

---

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
*Université Abderrahmane Mira Béjaïa*

Faculté des Science et Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de Fin d'Etude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

*Thème*

---

---

*Etude d'un bâtiment R+5+3entres sol  
à usage mixte habitations commerