.49
$M_{gser}$ (KN.m)	8.96	10.28	8.96
$M_{pser}$ (KN.m)	11.30	12.59	16.78
Y (cm)	4.50	4.50	5.27
I (cm <sup>4</sup> )	14092.22	14092.22	19155.73
V (cm)	8.70	8.70	9.06
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	37934.62	37934.62	41012.42
$\rho$	0.0085	0.0085	0.012
$\lambda_i$	4.80	4.80	3.43
$\lambda_v$	1.93	1.93	1.37
$\sigma_{sj}$ (MPa)	108.10	108.10	76.52
$\sigma_{sg}$ (MPa)	176.43	206.56	124.88
$\sigma_{sp}$ (MPa)	222.51	247.91	233.74
$\mu_j$	0.36	0.36	0.37
$\mu_g$	0.55	0.59	0.55
$\mu_p$	0.61	0.65	0.73
$If_{ij}$ (m <sup>4</sup> )	15240.35	15240.35	19961.79
$If_{ig}$ (m <sup>4</sup> )	11413.58	10890.06	15664.46
$If_{ip}$ (m <sup>4</sup> )	10547.78	10128.17	12889.61

$I_{vg} (m^4)$	20256.34	19590.64	257779.23
$f_{ji} (mm)$	2.85	2.85	2.18
$f_{gi} (mm)$	6.22	7.48	4.53
$f_{pi} (mm)$	8.47	9.85	10.32
$f_{gv} (mm)$	10.52	12.48	8.26
$\Delta f$	9.92	12	11.87
$f_{adm}$	10.05	10.05	10.05

**Tableau III.18:** Vérifications des états limitent de déformation des différentes poutrelles :

Pour le plancher terrasse accessible :

$$\Delta f = 12 \text{ mm} > f_{adm} = 10.05 \text{ mm}$$

On doit augmenter la section d'acier, soit A=3HA14

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji} (mm)$	$f_{gi} (mm)$	$f_{pi} (mm)$	$f_{gv} (mm)$	$\Delta f$	$f_{adm}$	obs
6.08	24687.1	44491.45	1.65	3.36	4.79	7.34	6.85	10.05	vér

**Tableau III.19:** Vérifications des états limitent de déformation des poutrelles terrasse accessible:

$$\Delta f = 6.85 \text{ mm} < f_{adm} = 10.05 \text{ mm}$$

Pour le plancher RDC :

$$\Delta f = 11.87 \text{ mm} > f_{adm} = 10.05 \text{ mm}$$

On doit augmenter la section d'acier, soit A=3HA14

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji} (mm)$	$f_{gi} (mm)$	$f_{pi} (mm)$	$f_{gv} (mm)$	$\Delta f$	$f_{adm}$	obs
6.08	24687.1	44491.45	1.65	3.36	7.51	6.61	9.11	10.05	vér

**Tableau III.20:** Vérifications des états limitent de déformation des poutrelles RDC.

- Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Plancher RDC			

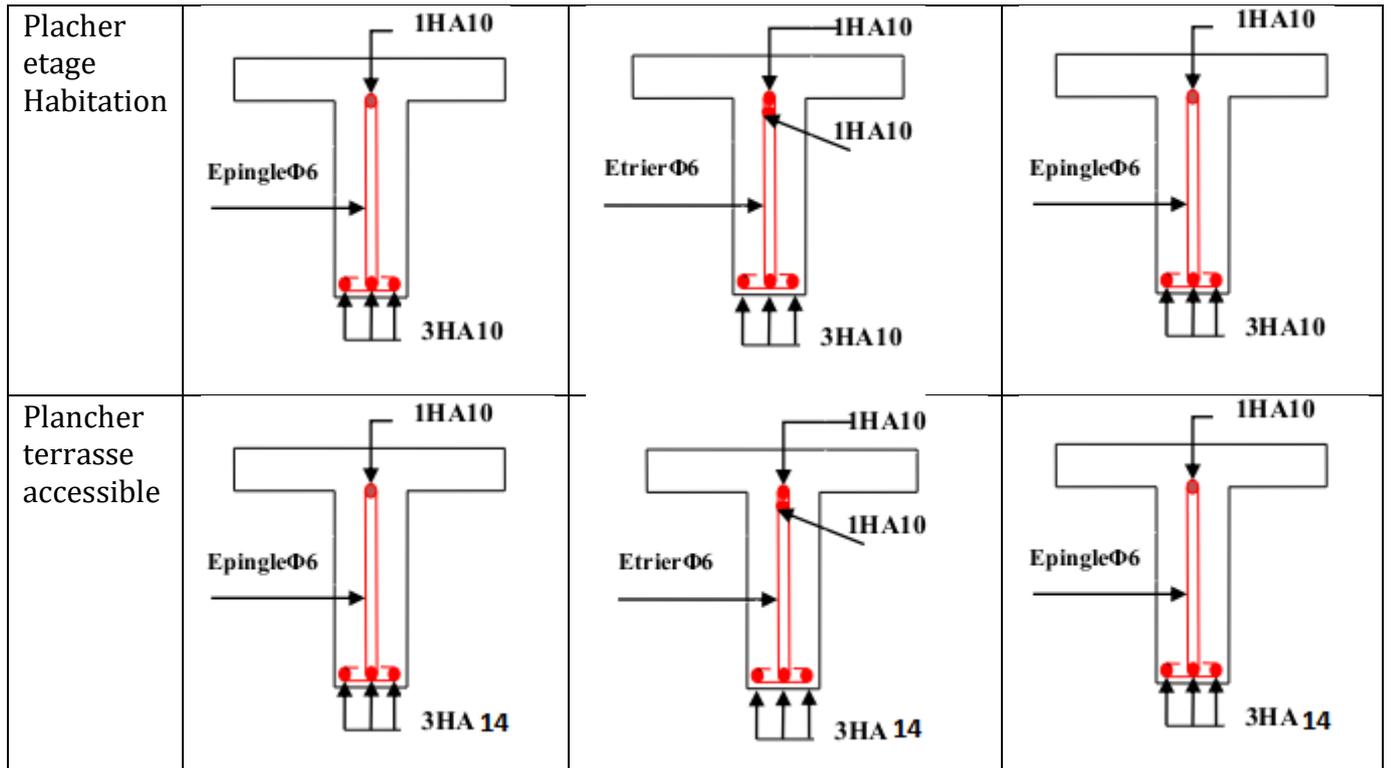


Figure III.8 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles .

**III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

- Si  $l \leq 50$  cm  $A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$  (cm<sup>2</sup>)  $f_e$  en Mpa
- Si  $50 < l \leq 80$  cm  $A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$

$l$  :Longueur de entre l'axe des nervure (cm).

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e=235$ MPa

$l = 65$  cm

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \rightarrow \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

On choisit :

5TS6/ml=1.41cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm ...Condition vérifiée.

3TS6/ml=0.85cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St=30cm < 33cm.....condition vérifiée.

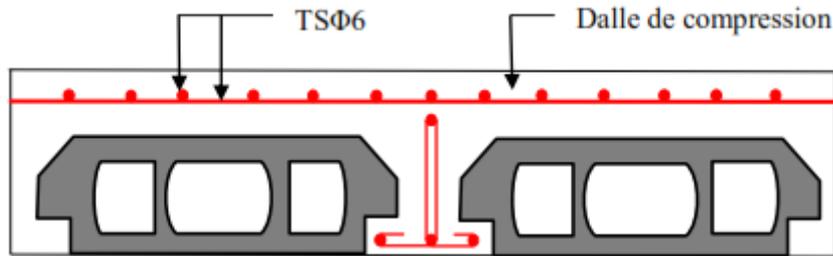


Figure III.8: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3 Les Dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs

appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de ce projet, les dalles pleines d'épaisseur 14 cm sont définies en trois types :

➤ Dalle sur 03 appuis :

$L_x = 1.70 \text{ m}$

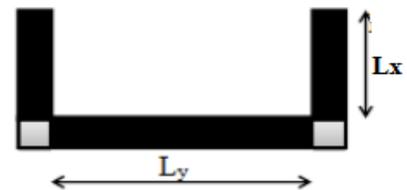
$L_y = 4.75 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.35 < 0.4$

La dalle travaille dans sens  $l_x$  :

On a :  $G = 4.86 \text{ KN.m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ KN.m}^2$  ;  $e = 14 \text{ cm}$ .

Figure III.9 : Dalle sur trois appuis.



Calcul des sollicitations

- A L'ELU  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.81 \text{ KN.m/l}$

- A'ELS  $q_s = G + Q = 8.36 \text{ KN.m/l}$

On a :  $\frac{l_y}{2} = 2.28m > l_x = 1.70m$  alors :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{p \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

Calcul a L'ELU :

$M_{0x} = 42.38 \text{ kn.m}$

$M_{0y} = 9.67 \text{ kn.m}$

**Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 42.38 = 36.02 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 9.67 = 8.21 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = 12.71 \text{ KN.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P \times l_x}{2} = 10.03 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P \times l_y}{2} = 26.98 \text{ KN}$$

**Calcul a L'ELS :**

$$M_{0x} = 29.94 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 6.84 \text{ KN.m.}$$

**Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 29.94 = 25.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 6.84 = 5.81 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -8.98 \text{ KN.m}$$

$\rho \leq 0.4 \rightarrow$  Le calcul du ferrailage seulement dans le sens lx. Dans le sens ly on va mettre des aciers de construction tel que  $A_y = A_x/4$

**Ferrailage a l'E.L.U**

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 14cm d'épaisseur.

**Détermination de la hauteur utile d :**

Le diamètre maximal des armatures à utiliser dans le ferrailage est :

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

On opte  $\phi = 14 \text{ mm}$

L'enrobage :

$$d_x = h - c = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \phi_x + \phi_y = 14 - (1.4 + 1.4) = 11.2 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant :

		M <sub>t</sub> (kn.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
travée	x-x	36.02	0.176	0.245	0.108	9.58	7HA14=10.78
	y-y	8.21	0.040	0.051	0.117	2.01	4HA10=3.14
Appuis		12.71	0.062	0.095	0.115	3.13	4HA10=3.14

**Tableau III.21:** calcul du ferrailage de la dalle du balcon (3appuis)

**Calcul de l'espacement :**

- Sens x-x : St ≤ 100/ 6 = 16.66; on opte St=16 cm
- Sens y-y : St ≤ 100/ 4 = 25 ; on opte St=25 cm

**a) Vérification à l'ELU**

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right]$$

$$\tau_u = \frac{10.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.083 < \bar{\tau}_u = 1.66 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b) Vérification à l'ELS**

- **Etat limite d'ouvertures de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{25.44 \times 10^{-3}}{12068.73 \times 10^{-8}} \times 0.048 = 10.11 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérification son résumés dans le tableau suivant :

	sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obser
travée	x-x	25.44	10.78	4.81	12068.73	10.11	15	<b>vérifier</b>
	y-y	5.81	3.14	2.92	4713.12	3.57	15	<b>vérifier</b>
Appuis	x-x	8.28	3.14	2.92	4713.12	5.52	15	<b>vérifier</b>

**Tableau III.22:** Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

➤ **Etat limite de déformation**

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times M0}\right)$$

$$2) \frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

On à :

1)  $0.088 > 0.042$  ..... Condition vérifiée

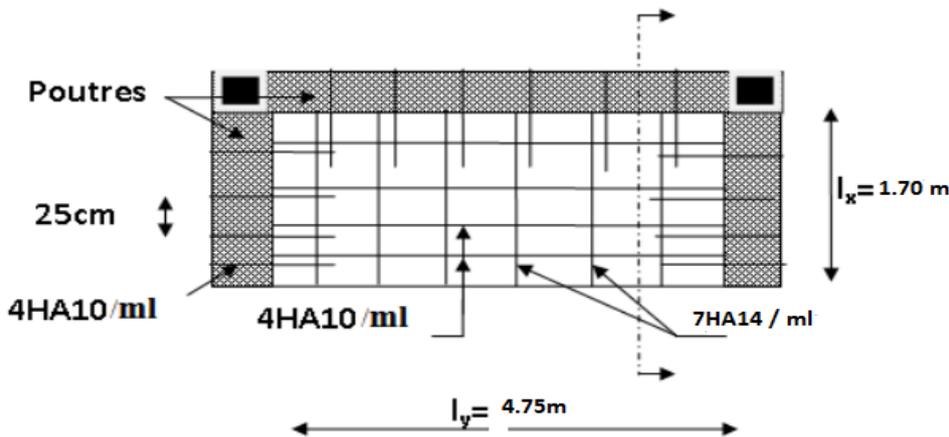
2)  $0.0082 > 0.005$  ..... Condition non vérifiée

**Vérification de la flèche à l'ELS :**

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf	f <sub>adm</sub>	obs
4.81	12068.73	24040	0.57	0.83	1.93	2.5	3.03	9.50	vér

**Tableau III.23 :** Vérification de la flèche à l'ELS.

**Schéma de ferrailage :**



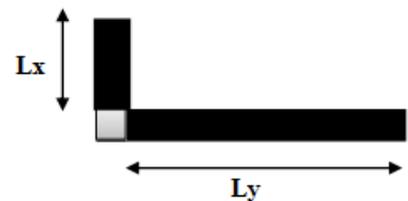
**Figure III.10:** schéma de ferrailage de la dalle plane sur 3 appuis.

➤ **Dalle sur 2 appuis :**

$L_x = 1.20 \text{ m}$

$L_y = 1.70 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.70 > 0.40$  La dalle travaille dans les deux sens.



**Figure III.13:** Dalle sur Deux appuis.

**Calcul des sollicitations**

- A L'ELU  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.81 \text{ KN.m/}$

- A'ELS  $q_s = G + Q = 8.36 \text{ KN.m/}$

**Calcul de M<sub>X0</sub> et M<sub>Y0</sub> :**

- A L'ELU :

$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0684 \times 11.81 \times 1.2^2 = 1.16 \text{ KN.m.}$

$$M_0^y == \mu_y \times M_0^x = 0.4320 \times 1.16 = 0.501 \text{ KN.m.}$$

- A L'ELS :

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0743 \times 8.26 \times 1.2^2 = 0.883 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y == \mu_y \times M_0^x = 0.5817 \times 0.883 = 0.513 \text{ KN.m.}$$

**Calcul des moments compte tenu de l'encastrement En travée :**

- A L'ELU :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 1.16 = 0.986 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 0.501 = 0.425 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 0.883 = 0.751 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 0.513 = 0.436 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$\text{ELU : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 0.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 0.441 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Avec : dx = 12 cm et dy = 11 cm

		$M_i(\text{kn.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	x-x	0.986	0.00479	0.00625	0.119	0.23	1.12	4HA8=2.01
	y-y	0.425	0.00238	0.00375	0.111	0.11	1.17	4HA8=2.01
Appuis		- 0.58	0.00283	0.00375	0.119	0.14	1.12	4HA8=2.01

**Tableau.III.24:** Ferraillage de la dalle sur deux appuis

Condition de non fragilité :

$$e > 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \quad \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 \times \rho)}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ pour acier } f_e E400$$

$$A_{min}^x = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = 1.17 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{min}^x, A_{min}^y = 4HA8=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Calcul de l'espacement :**

- Sens x-x :  $St \leq 100/4 = 25 \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  Vérifiée on opte  $St=25 \text{ cm}$
- Sens y-y :  $St \leq 100/4 = 25 \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  Vérifiée on opte  $St=25 \text{ cm}$

**a) Vérification à l'ELU**

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right]$$

$$V_x = V_{\max} = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} \longrightarrow V_x = \frac{11.81 \times 1.2}{2} \times \frac{1.7^4}{1.2^4 + 1.7^4} = 7.88 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.065 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée donc pas d'armatures transversales}$$

**Vérification des Al vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V_{\max} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : 2.01 cm<sup>2</sup> > 0.029 cm<sup>2</sup> .... Vérifiée

**b) Vérification à l'ELS**

**Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Les résultats de vérification son résumés dans le tableau suivant :

	sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obser
travée	x-x	0.751	2.01	2.40	3239.42	0.55	15	vérifier
	y-y	0.436	2.01	2.29	2687.59	0.47	15	vérifier
Appuis	x-x	0.441	2.01	2.40	3239.42	0.32	15	vérifier

**Tableau.III.25:** vérification des contraintes dalle sur deux appuis

➤ **état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M t x}{20 \times M 0 x} \right) \quad \frac{0.14}{1.2} \geq (0.037; 0.042) \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.00167 < 0.005 \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

Schéma de ferrailage :

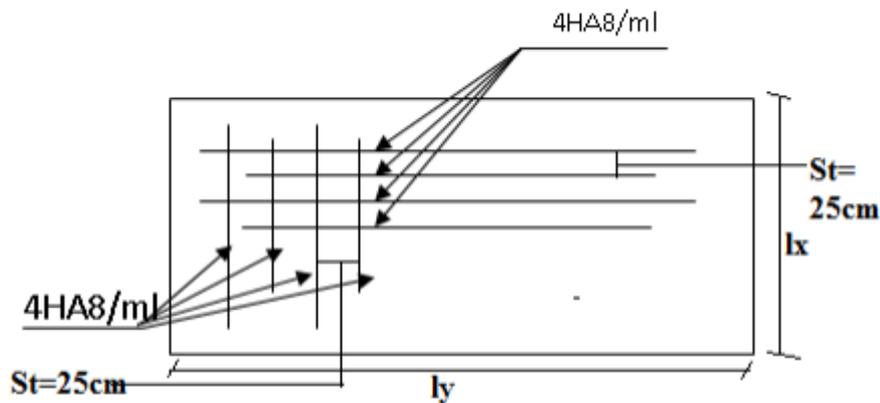


Figure III.14: schéma de ferrailage de la dalle plane sur 2 appuis.

### III.4 Etude de l'ascenseur :

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

DM : LA charge due à l'ascenseur = 51 kN

PM : la charge due à la machine = 15

FC : poids de la cuvette = 145 kN Fig. III.17 : Cage de l'ascenseur

Charge nominale (poids de 8 personnes) = 630 Kg

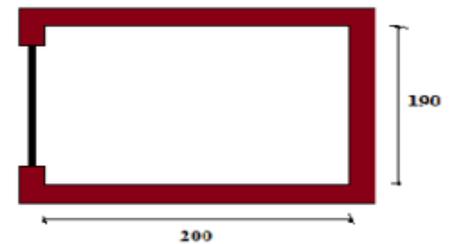


Figure.III.15:Cage de l'ascenseur

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine sont  $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine :  $BS = 200 \text{ cm}$  ;  $TS = 190 \text{ cm}$

#### III.4.1 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a et donc une surface  $S = 3.8 \text{ m}^2$

La dalle du local a machine reprend des charges importantes alors on prend une épaisseur  $h = 20 \text{ cm}$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

On a un revêtement en béton d'épaisseur ( $e = 4 \text{ cm}$ )

$$G_1 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN}$$

$$G_2 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN.} \quad \text{Poids de la dalle en béton armé}$$

$$G = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ KN}$$

$$G' = \frac{fc}{s} = \frac{145}{3.8} = 38.15 \text{ KN} \quad \text{Poids de la machine.}$$

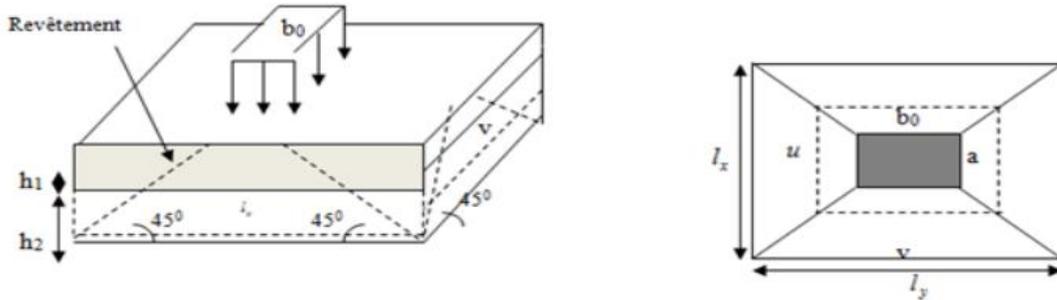
$$G_{\text{totale}} = 5.88 + 38.15 = 44.03 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

• **Charge concentré :**



**Figure III.16:** Schéma de charge concentré.

La charge concentrée est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens  $y-y'$

On calcule le rectangle d'impact ( $u, v$ ).

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1$$

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi = 1$ )

On a une vitesse  $V = 1.6 \text{ m/s}$   $a_0 = 90 \text{ cm}$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$U = 90 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 118 \text{ cm}$$

$$V = 100 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 128 \text{ cm}$$

Calcul à l'ELU :

Calcul des sollicitations :

$$M_x = pu \times (M_1 + v \times M_2)$$

$$M_y = pu \times (M_2 + v \times M_1)$$

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M_1$  et  $M_2$  : sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le BAEL91 :

$$p = D_m + P_m + P_{pers} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$p_u = 1,35 \times P = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont données en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 ; \frac{u}{l_x} = \frac{118}{190} = 0.62 ; ; \frac{v}{l_y} = \frac{128}{200} = 0.64$$

En se référant à l'abaque PIGEAU (**Annexe III**) on trouve :

$$M_1 = 0.076 ; M_2 = 0.076$$

$$M_{x1} = p_u \times M_1 = 97.60 \times 0.076 = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2 = 97.60 \times 0.076 = 7.41 \text{ KN.m}$$

**Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = 0.95 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0410 & (\text{Annexe I}) \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.44 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 9.44 \times 1.9^2 = 1.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8875 \times 1.39 = 1.24 \text{ KN.m}$$

**La superposition des moments donne :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.41 + 1.39 = 8.8 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.41 + 1.24 = 8.65 \text{ KN.m}$$

**moment en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 8.8 = 7.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 8.65 = 7.35 \text{ KN.m}$$

**moment aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -3.74 \text{ KN.m (intermédiaire)}$$

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -2.24 \text{ KN.m (rive)}$$

**calcul du ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de longueur et en prenant  $d_x = 18 \text{ cm}$  et  $d_y = 17 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		M <sub>i</sub> (kn.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
travée	x-x	7.48	0.0162	0.0212	0.178	1.20	1.64	4HA8=2.01
	y-y	7.35	0.0179	0.023	0.168	1.25	1.60	4HA8=2.01
Appuis		-3.74	0.00812	0.0112	0.179	0.6	1.64	4HA8=2.01

**Tableau. III.26:**ferraillage de la dalle sous charge concentrées.

**a) Vérification à L'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$e > 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 \times \rho)}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$A_{\min}^x = 1.64 \text{ cm}^2 ; A_{\min}^y = 1.60 \text{ cm}^2$

Donc on ferraille les deux sens avec A= 4HA8= 2 .01 cm<sup>2</sup>

**Calcul de l'espacement :**

- Sens x-x :  $St \leq 100 / 4 = 25 \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  Vérifiée onopte St=25 cm
- Sens y-y :  $St \leq 100 / 4 = 25 \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  Vérifiée on opte St=25 cm

**- Vérification au poinçonnement :**

Une dalle soumise à une charge concentré risque de se poinçonner donc il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

qu : charge concentrée à L'ELU

e : épaisseur total de la dalle

UC =2(U+V) = 492 Cm (périmètre du rectangle d'impact au niveau de feuillet moyen de la dalle).

$$97.60 \text{ KN} \leq 0.045 \times 492 \times 0.20 \times \frac{25}{1.5} = 738 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a  $U \neq V \rightarrow$  milieu de U :  $V_u = \frac{qu}{2u+v} = 26.81 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{0.02681}{1 \times 0.18} = 0.149 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

pas d'armature transversale

**b) Vérification à l'ELS :**

**Les moments engendrés par le système de levage :**

$q_{Ser} = P = 72.3 \text{ KN}$

$M_{x1} = ps \times (M_{1+v} \times M_2)$

$$M_{y1} = ps \times (M_2 + v \times M_1)$$

Avec :  $v$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$$M_{x1} = (0.076 + 0.2 \times 0.076) \times 72.3 = 6.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.076 + 0.2 \times 0.076) \times 72.3 = 6.60 \text{ KN.m}$$

**Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = G + Q = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.95$$

$$\mu_x = 0.0483 \quad (\text{Annexe I})$$

$$\mu_y = 0.9236$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0483 \times 6.88 \times 1.9^2 = 1.19 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_0^x = 0.9236 \times 1.19^2 = 1.10 \text{ KN.m.}$$

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.6 + 1.19 = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.6 + 1.10 = 7.70 \text{ KN.m}$$

**moment en travée :**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 7.79 = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 7.70 = 6.53 \text{ KN.m}$$

**moment aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -3.31 \text{ KN.m (intermédiaire)}$$

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -1.98 \text{ KN.m (rive)}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

on a une fissuration peut nuisible donc on vérifie la contrainte de béton comprimé :

Les résultats de vérification son résumés dans le tableau suivant :

	sens	$M_t$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obser
travée	x-x	6.62	2.01	3.00	7683.75	2.58	15	vérifier
	y-y	6.53	2.01	2.90	6807.08	2.78	15	vérifier
Appuis	x-x	3.31	2.01	3.00	7683.75	1.29	15	vérifier

**Tableau III.27 :** vérification des contraintes.

➤ **état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}\right) \quad \frac{0.20}{1.9} \geq (0.037; 0.105) \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{2.01}{100 \times 18} = 0.00116 < 0.005 \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche est inutile

Schéma de ferrailage :

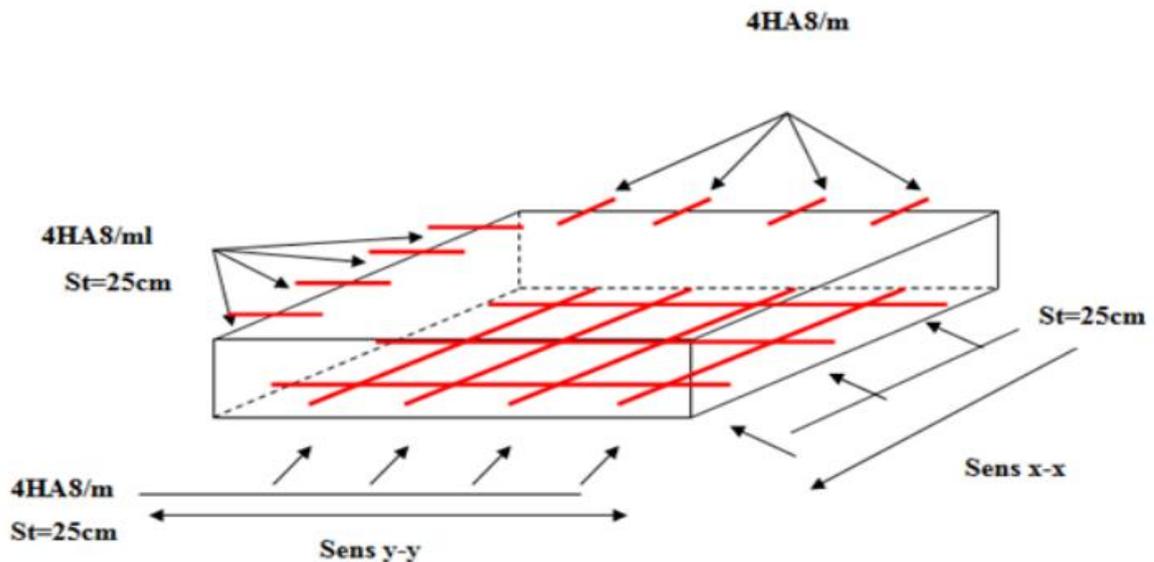


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la dalle plane de locale machine.

- Dalle qui sert d'appuis à l'ascenseur.(cas d'un charge répartie )

$$L_x=1.90 \text{ m} ; l_y=2.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.40 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.95 \begin{cases} \mu_x = 0.0410 & (\text{Annexe I}) \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

Les sollicitation :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(44.03) + 1.5(1) = 60.95 \text{ KN.m}$$

$$Q_s = G + Q = 44.03 + 1.5 = 45.53 \text{ KN.m}$$

- A L'ELU :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 60.95 \times 1.9^2 = 9.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8875 \times 9.02 = 8.005 \text{ KN.m.}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement En travée :

- A L'ELU :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 9.02 = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 8.005 = 6.80 \text{ KN.m}$$

moment aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -3.83 \text{ KN.m (intermédiaire)}$$

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -2.29 \text{ KN.m (rive)}$$

**Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

		$M_i$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	x-x	7.66	0.0166	0.021	0.178	1.23	1.64	4HA8=2.01
	y-y	6.80	0.0165	0.021	0.168	1.16	1.60	4HA8=2.01
Appuis		- 3.83	0.00832	0.011	0.179	0.61	1.64	4HA8=2.01

**Tableau III.28** ferrailage de la dalle sous charge répartie.

**Condition de non fragilité :**

$$e > 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 \times \rho)}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right.$$

$$A_{min}^x = 1.64 \text{ cm}^2 ; A_{min}^y = 1.60 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille les deux sens avec  $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Calcul de l'espacement :**

- Sens x-x :  $St \leq 100/4 = 25 \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  Vérifiée on opte  $St = 25 \text{ cm}$
- Sens y-y :  $St \leq 100/4 = 25 \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  Vérifiée on opte  $St = 25 \text{ cm}$

**a) Vérification à l'ELU****Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right]$$

$$V_x = V_{max} = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} \longrightarrow V_x = \frac{60.95 \times 1.9}{2} \times \frac{2^4}{1.9^4 + 2^4} = 31.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.90 \times 10^3}{1 \times 0.18} = 0.177 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée donc pas d'armatures}$$

transversales

**Vérification à l'ELS :****État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$q_s = G + Q = 44.03 + 1.5 = 45.53 \text{ KN/m}$$

À l'ELS : ( $V = 0.2$ )

$$\mu_x = 0.0483 \quad (\text{Annexe I})$$

$$\mu_y = 0.9236$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0483 \times 45.53 \times 1.9^2 = 7.93 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9236 \times 7.93 = 7.33 \text{ KN.m.}$$

**Calcul des moments compte tenu de l'encastrement En travée :**

- **A L'ELU :**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 7.93 = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 7.33 = 6.23 \text{ KN.m}$$

**moment aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -3.37 \text{ KN.m (intermédiaire)}$$

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -2.02 \text{ KN.m (rive)}$$

➤ **vérification des contraintes :**

on a une fissuration peut nuisible donc on vérifie la contrainte de béton comprimé :

Les résultats de vérification son résumés dans le tableau suivant :

	sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obser
travée	x-x	6.74	2.01	3.00	7683.75	2.63	15	vérifier
	y-y	6.23	2.01	2.90	6807.08	2.65	15	vérifier
Appuis	x-x	3.37	2.01	3.00	7683.75	1.31	15	vérifier

**Tableau. III.29 :** vérification des contraintes.

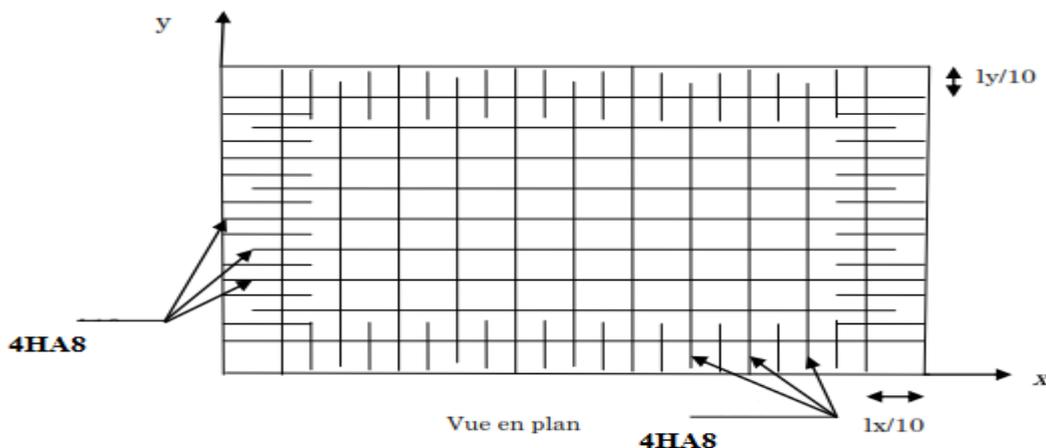
➤ **état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

- 1)  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M t x}{20 \times M_0 x}\right) \quad \frac{0.20}{1.9} \geq (0.037; 0.105) \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 2)  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{2.01}{100 \times 18} = 0.00116 < 0.005 \dots \dots \text{vérifiée}$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche est inutile

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.18 :** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous (sous charge répartie)

**III.5 Etude des escaliers**

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h. le dimensionnement et le poids des escaliers sont calculés dans le chapitre II

Nous avons un seule type d'escalier reliant les différent étage qui est de type escalier a deux volée avec un cartier tournant (escalier balancée).

**III.5.1 Chargement et sollicitations :**

• **La volée :**

- e = 15 cm
- $G_v = 7.745 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

• **Le palier :**

- e = 15 cm
- $G_p = 5.06 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**Combinaison des charges :**

$G_v$  = poids propre de la volée.

$G_p$  = poids propre de palier.

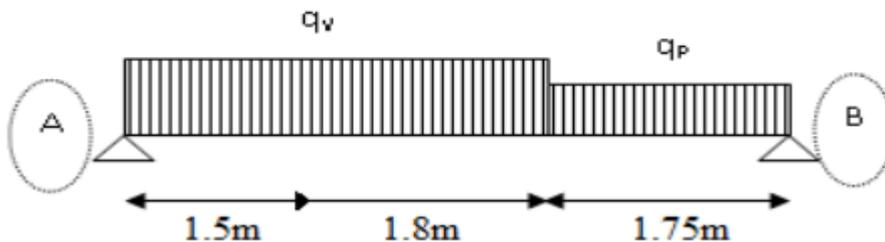
**Pour la volée :**

- ELU :  $q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 7.97 + 1.5 \times 2.5 = 14.50 \text{ KN/m}$
- ELS :  $q_s = G_v + Q_v = 7.97 + 2.5 = 10.47 \text{ KN/m}$

**Pour le palier :**

- ELU :  $q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 2.5 = 10.64 \text{ KN/m}$
- ELS :  $q_s = G_p + Q_p = 5.11 + 2.5 = 7.61 \text{ KN/m}$

**Calcul des sollicitations :**



**Figure III.20:** schéma statique de la charge de l'escalier.

$$\sum M/A = 5.05R_B - 3.3 \times 14.50 \times (3.3) \times 1.61 - 10.64 \times (1.75) \times 4.175$$

$$R_B = 31.02 \text{ KN}$$

$$R_A = 35.45 \text{ KN}$$

**Effort tranchant et moment fléchissant :**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 < x < 3.3 \text{ m}$$

$$T(x) = 35.45 - 14.50x$$

$$T(0) = 35.45 \text{ KN}$$

$$T(3.3) = -12.40 \text{ KN}$$

$$M(x) = 35.45x - 7.25x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3.3) = 38.03 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dm}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 0 ; x = 2.44 \text{ m}$$

$$M_0^{\max} = 43.33 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = R_A = 35.45 \text{ KN}$$

**Calcul des moments réels**

$$M_r^{\max} = 0.75 \times 43.33 = 32.50 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 43.33 = -21.66 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations max sur l'escalier :

	qv	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	V <sup>max</sup> (KN)
ELU	14.50	43.33	32.50	-21.66	35.45
ELS	10.47	31.25	23.44	-15.62	25.57

**Tableau III.30 :** les sollicitations max sur l'escalier .**III.5.2 Ferrailage à L'ELU :**Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100x15) cm<sup>2</sup>

	M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	32.50	0.135	0.182	0.120	7.78	1.56	7HA12
Appuis	21.66	0.090	0.118	0.123	5.06	1.56	5HA12

**Tableau. III.31 :** ferrailage de la volée.➤ **Calcul des armatures de répartitions**

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à A/4 alors :

$$\text{en travée : } A_r = \frac{As}{4} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{en appuis : } A_r = \frac{As}{4} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : en travée 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

En appuis 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement des armatures :**

**Armatures longitudinales**

En appuis :  $St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$

En travée :  $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$

Armatures transversales :

Armatures de repartitions :  $St = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm})$

**a) Vérifications à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité**

**Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 1.56\text{cm}^2 < 5.06\text{cm}^2 \text{ vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 1.56\text{cm}^2 < 7.78\text{cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

T=35.45 KN

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0.13 \times fc_{28} ; 4\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{0.0354}{1 \times 0.13} = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée (pas de risque de cisaillement).}$$

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{fe} \text{ avec : } A_l = (7.92 + 5.65) = 13.57 \text{ cm}^2$$

$$13.57 \geq \frac{1.15 \times 35.45}{400} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b) Vérification A L'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obser
travée	23.44	7.92	4.49	11620.8	8.87	15	vérifier
Appuis	15.62	5.65	3.92	8995.21	6.77	15	vérifier

Tableau. III.32: vérification des contraintes à l'ELS.

• état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$1) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad ; \quad \frac{7.78}{100 \times 13} = 0.0059 < 0.005 \dots \text{non vérifiée}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche.

f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf	f <sub>adm</sub>	obs
1.051	2.586	3.711	5.125	5.99	10.05	vér

Tableau. III.33 : vérification de la flèche à L'ELS.

➤ Schéma de ferrailage :

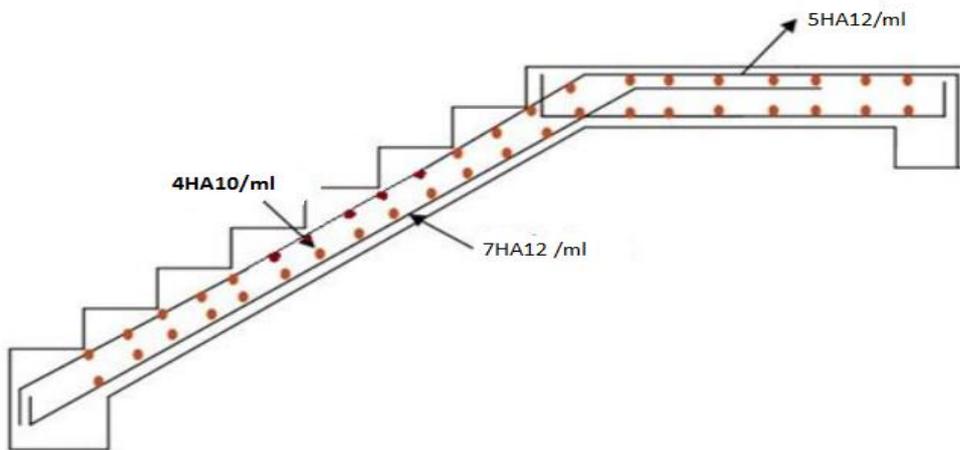


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la volée 2.

III.6 Etude de la poutre palière (incliné) :

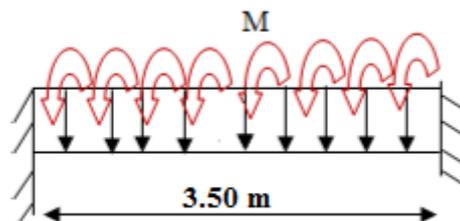
Notre poutre palière est soumise à son poids propre plus le poids de la cloison, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réactions d'appuis ainsi qu'aux moments de torsions.

III.6.1 Pré Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \quad 23.33 \leq h \leq 35$$

Soit h= 35cm et b=30cm



➤ **Vérification des conditions du RPA :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003)(art 7.5.1), on doit satisfaire les conditions

suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm} ; b=30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} ; h=35 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad \frac{35}{30} \leq 4$$

b c'est la largeur de la poutre et h c'est la hauteur de la poutre.

Les trois conditions sont vérifiées

La poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à son poids propre :

**III.6.2 Calcul à la flexion simple :**

la poutre est soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la poutre  $G_0 = 25 \times 0.35 \times \frac{0.3}{\cos 8.29} = 2.65 \text{ KN}$
- La charge transmise par l'escalier :

ELU :  $R_A = 35.45 \text{ KN}$ .

ELS :  $R_A = 31.02 \text{ KN}$ .

Poids de cloison :  $P_m = 1.19 \times 2.85 / \cos 8.29 = 3.42 \text{ KN/m}$

Poids total :  $P_t = 6.07 \text{ KN/m}$

• **Calcul des sollicitations**

ELU	ELS
$P_u = 1.35 P_t + 34.77 \rightarrow q_u = 43.64 \text{ KN/m}$	$P_s = p_t + R_b \rightarrow p_s = 6.07 + 25.57 = 31.64$
$M_t = 0.75 \times \frac{p_u \times l^2}{8} = 50.11 \text{ KN}$	$M_t = 0.75 \times \frac{p_u \times l^2}{8} = 36.33 \text{ KN}$
$M_a = -0.5 \times \frac{p_u \times l^2}{8} = -33.41 \text{ KN}$	$M_a = -0.5 \times \frac{p_u \times l^2}{8} = -24.22 \text{ KN}$
$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 76.37 \text{ KN}$	

**Tableau III.34:** Calcul des sollicitations dans la poutre

• **Ferraillage**

Le tableau résume le ferraillage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	50.11	0.106	0.141	0.311	4.63	5.25	3HA12+3HA10
Appuis	33.41	0.072	0.093	0.317	3.02	5.25	3HA12+3HA10

**Tableau III.35:** Ferraillage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.

**Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

a) **Vérification à l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right]$$

$$\tau_u = \frac{0.0763}{0.3 \times 0.33} = 0.77 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Calcul de l'espacement :** D'après le CBA93 (Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$St \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 29.7 \text{ cm}$ . On opte pour  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en Appuis.

### III.6.3 Calcul à la torsion :

Le moment de torsion uniformément répartie  $M_t$  est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

- **Le moment de torsion max**

$$M_{t\max} = M_{\text{appuis}} = 21.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tor}} = 21.66 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures longitudinal :**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. B.A.E.L.91

$U$  : périmètre de la section.

$\Omega$  : section fictive.

$e$  : épaisseur de la paroi.

$A_l$  : section d'acier.

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\text{Tel que : } \Omega = (b-e) \times (h-e), e = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = 705.03 \text{ cm}^2.$$

$$u = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 106.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{0.02166 \times 1.06 \times 1.15}{2 \times 0.0705 \times 400} = 4.68 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures transversales :**

Soit  $St = 15$  cm en travée et 10cm en appuis.

$$A_{min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 30 \rightarrow A_{min}^t = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t'} = \frac{Mt \times st}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.57 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = A_{min}^t + A_{t'} = 0.9 + 0.57 = 1.47 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier de  $\emptyset 8 = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**Section d'armature finale :**

- **En travée :**

$$A_t = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion} = 4.63 + \frac{4.68}{2} = 6.97 \text{ cm}^2$$

Soit :  $3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$

- **En appuis:**

$$A_a = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion} = 3.02 + \frac{4.68}{2} = 5.36 \text{ cm}^2$$

Soit :  $3HA12 + 3HA10 = 5.75 \text{ cm}^2$

**a) Vérification à L'ELU**

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS^2} \times \tau_{T^2}} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

On a  $V_{max} = 76.37 \text{ KN}$ ,  $\tau_{flexion} = 0.76 \text{ MPa}$

$$\tau_{tor} = \frac{Mt}{2 \times \Omega \times e} \frac{0.021.66}{2 \times 0.0705 \times 0.0583} = 2.63 \text{ MPa} > \tau = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b) Vérification à l'ELS**

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

**En travée :**  $M_t = 36.33 \text{ KN.m}$  ;  $y = 11.73 \text{ cm}$  ;  $I = 6.99 \times 10^{-3} \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 6.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

**En appuis :**  $M_a = 24.22 \text{ KN.m}$  ;  $y = 11.19 \text{ cm}$  ;  $I = 5.50 \times 10^{-3} \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

• **Evaluation de la flèche :**

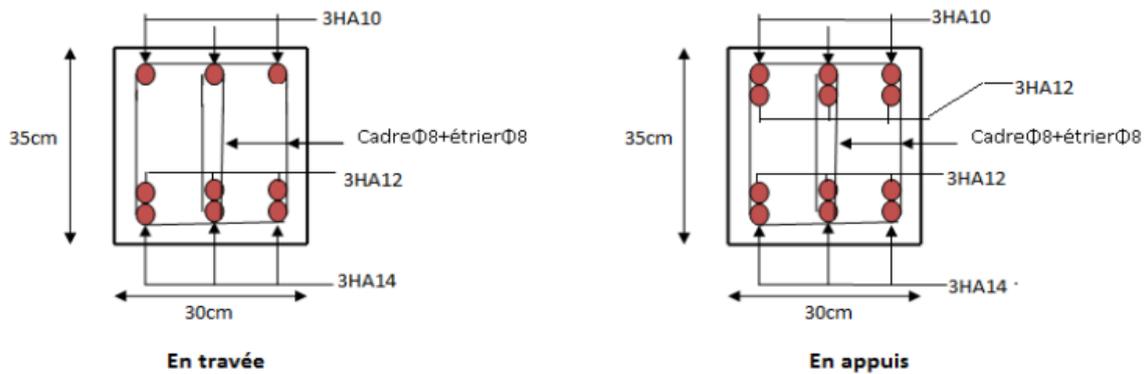
La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} = 0.1 \text{ cm} > \frac{1}{16} = 0.062 \text{ cm}$$

- $\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{Mt}{10 \times Mo} = 0.075$
- $\frac{A}{b \times d} 0.0089 \leq \frac{4.2}{f_e} 0.0105$

Tout les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage :**



**Figure. III.22:** schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.7 Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

# *Chapitre IV*

## IV.1 Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

## IV.2 Modélisation :

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout l'élément puis toute la structure .L'étude de notre structure se fait à l'aide du logiciel **ETABS2016 16.2.0** pour faciliter le calcul.

## IV.3 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) Par la méthode statique équivalente ;
- 2) Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- 3) Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.3.1 Méthode statique équivalente

#### a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

#### b) Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique  $V$  ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération

Maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que

l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\implies A = 0.15$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99/2003 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

**Q** : Facteur de qualité. **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_i^6 Pq$$

**Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère q	Observation Sens x-x	pénalité	Observation Sens y-y	pénalité
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0

**Tableau IV.1:** Valeurs des pénalités Pq .

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.20$ .

**W** : Poids total de la structure.

La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments à usage d'habitation. Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta + W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le tableau 4.5 du RPA99/2003.

Concernant ce projet, il y'a des niveaux à usage d'habitation, le RDC destiné au commerce donc le coefficient de pondération β = 0.2 (usage d'habitation) et 0.3 pour l'usage commercial.

**W<sub>G</sub>**= 43962.21 KN.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction D'amortissement (η). On a :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme (S<sub>2</sub>).

Donc T<sub>1</sub>=0.15 s ; T<sub>2</sub> =0.4 s      **RPA (Tableau 4.7)**

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Ou ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Tableau donnant les valeurs de ξ(%) **RPA 99/2003**

On prend : 7+10/2 = 8.5% pour un contreventement mixte.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 > 0.7$$

T : période fondamentale de la structure

T = min (T<sub>x,y</sub> ; T)

- T = C<sub>T</sub> h<sup>3/4</sup> .....(1) **RPA99 (Formule 4-6).**
- T<sub>x,y</sub> =  $\frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$  .....(2) **RPA99 (Formule 4-7).**

H<sub>n</sub>=Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_n = 40.40 \text{ m}$$

$C_T = 0.05$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le **tableau 4.6** du **RPA 99/2003**

$$T = 0.05 \times 40.40^{3/4} = 0.80 \text{ s} \dots \dots \dots (1)$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23.05 \text{ m} \implies T_x = 0.75 \text{ s} \implies T_x = \min(T_x; T) = 0.75 \text{ s}$$

$$L_y = 17.80 \text{ m} \quad T_y = 0.86 \text{ s} \quad T_y = \min(T_y; T) = 0.80$$

On a :  $T/2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$  donc :

$$D_x = 2.5 \eta \left( \frac{T^2}{T} \right)^{2/3} = 1.331$$

$$D_y = 2.5 \eta \left( \frac{T^2}{T} \right)^{2/3} = 1.275$$

#### Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique, c'est-à-dire :

$$1.3 \times T_x = 0.975 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_y = 1.04 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = 0.15 \times 1,331 \times 1.2 \times \frac{1}{5} \times 43962.21 = 2106.48 \text{ KN.}$$

$$V_y = 0.15 \times 1.275 \times 1.2 \times \frac{1}{5} \times 43962.21 = 2017.86 \text{ KN.}$$

#### IV.3.2 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la Méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du Comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes.

Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant : **RPA99/2003 Art (4.3.3) [2]**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

#### IV.4 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes

D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2) D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel **ETABS2016** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, 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 ;

– Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le etabs 2016

- **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

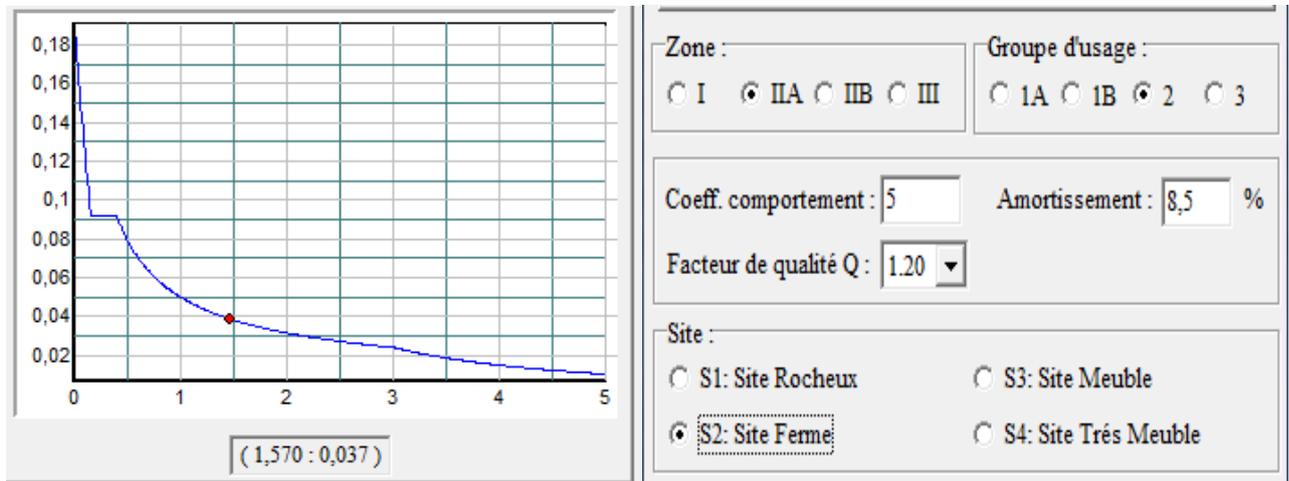


Figure IV.1 :spectre de réponse

#### IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

La disposition retenue est la suivante :

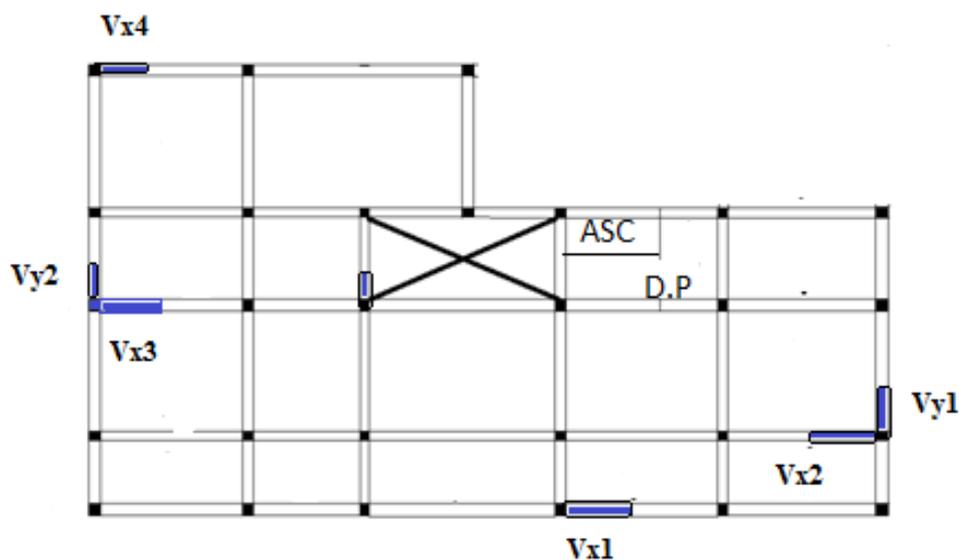
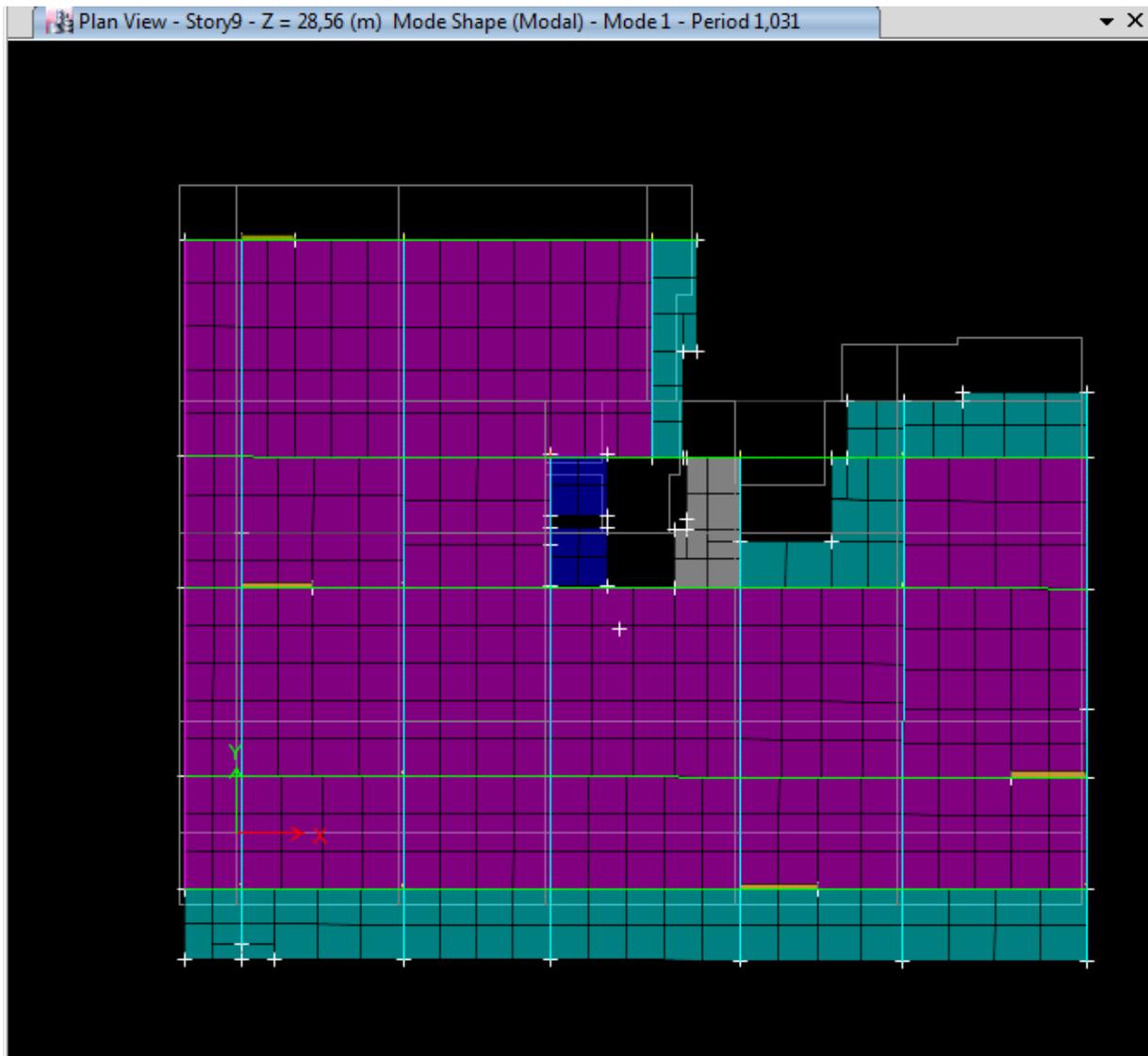


Figure IV.2 : dispositions des voiles

**IV.5.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

- **1<sup>er</sup> mode de vibration  $T= 1,031$  s (translation suivant y-y).**



**Figure IV.3 :** 1<sup>er</sup> mode de vibration  $T= 1,031$  s (translation suivant y-y).

- 2<sup>ém</sup> mode de vibration  $T= 0.859$  s (translation suivant x-x).

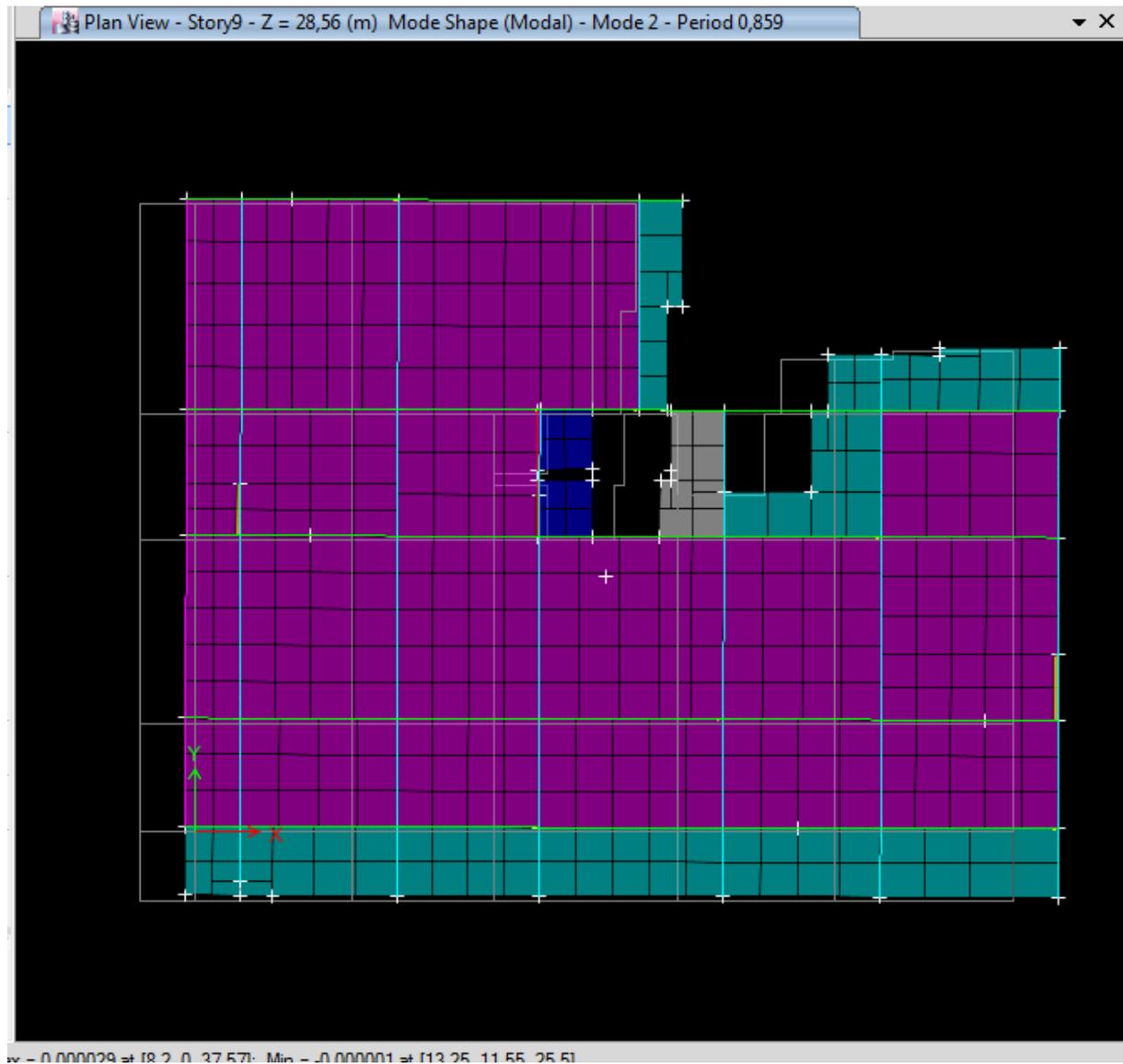


Figure IV.4 : 2<sup>ém</sup> mode de vibration  $T= 0.859$  s (translation suivant x-x).

➤ 3<sup>ém</sup> mode de vibration  $T= 0.811$  s (torsion autour de Z)

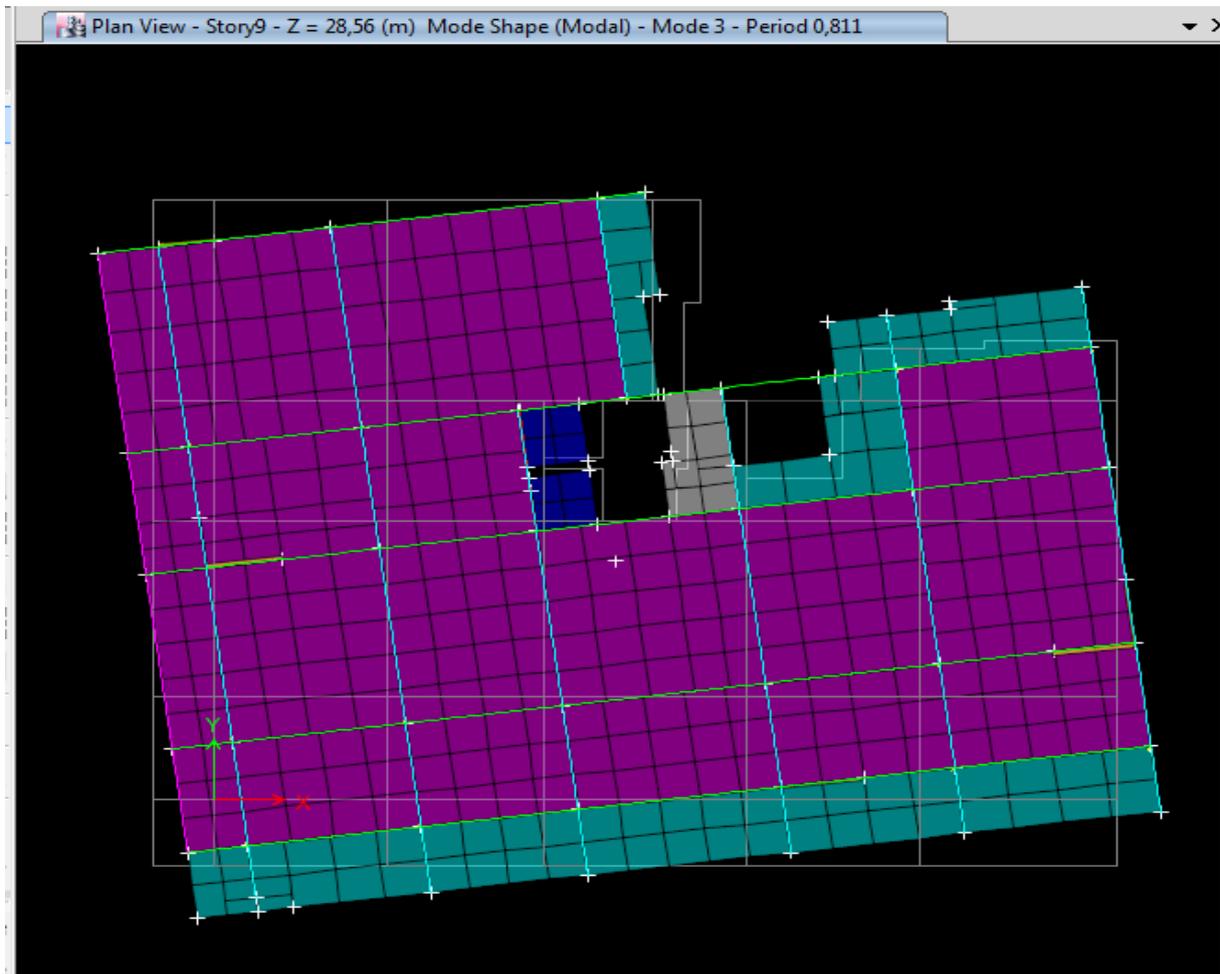


Figure IV.5 : 3<sup>ém</sup> mode de vibration  $T= 0.811$  s (torsion autour de Z)

➤ Périodes des vibrations et participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode de vibration :

modes	Périodes Seconde	Individuel mode		Comulative sum(%)	
		Ux	Uy	Ux	Uy
Mode 1	<b>1.031</b>	0.0068	0,7341	0.68	73.41
Mode 2	0.859	0.7278	0.007	73.46	74.11
Mode 3	0.811	0,0001	0.0015	73.46	74.25
Mode 4	0.368	0,0052	0.1144	74	85.69
Mode 5	0.349	0,0819	0.0045	82.19	86.14
Mode 6	0.299	0,0081	0.0024	83	86.38
Mode 7	0.236	0,0077	0.0426	83.76	<b>90.65</b>
Mode 8	0.23	0,0554	0.045	89.31	91.09
Mode 9	0.221	0,0066	0.0011	89.96	91.20

Mode 10	0.156	0,0019	0.0325	<b>90.15</b>	94.45
Mode 11	0.132	0,0277	0.0019	92.93	94.64
Mode 12	0.119	0,002	0.0001	93.13	94.65

**Tableau IV.2 :** Période de vibration et taux de participation massique

### IV.5.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

#### IV.5.3.1 Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le **RPA (art 3.4.4.a)**, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 80% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

➤ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Niveau	Charge reprise		Pourcentage reprise (%)	
	Portique	Voile	Portique ≥ 80%	Voile ≤ 20%
RDC	42311,2328	7403,7177	85.10	14.89
01	38285,1511	6149,235	86.16	13.84
02	33630,9762	5820,6103	85.24	14.76
03	29337,538	5258,3058	84.80	15.20
04	24864,5329	4872,703	83.61	16.39
05	20792,1052	4200,0824	83.19	16.81
06	16598,3033	3647,6549	81.98	18.02
07	12771,719	2830,7136	81.85	18.15
08	8779,2909	2070,0472	80.92	19.08
09	5046,6155	1082,5751	82.33	17.67
10	2822,5152	207,8239	93.14	6.86

**Tableau IV.3:** Vérification de l'interaction sous charges verticale

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux

➤ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles. Les}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

niveau	Charge reprise				Pourcentage reprise (%)			
	Portique		voile		Portique ≥ 25%		Voile ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	435,7035	627,4178	1102,4625	870,099	28.32	41.89	71.68	58.11
NIV 01	1093,6405	1217,1128	471,0186	316,4484	69.98	79.36	30.02	20.64
NIV 02	935,3569	1065,6575	544,3849	414,3418	63.21	72.01	36.79	27.99
NIV 03	1032,6695	1112,0126	362,5852	277,2227	74.01	80.04	25.99	19.96
NIV 04	817,6785	928,1408	465,6838	362,1489	63.71	71.93	36.29	28.07
NIV 05	856,9416	936,7701	299,8987	234,5493	74.07	79.97	25.93	20.03
NIV 06	605,4439	719,0436	396,4791	317,7751	60.42	69.35	39.58	30.65
NIV 07	598,5938	693,7722	233,6947	190,79	71.92	78.43	28.08	21.57
NIV 08	376,6438	488,7108	252,8631	215,6424	59.83	69.38	40.17	30.62
NIV 09	282,1414	380,1992	144,2126	93,191	66.17	80.31	33.83	19.69
NIV 10	173,0663	177,0813	33,6045	8,6991	83.74	95.31	16.26	4.69

**Tableau IV.4:** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

#### IV.5.3.2 Vérifications des périodes

On constate que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majoré de 30%.

Sens	T (calculé)	T(estimée)	Observation
x-x	0.859	0.975	Vérifiée
y-y	1.031	1.04	Vérifiée

**Tableau IV.5 :** vérifications des périodes

#### IV.5.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyv}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Résultat des forces sismique	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	0.8* V <sub>st</sub> (KN)	Observation
Sens X-X	1831,1015	2106.48	1685.18	Vérifiée
Sens Y-Y	1764,8767	2017.86	1614.29	Vérifiée

**Tableau IV.6.** Vérification de la résultante des forces sismiques

#### IV.5.3.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99/2003 Art 5.10**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage. Le déplacement

relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**.

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

niveau	Sens X-X					hk	Sens Y-Y				
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$	$\Delta K/hk$ (%)		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$	$\Delta K/hk$ (%)
RDC	0,001057	0.00528	0	0.00528	0.129	4.08	0,001372	0.00686	0	0.00686	0.168
NIV01	0,002467	0.01233	0.00528	0.00705	0.230	3.06	0,003199	0.01599	0.00686	0.00913	0.298
NIV02	0,004053	0.02026	0.01233	0.00793	0.259	3.06	0,005264	0.02632	0.01599	0.01033	0.337
NIV03	0,005674	0.02837	0.02026	0.00811	0.265	3.06	0,007387	0.03693	0.02632	0.01061	0.346
NIV04	0,00734	0.03670	0.02837	0.00833	0.272	3.06	0,009563	0.04781	0.03693	0.01088	0.355
NIV05	0,008949	0.04474	0.03670	0.00804	0.262	3.06	0,011662	0.05831	0.04781	0.01050	0.343
NIV06	0,010513	0.05256	0.04474	0.00782	0.255	3.06	0,013771	0.06885	0.05831	0.01054	0.344
NIV07	0,011927	0.05963	0.05256	0.00707	0.231	3.06	0,015738	0.07869	0.06885	0.00984	0.298
NIV08	0,013216	0.06608	0.05963	0.00645	0.210	3.06	0,017567	0.08783	0.07869	0.00914	0.298
NIV09	0,013865	0.06932	0.06608	0.00324	0.105	3.06	0,019177	0.09588	0.08783	0.00805	0.263
NIV10	0,016093	0.08046	0.06932	0.01114	0.364	3.06	0,020687	0.10342	0.09588	0.00754	0.246

**Tableau IV.7 :** Vérification des déplacements de la structure.

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1%, pour les deux sens x-x et y-y.

**IV.5.3.5 Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul après les différentes combinaisons ; qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B : l'aire de la section transversale du poteau considéré .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

niveau	poteau	B(cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (kn)	V	observation
RDC et niv 01	60*55	3300	2366,9697	0.28	Vérifier
Niv 02 et 03	55*50	2750	1807,7507	0.26	Vérifier
Niv 04 et 05	50*45	2250	1339,2292	0.23	Vérifier
Niv 06 et 07	45*40	1800	959,4708	0.21	Vérifier
Niv 08 et 09	40*35	1400	631,8209	0.18	Vérifier
Niv 10, grenier	35*30	1050	558,0203	0.21	Vérifier

**Tableau IV.8 :** Vérification de l'effort normal réduit.

On remarque que le rapport v ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les Sections des poteaux choisies sont suffisantes.

**IV.5.3.6 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

V<sub>k</sub> : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ<sub>k</sub> : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

H<sub>k</sub> : hauteur de l'étage "k".

- Si  $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière

approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - qK)$ .

- Si  $\Theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

niveau	hk (cm)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k$	Vk(kn)	$\Theta_k$	$\Delta k$	Vk(kn)	$\Theta_k$
RDC	408	43962,2158	0.00528	1830,7544	0.031	0.00686	1493,5206	0.049
NIV01	306	39332,3713	0.00705	1796,8176	0.050	0.00913	1723,7616	0.068
NIV02	306	34915,6164	0.00793	1732,3338	0.052	0.01033	1650,997	0.071
NIV03	306	30616,6715	0.00811	1637,0573	0.049	0.01061	1550,0089	0.068
NIV04	306	26317,7266	0.00833	1514,6492	0.047	0.01088	1427,7446	0.065
NIV05	306	22125,8818	0.00804	1364,1884	0.037	0.01050	1286,1248	0.059
NIV06	306	17934,0369	0.00782	1187,6586	0.038	0.01054	1128,7327	0.054
NIV07	306	13838,582	0.00707	984,0387	0.032	0.00984	952,7823	0.046
NIV08	306	9670,3664	0.00645	751,6232	0.027	0.00914	748,3294	0.038
NIV09	306	5507,1139	0.00324	496,6052	0.011	0.00805	506,8261	0.028
NIV10	306	2762,7115	0.01114	288,6559	0.034	0.00754	300,7577	0.022

**Tableau IV.9 : Vérification a L'effet P- $\Delta$ .**

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

#### IV.6. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

# *Chapitre V*

## V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

## V.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ( $30 \times 45 \text{ cm}^2$ ) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ( $30 \times 40 \text{ cm}^2$ ) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS2016** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

- \*  $1.35G+1.5Q$       \*  $G+Q+E$       \*  $0.8G+E$
- \*  $G+Q$               \*  $G+Q-E$       \*  $0.8G-E$

### V.2.1 Les recommandations du RPA99/version2003

#### a) Les armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0,5\% b \times h$  en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - \*  $4\% b \times h$  En zone courante.
  - \*  $6\% b \times h$  En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓  $40\phi_{\max}$  en zone IIa avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la *Figure V.4*, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette

même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

#### b) Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de :  $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$
  - En dehors de la zone nodale,  $S \leq h/2$   
Avec : h : La hauteur de la poutre
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

#### V.2.3 Dispositions constructives des portiques :

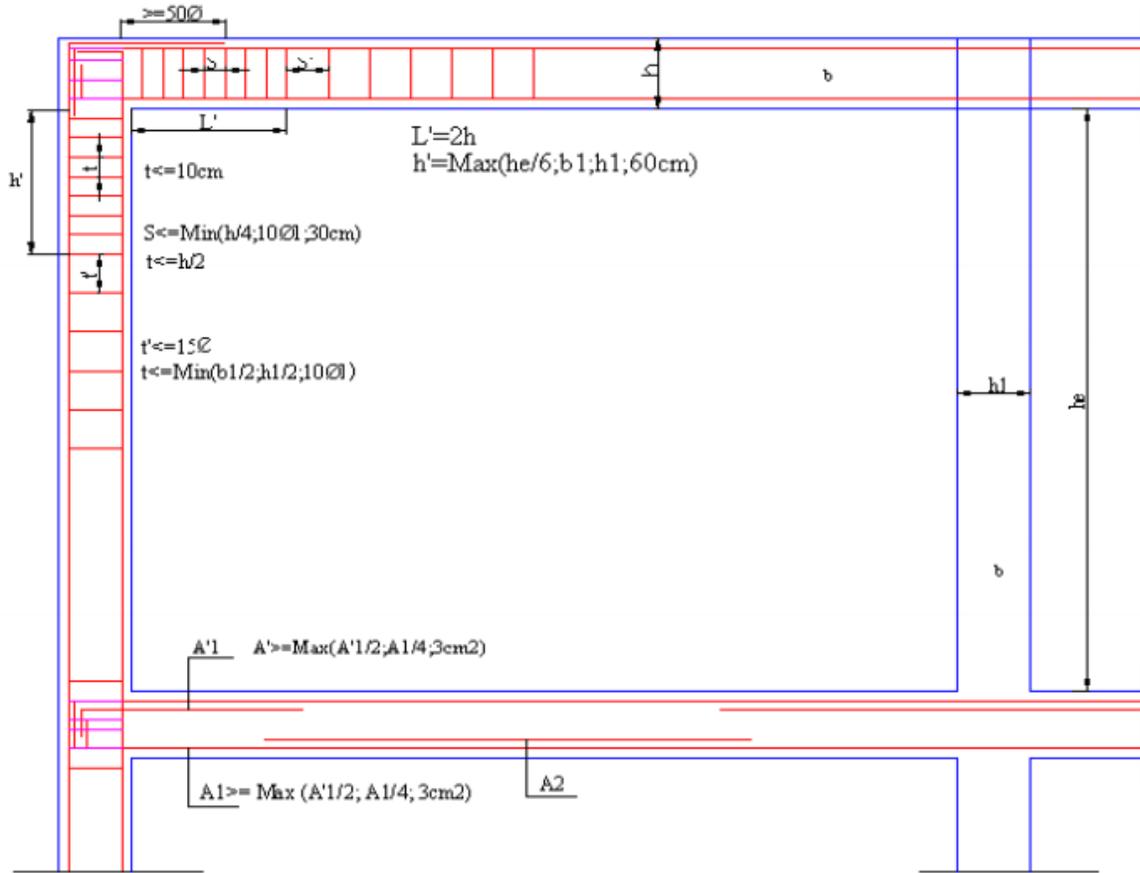


Figure V.1 : Dispositions constructives des portiques.

V.2.4. Calcul du ferrailage :

Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS 2016

Sollicitation de calculs les plus défavorables :

NIVEAU	Poutre principale					Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>t service</sub>	M <sub>ap service</sub>	V (KN)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V (KN)
RDC	97,6442	173,4845	123.74	69.60	140,988	83.96	100,7956	75,799
Etage courant	97,3198	158,5894	86.85	124.37	146.112	109,6799	133,5015	87,5937
T.innaccible	91,1305	137,7247	80.28	98.50	135.58	44,4999	86,9736	55,9622

Tableau V.1 : Sollicitation de calculs les plus défavorables.

➤ **Armatures longitudinales**

**Calcul du moment ultime :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 = \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \quad ; \quad z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

Si  $\mu_{bu} \geq \mu_l$  alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec :  $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$ .

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	Principales	30×45	Appuis	11,72	6,75	<b>6HA16=12,06</b>
			Travées	6,25		<b>3HA14+3HA12=8,01</b>
	Secondaires	30×40	Appuis	7,4	6	<b>3HA14+3HA12=8,01</b>
			Travées	5,99		<b>6HA12=6,79</b>
Etages courants	Principales	30×45	Appuis	10,43	6,75	<b>3HA16+3HA14=10,65</b>
			Travées	6,23		<b>3HA14+3HA12=8,01</b>
	Secondaires	30×40	Appuis	10,11	6	<b>3HA16+3HA14=10,65</b>
			Travées	8,06		<b>6HA14=9,24</b>
Terrasse inaccessible	Principales	30×45	Appuis	9,06	6,75	<b>2(3HA14)=9,24</b>
			travées	5,7		<b>3HA14+3HA12=8,01</b>
	Secondaires	30×40	Appuis	6,3	6	<b>6HA12=6,79</b>

			travées	3,09		<b>6HA12=6,79</b>
--	--	--	---------	------	--	-------------------

**Tableau V.2** : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

➤ **Longueur de recouvrement**

$l_r \geq 40 \times \Phi$  **RPA99/2003** (Art 7.5.2.1)

$\phi = 16\text{mm}$  :  $l_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ , on adopte:  $l_r = 70\text{cm}$ .

$\phi = 14\text{mm}$  :  $l_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ , on adopte:  $l_r = 60\text{cm}$ .

$\phi = 12\text{mm}$  :  $l_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ , on adopte:  $l_r = 50\text{cm}$ .

**Armatures transversales**

➤ **Diamètre des armatures transversales** (poutres principales et secondaires):

$\Phi_t \leq \min(\Phi_{1\text{min}}; h/35; b/10)$  **BAEL91** (Article H.III.3)

$\Phi_t \leq \min(1.2; 45/30; 30/10) = 1.2\text{ cm}$

Soit :  $\Phi = 8\text{ mm}$ .

On adopte :  $A_t = 4T8 = 1$  cadre T8+1 étrier T8=2.01cm<sup>2</sup>.

➤ **LES DIFFERENTES VERIFICATIONS :**

**Vérification à L'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} = 1.63\text{cm}^2 \text{ vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

**Pour les poutres principales :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{140.988 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 1.118\text{MPa} \leq 3.25\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

**Pour les poutres secondaires :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{75.799 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.682\text{MPa} \leq 3.25\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

**Cisaillement :**

$$\text{Appuis de rives : } A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e} \quad (1)$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \quad (2)$$

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ma (MN.m)	V (MN)	(1) cm <sup>2</sup>	(2) Cm <sup>2</sup>
Poutres principales	RDC	11.72	173.48 × 10 <sup>-3</sup>	140.98 × 10 <sup>-3</sup>	4.05	-0.91
	Etage courants	10.43	158.58 × 10 <sup>-3</sup>	146.11 × 10 <sup>-3</sup>	4.2	-0.78
	Terrasse inaccessible	9.06	137.72 × 10 <sup>-3</sup>	135.58 × 10 <sup>-3</sup>	3.9	-0.65
Poutres secondaires	RDC	7.4	100.79 × 10 <sup>-3</sup>	75.79 × 10 <sup>-3</sup>	2.17	-0.65
	Etage courant	10.11	133.50 × 10 <sup>-3</sup>	87.59 × 10 <sup>-3</sup>	2.51	-9
	Terrasse inaccessible	6.3	86.97 × 10 <sup>-3</sup>	55.96 × 10 <sup>-3</sup>	1.6	-0.58

**Tableau V.3 :** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement au voisinage des appuis

(1) : appui de rive      (2) : appui intermédiaire

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \leq 0 \Rightarrow \text{aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant}$$

**Vérification à l'ELS :**

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

Aucune vérification à faire car la fissuration, est peu préjudiciable.

**Etat limite de compression du béton :**

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12};$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (MN.m)	I (m)	Y (m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Principales	Appuis	69.6*10 <sup>-3</sup>	2.27*10 <sup>-3</sup>	0.18	5.51	Vérifiée
	Travées	123.7*10 <sup>-3</sup>	2.27*10 <sup>-3</sup>	0.21	11.44	Vérifiée
Secondaires	Appuis	49.89*10 <sup>-3</sup>	1.6*10 <sup>-3</sup>	0.14	4.36	Vérifiée
	Travées	28.92*10 <sup>-3</sup>	1.6*10 <sup>-3</sup>	0.15	2.71	Vérifiée

**Tableau V.4:** Vérification de l'état limite de compression du béton.

**Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

Poutre	h <sub>t</sub> (cm)	b(cm)	L(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	45	30	6.30	8.01	0.071 ≥ 0.06	0.071 ≥ 0.032	0.006 ≤ 0.01
Secondaire	40	30	5.50	6.79	0.072 ≥ 0.06	0.07 ≥ 0.034	0.006 ≤ 0.01

**Tableau V.5 :** Vérification de la flèche pour les poutres.

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul des flèches est inutile.

➤ **Schéma de ferrailage :**

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau suivant :

Types de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	30*45		
Secondaire	30*40		

Tableau V.6 : ferrailage des poutres principales et secondaires (RDC).

Types de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	30*45		

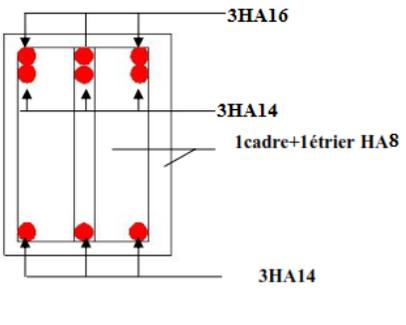
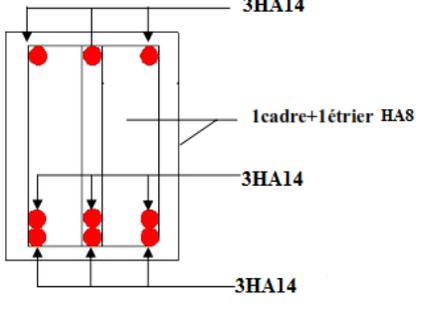
Secondaire	30*40		
------------	-------	---	---

Tableau V.7 : ferrailage des poutres principales et secondaires (étage courant).

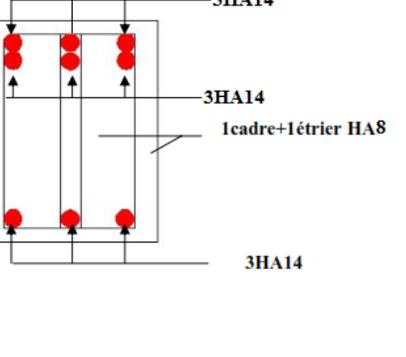
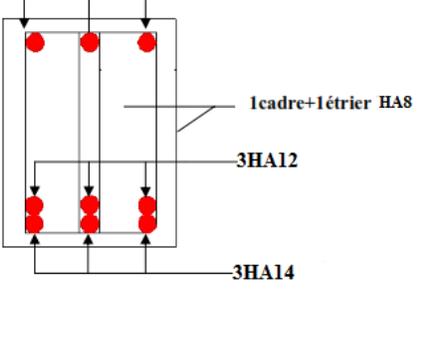
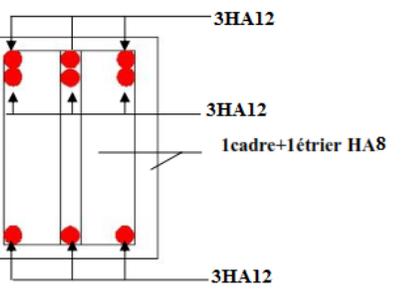
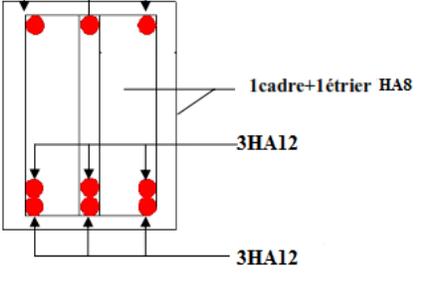
Types de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	30*45		
Secondaire	30*40		

Tableau V.8 : ferrailage des poutres Terrasses inaccessibles.

### V.3 Étude des poteaux :

#### V.3.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la

flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

✓  $1.35 G + 1.5 Q \dots \dots \dots (1)$

✓  $G + Q \dots \dots \dots (2)$

✓  $G + Q + E \dots \dots \dots (3)$

✓  $G + Q - E \dots \dots \dots (4)$

✓  $0.8 G + E \dots \dots \dots (5)$

✓  $0.8 G - E \dots \dots \dots (6)$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant : ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Moment maximum et effort normal correspondant : ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

### V.3.2 Recommandations du RPA99/2003:

#### a) Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{\min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.
- ✓ La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h$ .

$$l = h'2$$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b1; h1; 60cm\right)$$

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courant	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
RDC et 1	60× 55	22.4	132	198
2 et 3	55 × 50	22	110	165
4 et 5	50 × 45	18	90	135
6 et 7	45 × 40	14.4	72	108
8 et 9	40 × 35	11.2	56	84
10 et grenier	35 × 30	8.4	42	63

**Tableau V.9 :** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

**b) Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times Vu}{h_1 \times f_e}$$

- ✓  $Vu$  : L'effort tranchant de calcul.
- ✓  $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- ✓  $f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓  $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort

tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- $t$  : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**  $t \leq \text{Min}(10, 15 \text{ cm})$ . En zone IIa.

- **Dans la zone courante :**  $t' \leq 15\phi_l$  En zone IIa.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{At}{t \times b_1}$  en % est donnée comme suite :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\max} = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  : Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 minimum  $\phi$ .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.3.3 Les sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
S sol ,RDC et 1	3925.95	28.40	201.19	1667.52	107.38	40.61
2 et 3	2805,3221	42,4581	157,3491	1276,987	137,79	47,1644
4 et 5	2121,8635	43,5833	146,8248	951,8339	124,7277	39,8365
6 et 7	1468,3034	41,001	125,7098	590,1495	64,4832	12,3091
8 et 9	879,559	15.680	135,279	263,871	78,6936	4.2078
10 et grenier	834.2908	37,1677	67,7889	68,2948	-0,1375	-18,9524

**Tableau V.10** : Sollicitations dans les poteaux

### V.3.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront Résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 3925.95\text{KN}$  ;  $M_{\text{corr}} = 28.40 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 201.19 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{corr}} = 1667.52\text{KN}$
- $N_{\min} = 107.38\text{KN}$  ;  $M_{\text{corr}} = 40.61\text{KN.m}$

#### a) Calcul sous $N_{\max}$ et $M_{\text{corr}}$ :

$$b=55 \text{ cm} ; h =60 \text{ cm} ; d=0.55 \text{ m} ; d'=0.05 \text{ m.}$$

$$N= 3925.95\text{KN} \text{ (compression).}$$

$$M=28.40\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.00723 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$   $\longrightarrow$  centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Si  $N(d-d') - M_{UA} > (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu}$ .

Avec :  $M_{UA} = M_{UG} + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.009 \text{ KN.m}$

$0.953 > 0.757$  .....condition vérifier.

Si :  $N(d-d') - M_{UA} < (0.5h - d')b h f_{bu}$  .....  $A=0$ .

$0.953 < 1.17$  .....  $A=0$

Donc la section est entièrement comprimée.

$$A' = \frac{N_u - \psi b h f_{bu}}{f'_s}$$

$$\psi = \frac{0.357 + \left( \frac{N_u(d-d') - M_{ua}}{b h^2 f_{bu}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.900.$$

$f'_s = 348 \text{ MPa}$ .

$A' = -8.40 \text{ cm}^2$ .

**b) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$  :**

$M = 201.19 \text{ KN.m}$  ;  $N = 1667.52 \text{ KN}$ .

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.12$$

$0.120 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$  .

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.617 \text{ KN.m}$$

$(0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} > N(d-d') - M_{UA}$  .....condition non verifier

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par

assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 0.617 ; \mu_{bu} = 0.200 < \mu_1 = 0.392 ; A' = 0.$$

$$\alpha = 0.282 ; z = 0.506 \text{ m} ; A_1 = 30.48 \text{ cm}^2 ; A_s = -11.19 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{corr}}$  :**

$N = 107.38 \text{ KN}$ ,  $M = 40.61 \text{ KN.m}$ ,  $e_G = 0.37 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$

le centre de pression en dehors de la section.

$(0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} > N(d-d') - M_{UA}$  .....condition non verifier .

$$M_{UA} = 0.0667 ; \mu_{bu} = 0.0216 < \mu_1 = 0.392 ; A' = 0.$$

$\alpha = 0.0275 ; z = 0.543m ; A_1 = 3.07 \text{ cm}^2 ; A_s = 0.39 \text{ cm}^2$ .

Le ferrailage des poteaux est résume dans le tableau suivant :

Niveau	Section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
S-sol ,RDC et 1	60× 55	0.39	26.4	28.65	4HA20+8HA16
2 et 3	55 × 50	0.50	22	22.24	8HA16+4HA14
4 et 5	50 × 45	0.51	18	20.36	4HA16+8HA14
6 et 7	45 × 40	1.15	14.4	15.21	4HA14+8HA12
8 et 9	40 × 35	7.18	11.2	13.57	12HA12
10 et grenier	35 × 30	2.41	8.4	9.05	8HA12

**Tableau V.11:** Ferrailage des poteaux

**Sections des armatures transversales dans les poteaux**

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

– **longueur minimale de recouvrement :**

(L<sub>r</sub>)..... 40Ø en zone IIa.

**V.3.5 Résultats de ferrailage des armatures transversales**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Ø <sub>l<sub>min</sub></sub> (cm)	V <sub>u</sub> (kn)	l <sub>r</sub> (cm)	t zone nodale	t zone courante	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	A <sub>t</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>Adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
60× 55	1.4	162,40	56	10	15	285.6	4.76	3.75	3.17	4.53	4.71	6HA10
55 × 50	1.2	151.36	48	10	15	214.2	3.89	3.75	2.54	4.35	4.71	6HA10
50 × 45	1.4	148.67	56	10	15	214.2	5.35	3.75	2.54	3.6	4.71	6HA10
45 × 40	1.2	144.11	48	10	15	214.2	4.76	3.75	2.21	3.24	4.71	6HA10
40 × 35	1.2	144.40	48	10	15	214.2	5.35	2.5	2.24	2.43	3.02	6T8
35 × 30	1.2	65.18	48	10	15	214.2	6.12	2.5	1.59	2.16	3.02	6T8

**Tableau V.12:** Calcul des armatures transversales.

**V.3.5 Vérifications :**

**a) vérification au flambement (effort normal ultime) :**

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés

vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) .

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et le plus élancé.

**Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $As$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- $Br$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle

un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$ .

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les

Valeurs :

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

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

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage poteaux RDC  $N_d = 2842,1062 \text{ KN}$  et  $L_0 = 4.08 \text{ m}$ .

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 2.856 \text{ m. (longueur de flambement)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.134 \text{ m.} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 21.31 < 50, \alpha = 0.791.$$

$$B_r = (0.60 - 2) \times (0.55 - 2) = 0.3018 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.791 \times \left[ \frac{0.3018 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{28.65 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5.20 \text{ MN}$$

$N_d = 2.842 \text{ MN} < 5.20 \text{ MN} \dots \dots \dots$  Pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obs
Sous -sol	60× 55	3.06	2.142	15.98	0.816	28.65	0.3018	5.37	3.925	vérifier
RDC	60× 55	4.08	2.856	21.31	0.791	28.65	0.3018	5.20	3.925	vérifier
1	60× 55	3.06	2.142	15.98	0.816	28.65	0.3018	5.36	3.925	vérifier
2 et 3	55 × 50	3.06	2.142	18.30	0.806	22.24	0.2493	4.36	2.805	vérifier
4 et 5	50 × 45	3.06	2.142	21.01	0.792	20.36	0.2018	3.51	2.121	vérifier
6 et 7	45 × 40	3.06	2.142	24.62	0.774	15.21	0.1593	2.28	1.468	vérifier
8 et 9	40 × 35	3.06	2.142	29.34	0.745	13.57	0.1218	2.03	0.879	vérifier
10 et grenier	35 × 30	3.06	2.142	36.30	0.699	9.05	0.0893	1.37	0.834	vérifier

**Tableau V.13 :** Vérification du flambement pour les poteaux

On remarque bien que N<sub>max</sub> < N<sub>u</sub> pour tous les niveaux de notre structure, donc il n’y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes:**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_s \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre supérieure .}$$

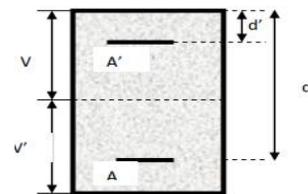
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_s \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre inférieure .}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



**Figure V.2 :** Section d’un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	s-sol,rdc et 1	2 et 3	4 et 5	6 et 7	8 et 9	10 et grenier
Section (cm <sup>2</sup> )	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
d(cm)	57	52	47	42	37	32
A (cm <sup>2</sup> )	28.65	22.24	20.36	15.21	13.57	9.05
V (cm)	33.08	30.23	27.62	24.69	22.15	19.16

V' (cm)	26.92	24.77	22.38	20.31	17.85	15.84
S (m <sup>2</sup> )	0.3725	0.3094	0.2555	0.2028	0.1603	0.1185
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> ) 10 <sup>-3</sup>	12.632	8.348	5.7259	3.8021	2.3895	1.3246
N <sup>ser</sup> (M N)	2.819	2.0179	1.527220	1.05822	0.63567	0.60321
M <sup>ser</sup> (MN.m)	0.076	0.0779	0.078,922	0.069,15	0.096,52	0.0405
σ <sub>bc</sub> (MPa)	9.55	9.34	9.65	9.56	12.83	10.90
σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15

**Tableau V.14** : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

### c) Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  s combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = 0.075 \quad \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$= 0.04 \quad \text{si : } \lambda_g < 5$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

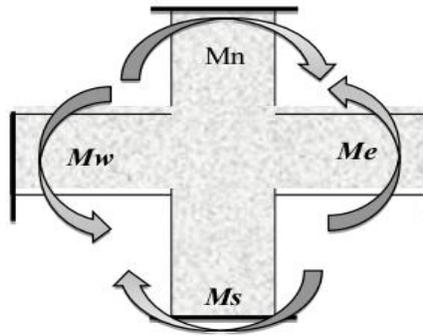
Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	obs
Sou –sol RDC et 1	60× 55	2.856	4.76	0.04	57	162.40	0.53	1	Vérifier
2 et 3	55 × 50	2.142	4.28	0.04	52	151.36	0.58	1	Vérifier
4 et 5	50 × 45	2.142	4.28	0.04	47	148.67	0.69	1	Vérifier
6 et 7	45 × 40	2.142	4.76	0.075	42	144.11	0.85	1.875	Vérifier
8 et 9	40 × 35	2.142	5.35	0.075	37	144.40	1.11	1.875	Vérifier
10 et grenier	35 × 30	2.142	6.12	0.075	32	65.18	0.67	1.875	Vérifier

**Tableau V.15** : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

### d) vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans Les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|MN| + |MS| \geq 1.25 \times (|MW| + |ME|).$$



**Figure V.3:** Dimensionnement d'un nœud de poutre poteau.

**1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton,
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section,
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s .$$

Avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
Sou –sol,RDC et 1	55*60	0.54	28.36	532.94
2 et 3	50*55	0.495	22.24	383.10
4 et 5	45*50	0.45	20.36	318.83
6 et 7	40*45	0.405	15.21	214.36
8 et 9	35*40	0.36	13.57	170.01
10 et grenier	30*35	0.315	9.05	99.20

**Tableau V.16 :** Les moments résistants dans les poteaux.

**2) Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales .On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau ferrailage des poteaux :

$$|MN|+|MS| \geq 1.25 \times (|MW|+|ME|).$$

Niveau	Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Z(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC	Principales	45*30	0.405	12.09	169.97
	Secondaires	40*30	0.360	8.01	100.34
Etage courante	Principales	45*30	0.405	10.65	150.10
	Secondaires	40*30	0.360	10.65	133.42
T.innaccissible	Principales	45*30	0.405	9.24	130.22
	Secondaires	40*30	0.360	6.79	85.06

**Tableau V.17** : Les moments résistants dans les poutres.

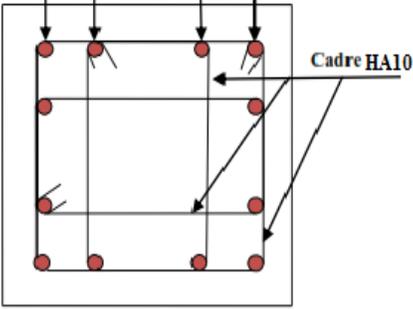
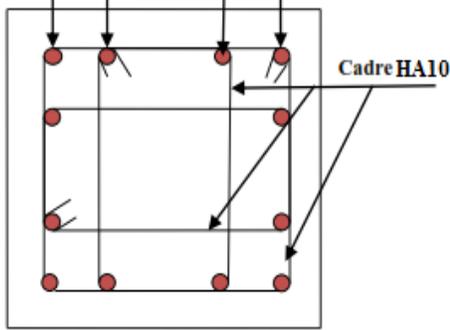
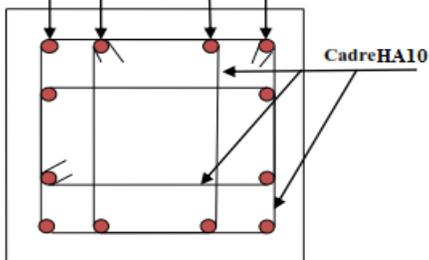
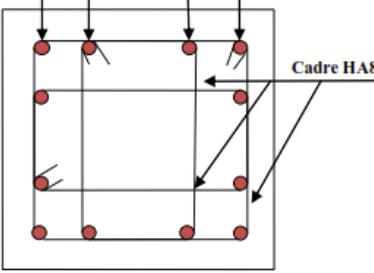
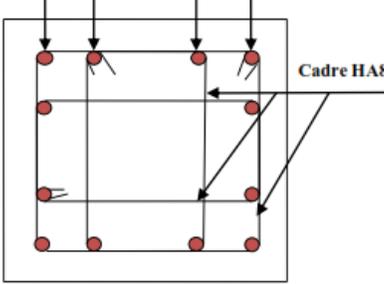
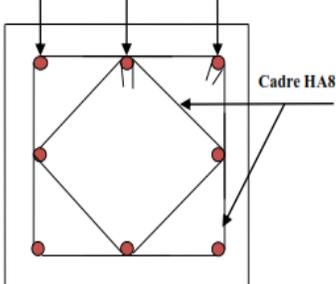
### Vérification des zones nodales :

Niveau	Sens	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>  + M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25× ( M <sub>W</sub>  + M <sub>E</sub>  )	Obs
RDC	PP	532.94	532.94	1065.88	169.97	169.97	424.92	Vérifier
	PS	532.94	532.94	1065.88	100.34	100.34	250.85	Vérifier
1	PP	532.94	532.94	1065.88	150.10	150.85	375.25	Vérifier
	PS	532.94	532.94	1065.88	133.42	133.42	333.55	Vérifier
2	PP	383.10	532.94	916.04	150.10	150.10	375.25	Vérifier
	PS	383.10	532.94	916.04	133.42	133.42	333.55	Vérifier
3	PP	383.10	532.94	916.04	150.10	150.10	375.25	Vérifier
	PS	383.10	532.94	916.04	133.42	133.42	333.55	Vérifier
4	PP	318.83	383.10	701.93	150.10	150.10	375.25	Vérifier
	PS	318.83	383.10	701.93	133.42	133.42	333.55	Vérifier
5	PP	318.83	383.10	701.93	150.10	150.10	375.25	Vérifier
	PS	318.83	383.10	701.93	133.42	133.42	333.55	Vérifier
6	PP	214.36	318.83	533.19	150.10	150.10	375.25	Vérifier
	PS	214.36	318.83	533.19	133.42	133.42	333.55	Vérifier
7	PP	214.36	318.83	533.19	150.10	150.10	375.25	Vérifier
	PS	214.36	318.83	533.19	133.42	133.42	333.55	Vérifier
8	PP	170.01	214.36	384.37	150.10	150.10	375.25	Vérifier
	PS	170.01	214.36	384.37	133.42	133.42	333.55	Vérifier
9	PP	170.01	214.36	384.37	130.22	130.22	325.55	Vérifier
	PS	170.01	214.36	384.37	85.06	85.06	212.65	Vérifier
10	PP	99.20	170.01	269.21	130.22	130.22	325.55	Vérifier
	PS	99.20	170.01	269.21	85.06	85.06	212.65	Vérifier
Grenier	PP	99.20	170.01	269.21	130.22	130.22	325.55	Vérifier
	PS	99.20	170.01	269.21	85.06	85.06	212.65	Vérifier

**Tableau V.18.** Vérification de la zone nodale.

**Conclusion** : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

➤ Ferrailage des poteaux :

<p>2T20/Face      2T16/Face</p>  <p>Cadre HA10</p>	<p>3T16/Face      1T14/Face</p>  <p>Cadre HA10</p>
<p>Poteaux (55*60)</p> <p>2T16/Face      2T14/Face</p>  <p>Cadre HA10</p>	<p>Poteaux (50*55)</p> <p>2T14/Face      2T12/Face</p>  <p>Cadre HA8</p>
<p>45*50</p> <p>4T12/Face</p>  <p>Cadre HA8</p>	<p>40*45</p> <p>3T12/Face</p>  <p>Cadre HA8</p>
<p>35*40</p>	<p>30*35</p>

**Tableau V.19** : ferrailage des poteaux.**V.4 Etude des voiles :****V.4.1. Introduction :**

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ **Rupture par flexion.**
- ✓ **Rupture en flexion par effort tranchant.**
- ✓ **Rupture par écrasement ou traction du béton.**

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q+E$
- 3).  $0.8G+E$

**V.4.2 Recommandations du RPA99 :**

Les voiles comportent des :

**a). Aciers verticaux :**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e.$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

### b) Aciers horizontaux

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher

de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\phi$ .

### c) Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S = \min(1.5e, 30\text{cm})$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \text{ avec : } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.4.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x1} = 2.05 \text{ m}$  :

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>		V <sub>d</sub> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S sol ,RDC	2401,6312	11,9526	1026,6307	1226,7749	827,6455	-582,119	-239,8675
1 ,2 ,3 et 4	1861,578	49,3041	840,9891	1004,964	722,9927	-291,7041	135,6813
5,6,7 et 8	1143,8755	-368,1569	-703,4011	756,3485	464,5538	-545,7294	-132,6883
9	636,9925	97,6274	185,808	508,9782	250,729	-87,8006	-122,0296

**Tableau V.20** : Sollicitation maximale dans le voile V<sub>x1</sub>

**V.4.4 Le ferrailage :**

**a) Voiles parallèles à X-X**

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

**Calcul sous N<sub>max</sub> et M<sub>cor</sub> :**

**a) Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée(A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$$L = 2.05 \text{ m, } d = 2 \text{ m, } e = 0.20 \text{ m.}$$

N<sub>max</sub> = 2401,6312 (compression), M<sub>cor</sub> = 11,9526 KN. m. (Combinaison ELU).

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0049 \text{ m}$$

$e_G < \frac{l}{2} = 1.025 \text{ m}$  → centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(1)$$

$$(a) = (0.3371 - 0.81d^2)e.l. f_{bu}.$$

$$(b) = N(d-d^2) - M_{UA}.$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left( d - \frac{l}{2} \right) = 2.351 \text{ MN.m}$$

$$(a) = 3.786 > (b) = 2.330 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{MuA}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.351}{0.2 \times 2^2 \times 14.2} = 0.206$$

$$\mu_{bu} = 0.206 < \mu_1 = 0.392 \quad A' = 0.$$

$\mu_{bu} > 0.186 \implies$  pivot B :

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

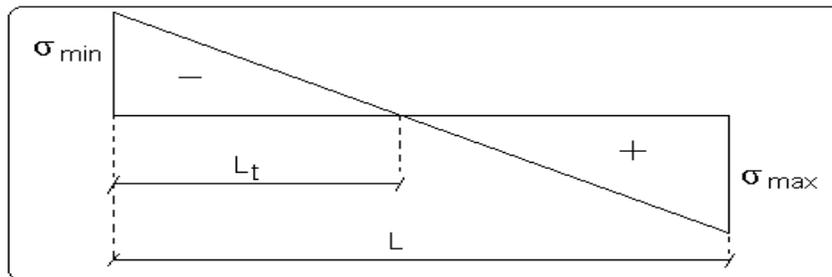
$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.292 \quad \varepsilon_{st} = 8.48 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.739 \times 10^{-3} \implies f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 1.766 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{MuA}{z \times f_{st}} = \frac{2.351}{1.766 \times 348} = 3.82 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 38.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 38.25 - \frac{2.84210}{348} = -30.74 \text{ cm}^2 \implies A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**



**Figure V. 4.** Schéma des contraintes.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} + L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}},$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v = \frac{2.401}{2 \times 0.20} + \frac{0.0119}{0.143} \times 1.025 = 6.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v = \frac{2.401}{2 \times 0.20} - \frac{0.0119}{0.143} \times 1.025 = 5.91 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{5.91 \times 2.05}{5.91 + 6.08} = 1.01 \text{ m}$$

$$L_C = L - 2L_t = 0.03 \text{ m}$$

**Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 239.86 \text{ KN.}$$

$$\frac{Ah}{e \times Sh} \geq \frac{\tau_u}{0.8fe}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times Vd}{e \times d} = \tau_u = \frac{1.4 \times 0.239}{0.20 \times 2} = 0.836 \text{ MPa}$$

$$A_h = \frac{\tau_u}{0.8fe} \times e \times Sh$$

Soit  $S_h = 20 \text{ cm}$  ;  $A_h = 1.04 \text{ cm}^2$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times Sh = 0.0015 \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2 < A_h = 1.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$**

$$M_{\max} = 1026.63 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1226.77 \text{ KN}$$

$e_G < \frac{l}{2} = 1.025 \text{ m} \rightarrow$  centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

$$M_{UA} = 2.222 \text{ MN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.150 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}$$

$$a = 0.205 \rightarrow z = 1.836 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_s = -0.41 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{\max} = 10.41 \text{ MPa} ; \sigma_{\min} = -4.285 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.59 \text{ m}$$

**Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{corr}}$ .**

$$N_{\min} = 827.64 \text{ (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = -582.11 \text{ m. (0.8G+E)}$$

**a) Armatures verticales :**

$$e_G = 0.70 \text{ m} < (l/2) = 1.025 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'antérieure de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée .

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (1)$$

$$(a) = (0.337l - 0.81d')e.l. f_{bu}$$

$$(b) = N(d-d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left( d - \frac{l}{2} \right) = 1.388 \text{ MN.m}$$

$$(a) = 5.540 > (b) = 0.221 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la

flexion simple :

$$M_{UA} = 1.388 \text{ MN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.093 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm.}$$

$$a = 0.1225 \rightarrow z = 1.902 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_s = -2.43 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$ :**

$$\sigma_{\max} = 6.24 \text{ MPa} ; \sigma_{\min} = -2.102 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.51 \text{ m}$$

➤ **Vérifications:**

**Armatures minimales en zone comprimée et en zone comprimée**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 51 = 2.04 \text{ cm}^2 \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (205 - 2 \times 51) = 2.06 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

**Armatures minimales dans tout le voile**

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 205 = 6.15 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} \geq 2.04 \text{ cm}^2, A_{v(ZC)} \geq 2.06 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile  $V_{x1} = 2.05 \text{ m}$

dans les autres niveaux :

Niveau	S- sol,RDC	1 , 2 ,3et 4	5,6,7et 8	9
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2.05	0.15× 2.05	0.15× 2.05	0.15× 2.05
N(KN)	2401,6312	1861.57	464.55	636.99
M(KN.m)	11,9526	49.30	545.72	97.62
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	239,8675	135,6813	132,6883	122,0296
$\tau$ (MPa)	0.83	0.47	0.46	0.42
$\bar{\tau} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	1.47	0
$A_v^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )/face	6.15	4.61	4.61	4.61
$A_v^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	9.42	9.42	9.42	9.42
$N^{\text{bre}}$ / par face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	1.03	0.44	0.43	0.39
$A_h^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	2.26
$N^{\text{bre}}$ /plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau V. 21:** Ferrailage du voile  $V_{x1}$

➤ Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x2}=2.00m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_d$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S sol ,RDC	1831,3118	126,3527	1133,1749	1079,3477	583,933	-1078,286	264,2002
1 ,2 ,3 et 4	1193,269	906,3407	1318,6196	711,6164	393,2518	1032,5033	218,0836
5,6,7 et 8	637,2898	1457,0505	1457,0505	637,2898	167,9323	947,0456	252,1943
9	374,0711	31,3994	140,1438	188,7537	81,8968	140,6493	147,6813

**Tableau V.22 :** Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x2}$

➤ Ferrailage du voile  $V_{x2}$

Niveau	S- sol,RDC	1 , 2 ,3et 4	5,6,7 et8	9
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2.00	0.15× 2.00	0.15× 2.00	0.15× 2.00
N(KN)	583.93	711.61	637.28	81.89
M(KN.m)	1078.28	1318.61	1457.05	140.64
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	264.20	218.08	252.19	147.68
$\tau$ (MPa)	0.94	1.03	1.19	0.69
$\bar{\tau} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	9.50	10.63	17.18	0.79
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )/face	6	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	10.8	11.00	19.11	9.42
$N^{bre}$ / par face	8HA10+4HA12	14HA10	8HA14+6HA12	12HA10
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.175	0.96	1.11	0.74
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	2.26
$N^{bre}$ /plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau V. 23:** Ferrailage du voile  $V_{x2}$

➤ Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x3}=1.90m$ .

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_d$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S sol ,RDC	2205,2944	197,2004	1198,233	1715,8303	581,2216	669,3321	274,1206
1 ,2 , 3 et 4	575,6161	1384,7275	1384,7275	575,6161	72,9665	526,4697	238,902

5 ,6,7 et 8	462,9663	1516,2202	1516,2202	462,9663	141,3119	152,4033	252,7648
-------------	----------	-----------	-----------	----------	----------	----------	----------

**Tableau V.24** : Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x3}$

➤ **Ferraillage du voile  $V_{x3}$**

Niveau	S- sol,RDC	1 , 2, 3et 4	5,6,7 et 8
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.9	0.15× 1.9	0.15× 1.9
N(KN)	581.22	575.61	462.96
M(KN.m)	669.33	1384.72	1516.22
Section	SPC	SPC	SPC
V(KN)	274.12	238.90	252.76
$\tau$ (MPa)	1.009	1.16	1.23
$\bar{\tau} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.42	18.11	21.95
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )/face	5.7	4.27	4.27
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	9.42	19.11	22.24
$N^{bre}$ / par face	12HA10	8HA14+6HA12	8HA16+4HA14
$S_t$ (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.26	1.087	1.15
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26
$N^{bre}$ /plan	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20

**Tableau V. 25:** Ferraillage du voile  $V_{x3}$

➤ **Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x4} = 1.4m$**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_d$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S sol ,RDC	1364,1135	94,2319	744,177	1029,2093	507,3484	210,7188	180,4318
1 ,2 , 3 et 4	850,8314	336,4709	682,3282	715,1393	288,4034	104,2268	112,389
5 ,6,7 et 8	245,0228	413,1817	444,3929	216,4293	78,0357	46,0565	71,863

**Tableau V.26** : Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x4}$ .

➤ **Ferraillage du voile  $V_{x4} = 1.4 m$**

Niveau	S- sol,RDC	1 , 2, 3et 4	5,6,7 et 8
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.4	0.15× 1.4	0.15× 1.4
N(KN)	747.177	715.13	245.02
M(KN.m)	1029.20	682.32	413.18

Section	SPC	SPC	SPC
V(KN)	180.43	112.38	71.86
$\tau$ (MPa)	0.93	0.76	0.48
$\bar{\tau} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.96	6.43	6.09
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )/face	4.2	3.15	3.15
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	9.42	9.42	9.42
N <sup>bre</sup> / par face	12HA10	12HA10	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.16	0.71	0.45
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26
N <sup>bre</sup> /plan	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20

Tableau V. 27: Ferrailage du voile V<sub>x4</sub>

- Calcul du ferrailage sens y-y :
- Ferrailage du voile V<sub>y1</sub> = 1.8 m.

Niveau	S- sol,RDC	1 , 2 ,3et 4	5,6,7 et8	9
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.8	0.15× 1.8	0.15× 1.8	0.15× 1.8
N(KN)	597.90	589.68	138.36	19.83
M(KN.m)	1400.47	1009.38	905.59	94.16
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	318,0933	164,3974	155,9738	80.11
$\tau$ (MPa)	1.27	0.86	0.81	0.42
$\bar{\tau} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	16.39	10.17	12.44	1.08
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )/face	5.4	4.05	4.05	4.05
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	17.75	11.31	13.35	7.85
N <sup>bre</sup> / par face	5HA16+5HA14	10HA12	5HA14+5HA12	10HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.58	0.80	0.75	0.39
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	2.26
N <sup>bre</sup> /plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V. 28: Ferrailage du voile V<sub>y1</sub>

- Ferrailage du voile V<sub>y2</sub> =1.45 m

Niveau	S- sol,RDC	1 , 2, 3et 4	5,6,7 et 8
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.45	0.15× 1.45	0.15× 1.45
N(KN)	511.13	682.73	66.63

M(KN.m)	1065.65	883.82	447.43
Section	SPC	SPC	SPC
V(KN)	276,7066	144,9922	73.52
$\tau$ (MPa)	1.38	0.94	0.48
$\bar{\tau} = 0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	12.60	10.73	7.43
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )/face	5.8	4.35	4.35
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	13.85	12.22	10.18
N <sup>bre</sup> / par face	9HA14	5HA14+4HA12	9HA18
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.29	0.66	0.33
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.337	0.337
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26
N <sup>bre</sup> /plan	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20

Tableau V. 29: Ferrailage du voile V<sub>y2</sub>

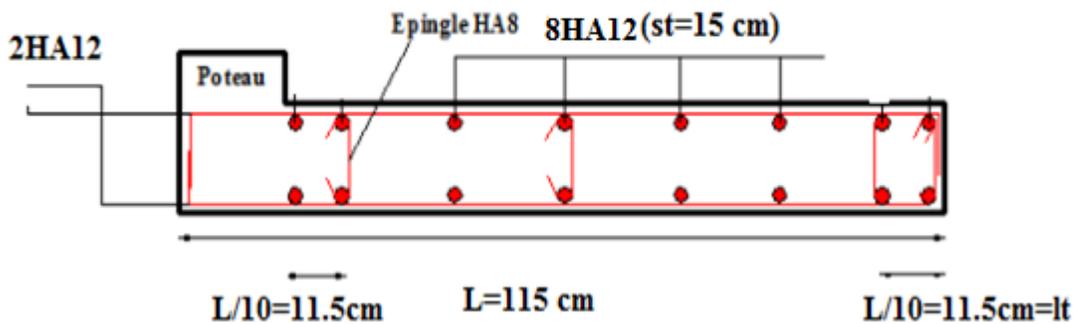
➤ Ferrailage du voile V<sub>y3</sub> = 1.15m

Niveau	S- sol,RDC	1 , 2 ,3et 4	5,6,7 et8	9 et 10
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.15	0.15× 1.15	0.15× 1.15	0.15× 1.15
N(KN)	597.90	589.68	138.36	19.83
M(KN.m)	1400.47	1009.38	905.59	94.16
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	140.58	190.72	89.19	72.27
$\tau$ (MPa)	0.89	1.58	0.74	0.42
$\bar{\tau} = 0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )/face	5.4	4.05	4.05	4.05
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	17.75	11.31	13.35	7.85
N <sup>bre</sup> / par face	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.83	1.11	0.52	0.29
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.337	0.337	0.337
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	2.26
N <sup>bre</sup> /plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V. 30: Ferrailage du voile V<sub>y3</sub>

➤ **Schéma de ferrailage :**

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (**Vy3**) comme exemple :



**Figure V.5 :** Schéma de ferrailage du voile VX3 au niveau de RDC.

### V.5 : Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Il est noté que le ferrailage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de RPA 99 et le BAEL 91. la résistance et l'économie sont des facteurs importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et l'acier, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

# *Chapitre VI*

## VI.1 Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

## VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

## VI.3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) et les combinaisons du BAEL les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

### Capacité portante du sol

$Q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$  à une profondeur de 2.2 m.

## VI.4 Etudes des fondations :

### VI.4.1 Vérification de La semelle isolée :

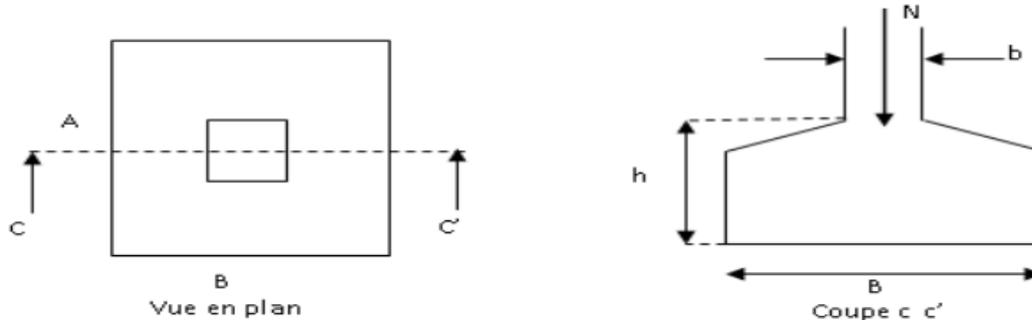
La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par L'ETABS 2016.

S : surface d'appui de la semelle.  $S=A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.



**Figure VI.1 :** Vue d'une semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre :  $N_s = 3067.54 \text{ KN}$   $A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$  .....(1)

Semelle et poteau homothétiques :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$  .....(2) Avec a, b dimensions du poteau .

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.60}{0.55} \times \frac{3.067}{0.2}} = 4.04 \text{ m}$$

D'après les résultats on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas, ce qui conduit à vérifier les semelles filantes.

**VI.4.2 Vérification des semelles filantes :**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

On doit vérifier :  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$

Avec :  $N = 6 \times N_s + \sum N_i$

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau (i).

$N_s$  : Poids de la semelle estimé à 20 KN

$\sum N_i = 17501,8321 \text{ KN}$

$N_s = 6 \times 20 = 120 \text{ KN}$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{1.75018}{0.2 \times 24.05} = 3.57 Mm$$

**Remarque :**

On a l'entre axe des deux portiques précédent est de 3,57m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

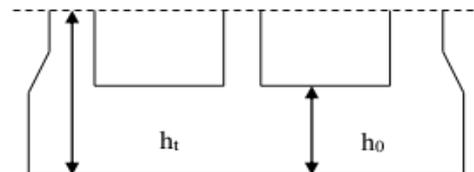
**VI.4.3 Radier général****VI.4.3.1. Définition :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

**VI.4.3.2. Pré dimensionnement****➤ Condition de coffrage**

Pour la nervure :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots(a).$

Pour la dalle :  $h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} \dots(b).$

**Figure VI.2** Dimension du radier

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

On a  $L_{max} = 6.05$  m en remplaçant dans la relation (a) on obtient  $h_t \geq 60$  cm

On opte pour une hauteur  $h_t = 70$  cm et  $h_0 = 35$  cm.

**➤ La condition de rigidité :**

Pour un radier rigide, il faut que :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

$L_e$  = est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7$  KN/m<sup>3</sup>

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4$  KN/m<sup>3</sup>

$b$  : Le largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bht^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L4_{max} \times K}{\pi^4 \times E}} \dots \dots \dots (b).$$

$$h_t \geq 0.936 \text{ m.}$$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend :  $ht=100\text{cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} = 4.046 \text{ m}$$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow 6.05 \text{ m} \leq 6.35 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifier .}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$\frac{N_s}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$N_s$  : les charge(Poids) totale transmise par la superstructure+poids du radier ).

$$\text{Poids du radier : } \gamma_b \times h_r \times S_{rad} = 25 \times 0.35 \times 343.17 = 3002.73 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{68805.13}{200} = 344.02 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = 343.17 \text{ m}^2 < S_{rad} = 344.17 \text{ m}^2$$

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 qui sera calculé comme suit :

$$D \geq \max\left(\frac{ht}{2}; 30\text{cm}\right); D \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm} .$$

On opte pour un débord de  **$L_{deb} = 50\text{cm}$** .

$$\text{Donc : la surface totale du radier : } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = (343.17 + 43.14) = 386.31 \text{ m}^2$$

➤ **Dimensions du radier :**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure  $ht = 100\text{cm}$  .

Hauteur de la table du radier  $h_r = 35\text{cm}$  .

Enrobage  $d' = 5\text{cm}$ .

$$\text{La surface du radier } S_{rad} = 386.31 \text{ m}^2.$$

**Les vérifications nécessaires :**

➤ **Vérification des contraintes dans le sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et

Transversal

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_m \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y).$$

$$I_{xx} = 10231.253 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10.42 \text{ m.}$$

$I_{yy} = 23401.652 \text{ m}^4$  et  $Y_G = 5.39 \text{ m}$ .

$M_x = 69782,8525 \text{ KN.m}$

$M_y = 49467,1121 \text{ KN.m}$

$N$  : L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moment sismique à la base tiré du logiciel ETABS 2016, avec la combinaison G+Q+E.

**Dans le sens x-x :**

$N=65802.40 \text{ KN}$  et  $M_x = M_x = 69782,8525 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{65.802}{386.31} + \frac{69.782}{10231.253} \times 5.38 = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{65.802}{386.31} - \frac{69.782}{10231.85} \times 5.38 = 0.133 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\text{moy}} = 0.188 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa}$  Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x

**Dans le sens y-y :**

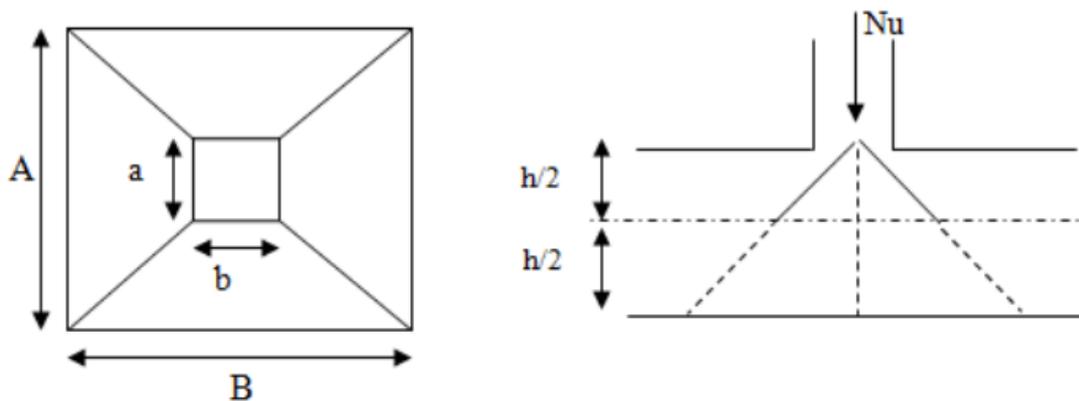
$N=65802.40 \text{ KN}$  et  $M_x = M_y = 49467,1121 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{65.802}{386.31} + \frac{49.467}{23401.652} \times 10.42 = 0.192 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{65.802}{386.31} - \frac{49.467}{23401.652} \times 10.42 = 0.148 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\text{moy}} = 0.181 \text{ MPa} < 0.200 \text{ MPa}$  Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y

➤ **Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.3:**Zone de contact poteau- radié.

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_u$ : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$ : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$U_c = 2 \times (A + B)$  avec  $A = a + h_t$  et  $B = b + h_t$ .

On trouve  $U_c = 6,3 \text{ m}$

$$N_u = 3.925MN \leq 0.045 \times 6.3 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.725MN \dots\dots \text{condition vérifier .}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \min \left[ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5 \text{ MPa.}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}, \quad V_u = \frac{65802.4 \times 6.05 \times 1}{2 \times 343.17} = 580.03 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}^2$$

$$\tau_u = \frac{0.580}{1 \times 0.315} = 1.84 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (**Article 10.1.5 RPA99V2003**), on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{69.782}{65.802} = 1.06 \text{ m} \leq \frac{23.05}{4} = 5.76 \text{ m}$$

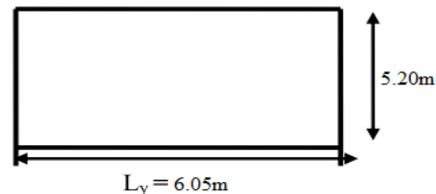
$$\text{Sens y-y : } e = \frac{49.467}{65.802} = 0.751 \leq \frac{19.09}{4} = 4.77 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

**VI.4.4. Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

$$L_x = 5.20 \text{ m et } L_y = 6.05 \text{ m.}$$



**Calcul des sollicitations :**

$$N_u = 91247.73 \text{ KN.}$$

$G_0$  = le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 8.75 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0, \quad q_u = \frac{91247.73}{386.31} + 1.35 \times 8.75 = 248.01 \text{ KN/m}^2.$$

$N_u$ : est l'effort ultime plus le poids de radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.40 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **A L'ELU :**

**Figure VI.4 :** Dalle sur quatre appuis

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0506 & (\text{annexe I}) \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0506 \times 248.01 \times 5.20^2 = 339.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.6864 \times 339.33 = 232.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 339.33 = 288.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 232.91 = 197.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -144.21 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS :  $v = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0576 & (\text{annexe I}) \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0, q_s = \frac{65802.40}{386.31} + 8.75 = 179.08 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0576 \times 179.08 \times 5.20^2 = 278.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7794 \times 278.91 = 217.38 \text{ KN.m.}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 278.91 = 237.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 217.38 = 184.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -139.45 \text{ KN.m}$$

### • Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Pour faciliter

l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité et on adopte le même ferrailage pour tous les autres panneaux.

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_t(\text{kn.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	x-x	288.43	0.198	0.223	0.291	28.43	3.01	15HA16=30.16
	y-y	197.97	0.135	0.0467	0.314	18.02	2.5	12HA14=18.47
Appuis		144.21	0.099	0.0336	0.315	13.13	3.01	14HA12=15.83

**Tableau VI.1:** Ferrailage du radier.

Note : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

### ➤ Vérification de condition de non fragilité :

$$e > 12 \text{ cm} \quad A_{min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times hr \quad A_{min}^x = 0.0008 \left( \frac{3-0.85}{2} \right) \times 100 \times 35 = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho > 0.4 \quad A_{min}^y = A_{min}^a = \rho_0 \times b \times hr \quad A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.5 \text{ cm}^2$$

### Vérification à l'ELS

#### ➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{n \times ft28} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
travée	x-x	237.07	13.08	236537.66	13.02	15	285.55
	y-y	184.77	10.83	166506.48	11.09	15	366.05
Appuis	x-x	139.45	10.17	148218.92	9.40	15	310.47

**Tableau VI.2 :** vérification des contraintes

#### Remarque :

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Donc la solution est recalculée de la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}} ; \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0.1] ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix
Travée	x-x	237.07	0.011	0.526	44.54	45.16	6HA25+4HA20
	y-y	184.77	0.00891	0.508	31.33	32.21	4HA25+4HA20
Appuis	x-x	139.45	0.00673	0.444	25.28	28.27	9HA20

**Tableau VI.3:** les nouvelles sections d'acier adoptent à l'ELS.

#### ➤ Espacement des armatures

Armatures // L<sub>x</sub> : St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L<sub>y</sub> : St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

Soit : St=10cm pour les armatures // L<sub>x</sub>.

Soit : St=12cm pour les armatures // L<sub>y</sub>.

➤ Schéma de ferrailage :

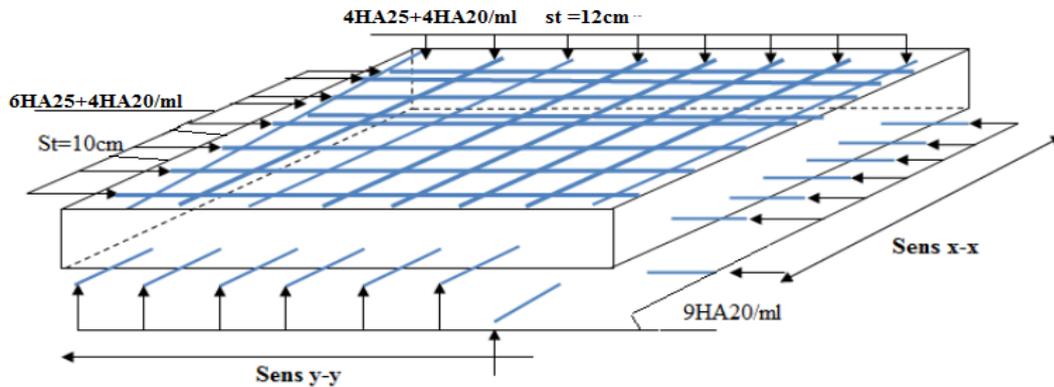


Figure .VI.5 : schéma de ferrailage du radier.

VI.4.5. Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Sollicitations de calcul :

A l'ELU :

$$M_u = -\frac{ql^2}{2} = \frac{-248.01 \times 0.5^2}{2} = -31.001 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_s = -\frac{ql^2}{2} = \frac{-179.08 \times 0.5^2}{2} = -22.38 \text{ KN.m}$$

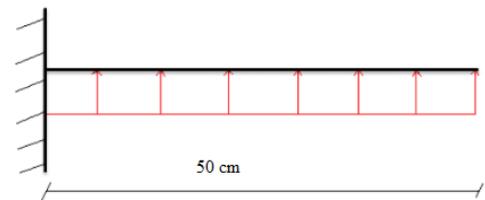


Figure VI.6: Schéma statique du débord.

➤ Ferrailage du débord.

$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre/m	St (cm)	$A_{rep}$ (cm <sup>2</sup> )
31.001	2.79	3.52	4.52	4HA12	25	4HA10=3.14

Tableau VI.4: Ferrailage du débord.

a) Vérification à l'ELU:

➤ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 32 = 3.52 \text{ cm}^2 > A_s = 2.79 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$ .

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b = 1 \text{ m}, d = 0.32 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l = 248.01 \times 0.5 = 124.005 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**a) Vérifications à l'ELS :**

Position	$M_t$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	22.38	2.46	15	162.16	201.63	Vérifier

**Tableau VI.5:** vérification des contraintes.

**Remarque :**

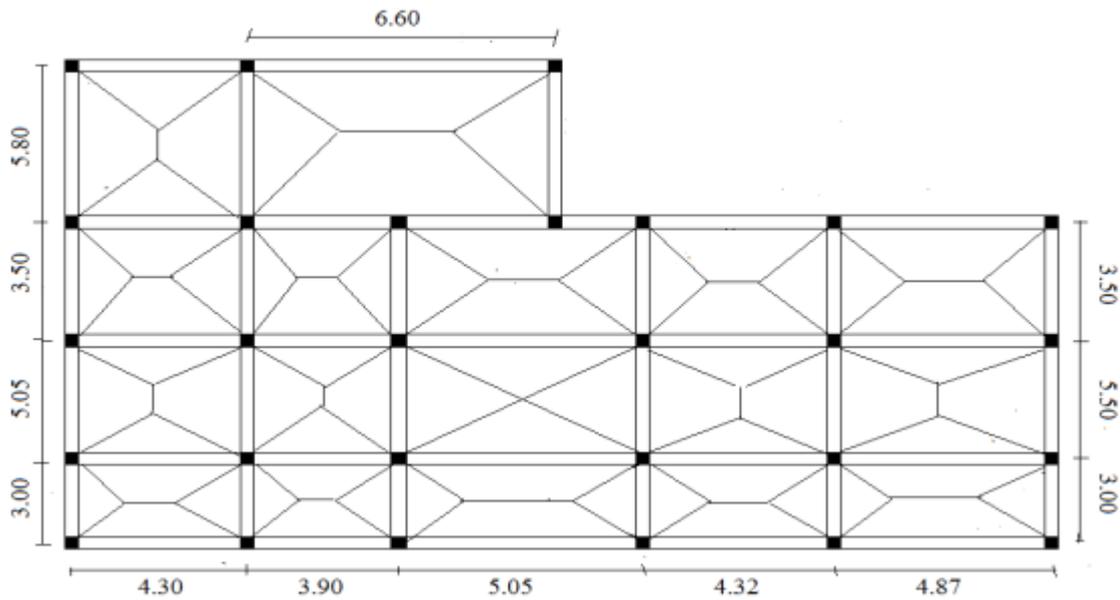
Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

## VI.5 Ferrailage des nervures

### VI.5.1. Définition des charges qui reviennent aux nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  : charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.



**Figure VI.7:** Schéma des lignes de ruptures de radier.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum Lx_i^2}{\sum Lx_i}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$q_m = 2/3 \times p \times lx$$

$q_v = 1/2 \times p \times lx$  : Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ **Charges trapézoïdales :**

$$q_m = \frac{p}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho g^2}{3} \right) lxg + \left( 1 + \frac{\rho d^2}{3} \right) lxd \right].$$

$$q_v = \frac{p}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho g}{3} \right) lxg + \left( 1 + \frac{\rho d}{3} \right) lxd \right].$$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$\rho = lx/ly$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

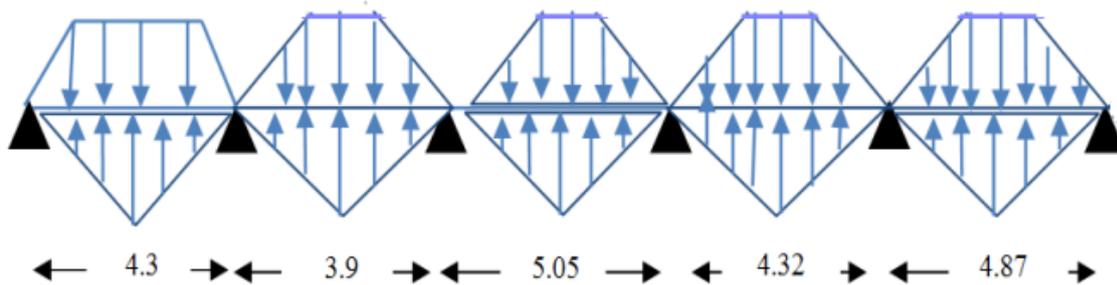
**VI.5.2 Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

$Q_u = 248.01\text{KN}$  .  $Q_s = 179.08\text{KN}$

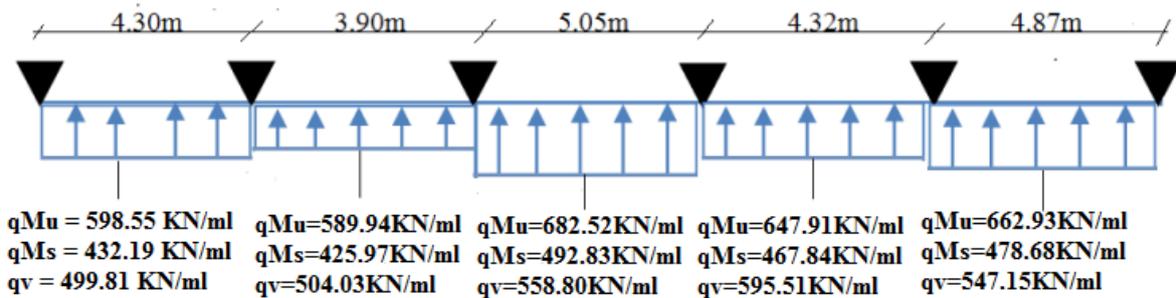
Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

- Sens X-X :



**Figure VI.8:** La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.

Schéma statique équivalent :



**Figure VI.9 :** Schéma statique équivalent.

- Sens y-y

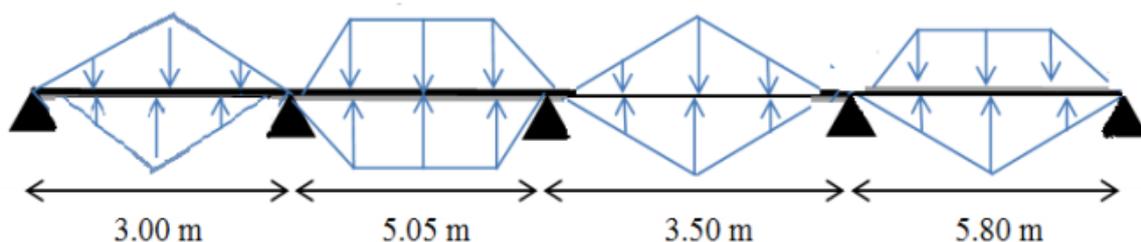


Figure VI.10: La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.

Schéma statique équivalent :

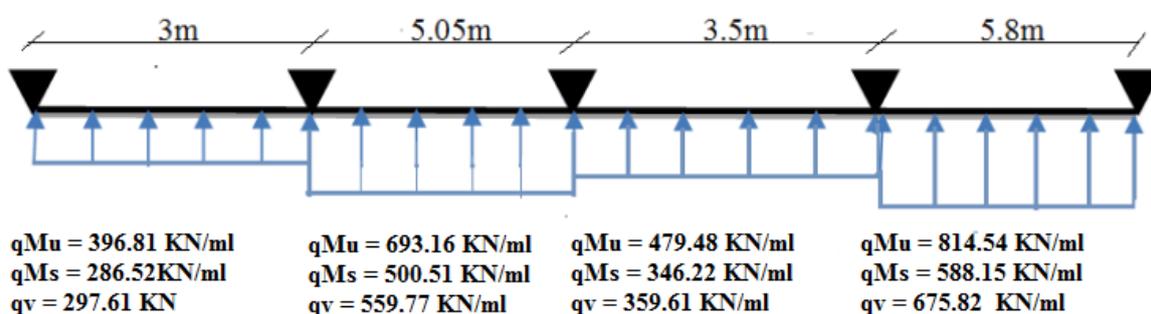


Figure VI.11 : Schéma statique équivalent.

➤ Sollicitation dans les nervures à l'ELU (Sens longitudinal (Y-Y) et Sens transversal (X-X) :

Le calcul des sollicitations sur les nervures se fait en utilisant la méthode de Caquot car les charges transmises au radier sont de type modérées et la fissuration est préjudiciable. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
X-X	AB	4.30	598.55	0	-1038.62	1.74	912.82	1045.34	-1528.41
	BC	3.9	589.94	-1038.62	-1033.88	1.95	85.37	1151.59	-1149.17
	CD	5.05	682.52	-1033.88	-1124.88	2.49	1096.58	1705.35	-1741.37
	DE	4.32	647.91	-1124.88	-1458.91	2.04	224.91	1321.68	-1476.80
	EF	4.87	662.93	-1458.91	0	2.88	1306.85	1913.80	-1314.66
Y-Y	AB	3.00	396.81	0	-942.85	0.79	280.93	280.93	-909.49
	BC	5.05	693.16	-942.85	-967.18	2.51	1254.75	1745.41	-1755.03
	CD	3.50	479.48	-967.18	-2318.08	0.94	-753.08	453.12	-1225.06
	DE	5.80	814.54	-2318.08	0	3.39	2364.14	2761.16	-1962.50

Tableau VI.6: Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

➤ **Sollicitation maximales dans les nervures à l'ELS selon les deux sens**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)
x-x	Travée	943.61
	Appuis	-1053.44
y-y	Travée	1607.06
	Appuis	-1573.80

**Tableau VI.7:** Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

**VI.5.3 Ferrailage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

• **Sens X-X :**

$h=100\text{cm}; h_0=35\text{cm}; b_0=60\text{cm}$

$b_0$  :largeur du poteau

$b_1 \leq \min \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]; b_1 \leq \min \left[ \frac{5.20}{2}; \frac{6.05}{10} \right]$

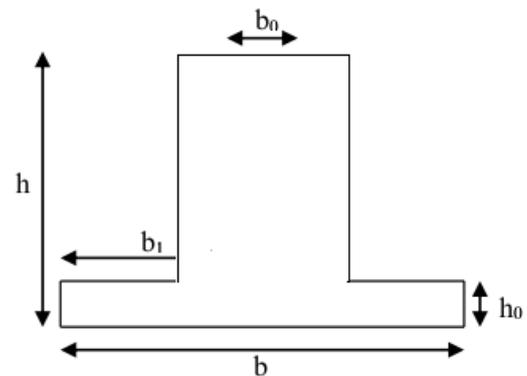
$b_1 \leq \min[0.520; 3];$  soit  $b_1 = 0.5 \text{ m}$

$b=b_1 \times 2 + b_0 = 1.60 \text{ m}$

• **Sens Y-Y :**

$h=100\text{cm}; h_0=35\text{cm}; b_0=55\text{cm}.$

$b=b_1 \times 2 + b_0 = 1.55 \text{ m}$



**Figure VI.12:** Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Sens	Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	1306.85	42.54	16.92	43.78	7HA25+3HA20
	Appui	1458.91	47.99	16.92	49.09	10HA25
Y-Y	Travée	2364.14	83.55	16.92	83.98	8HA32+4HA25
	appui	2318.08	81.62	16.92	83.98	8HA32+4HA25

**Tableau VI.8:** Résumé des résultats du ferrailage les nervure

➤ **Armatures transversales :**

$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right) = \min (28.5 ; 60 ; 20);$  soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_t = 6\phi_{10}=7.68 \text{ cm}^2$

(2 cadre  $\phi_{10}$ +1étrier  $\phi_{10}$ ).

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15\text{cm}$  après vérification des conditions de BAEL93 (Art A.5.1.2.2).

## a) Vérifications à L'ELU

## ➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$FN : \bar{\tau}_u \text{ min } [0.1 f_{c28} ; 4 \text{MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
X-X	1913.80	1.25	2.5	Vérifier
Y-Y	2761.16	1.87	2.5	Vérifier

**Tableau VI.9** : Vérification de l'effort tranchant.

## b) Vérifications à L'ELS

## ➤ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	943.61	7.77	15	275.37	201.63
	Appui	1053.44	8.29	15	275.30	201.63
Y-Y	Travée	1607.06	10.66	15	250.78	201.63
	appui	1573.80	10.45	15	245.78	201.63

**Tableau VI.10** : Résumé des résultats (vérification des contraintes)

**Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0.1] ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeur (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
x-x	$M_t$	943.61	0.0032	0.28	54.29	55.92	5HA32+5HA20
	$M_a$	1053.44	0.0033	0.305	61.19	64.75	5HA32+5HA25

y-y	M <sub>t</sub>	1607.06	0.0052	0.382	95.72	95.8	10HA32+5HA20
	M <sub>a</sub>	1573.80	0.0051	0.380	94.57	95.8	10HA32+5HA20

**Tableau VI.11:** les nouvelles sections d'acier adoptent à l'ELS.

**Remarque**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

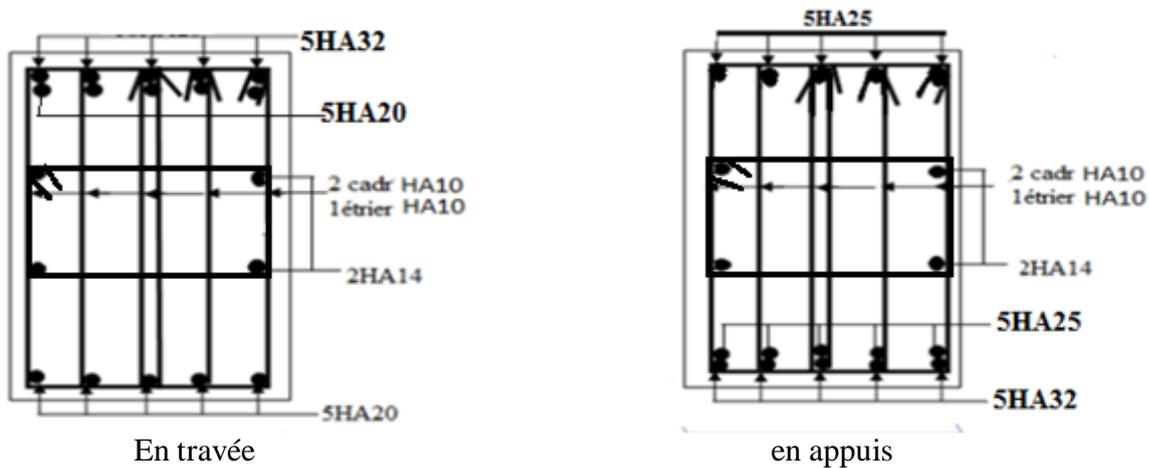
D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de Paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc  $A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$

Soit : 2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup> par face.

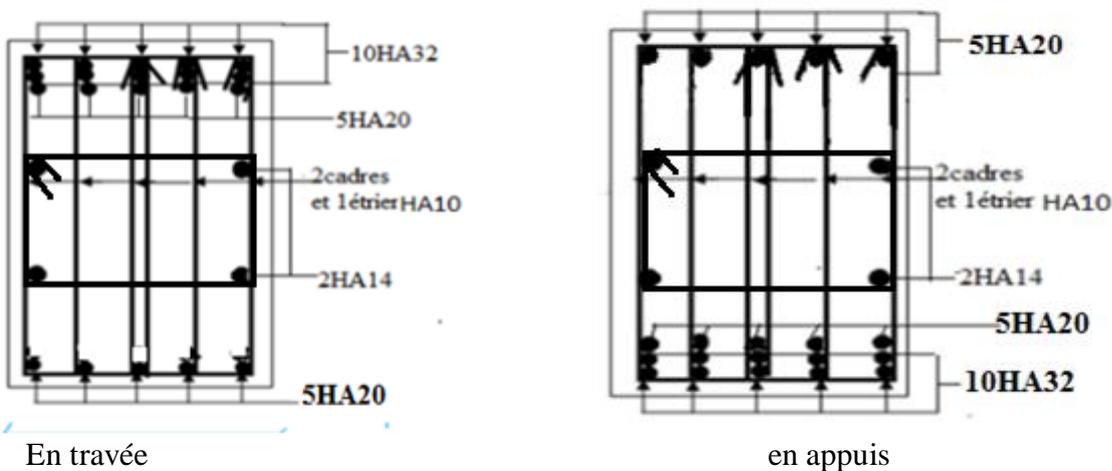
➤ **Schémas de ferrailage des nervures :**

**Sens x-x**



**Figure VI.13 :** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X

**Sens y-y :**



**Figure VI.14 :** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y.

## VI.6 Voiles périphériques

### VI.6.1 Introduction

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

Caractéristiques des voiles

- Hauteur :  $h=3.06\text{m}$ .
- Epaisseur :  $e=20\text{ cm}$

### VI.6.2 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique  $\gamma =18\text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi\ 28^\circ$
- Cohésion :  $C =0.45\text{ bar}$  (sol cohérent)

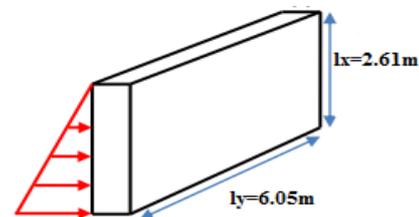


Figure VI.15: Schéma du voile périphérique

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastres en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10\text{KN/m}^2$

### VI.6.3 Evaluation des charges et des surcharges :

#### ➤ Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

En béton armé, l'effet de la cohésion est négligée (effet favorable).

$$G(3.06) = 18 \times 3.06 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{28}{2} \right) = 19.88\text{KN/m}^2$$

#### ➤ Charge due à la surcharge :

$$Q=10\text{KN/m}^2$$

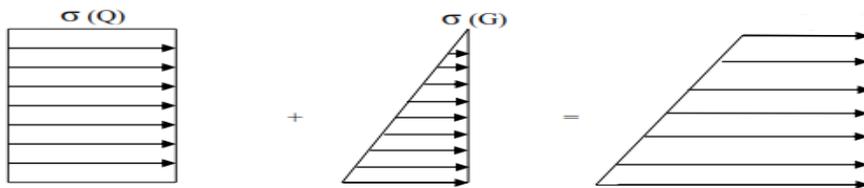
$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right); Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{28}{2} \right) = 3.61\text{KN/m}^2.$$

### VI.6.4 Calcul du Ferrailage :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

**Figure VI.16:** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 32.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.54 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m.}$$

$$L_y = 6.6 - 0.55 = 6.05 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.43 > 0.40 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1062 & (\text{annexe 1}) \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1062 \times 25.54 \times 2.61^2 = 18.47 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 18.47 = 4.61 \text{ KN.m.}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 18.47 = 15.69 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 4.61 = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_0^x = -9.23 \text{ KN.m.}$$

**Calcul à l'ELS :  $v = 0.2$** 

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1087 & (\text{annexe I}) \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 3.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 23.49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18.52 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1087 \times 18.52 \times 2.61^2 = 13.71 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3077 \times 13.71 = 4.21 \text{ KN.m.}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 13.71 = 11.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 4.21 = 3.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_0^x = -6.85 \text{ KN.m}$$

Avec :  $A_{min} = 0,1\% b \times h$  (RPA).

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_i(\text{kn.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	x-x	15.69	0.038	0.048	0.166	2.85	2	4HA12=4.52
	y-y	3.91	0.0096	0.012	0.169	0.67	2	4HA10=3.14
Appuis		-9.23	0.022	0.0028	0.168	1.6	2	4HA10=3.14

**Tableau VI.12:** Ferrailage du voile périphérique.

➤ **Espacement des armatures**

Armatures //  $L_x$  :  $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

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

Armatures //  $L_y$  :  $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Soit :  $St=25\text{cm}$ .

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ , fissuration nuisible.

On a:  $V_x = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{15.69 \times 2.61}{2} = 20.47 \text{ KN}$

$\tau_{ux} = \frac{20.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.120 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

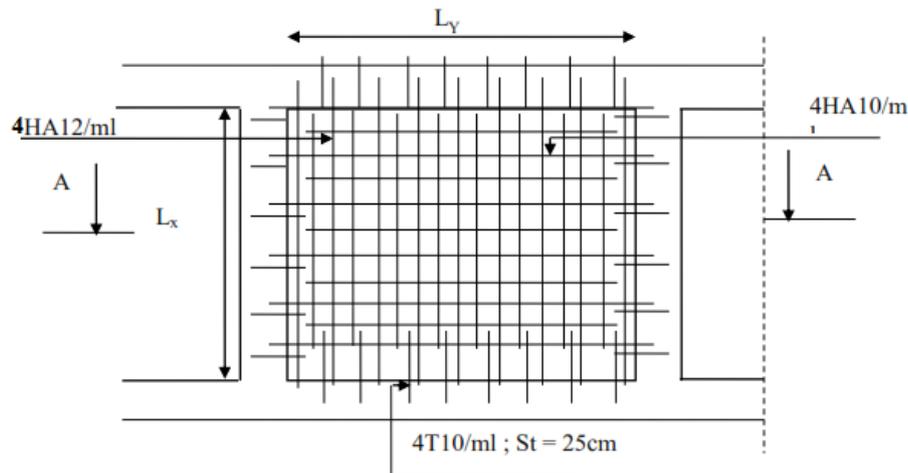
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	sens	$M_t$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
travée	x-x	11.65	4.17	13577.53	3.57	15	165.12
	y-y	3.57	3.55	10011.79	1.26	15	71.93
Appuis	x-x	6.85	3.55	10011.79	2.42	15	138.03

**Tableau VI.13:**Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Schéma de ferrailage du voile périphérique :



Coupe A-A

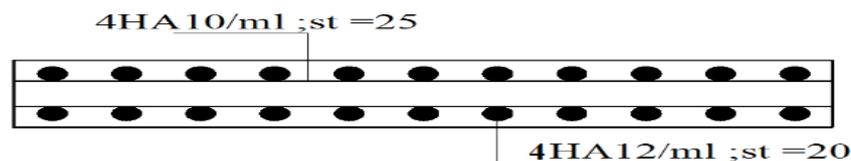


Figure VI.17 : schéma de ferrailage du voile périphérique.

### VI.7.conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier .

## Conclusion générale

---

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment R+10+grenier +sou-sol contreventée par un système mixte (voile-portique), est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (ETABS 2016), Un logiciel qui nous a permis de savoir le comportement, le mouvement de la structure et La période, les modes, le moment, les contraintes...etc.

ce travail nous a permis de faire un certain nombre de conclusions :

- ✓ La forme du bâtiment a été un facteur négatif qui a augmenté la complexité de son comportement
  
- ✓ La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La disposition des voiles et non la quantité joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes (la vérification de la période, la justification de l'interaction voiles-portique)
- ✓ Il est important d'assurer et garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates
- ✓ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaisante pour notre cas.
- ✓ le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc de se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Enfin nous souhaitons que notre travail soit utile et sera un support pour les promotions à venir.

# *Bibliographie*

---

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 2016.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# *Annexes*

## Annexe I

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



## Annex II

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe III

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx$**

		$\frac{u/l_x}{v/l_y}$	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>
<b>Valeurs de M1</b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.095	0.083	0.075	0.068	0.063	
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
<b>Valeurs de M2</b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	<b>0.8</b>	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	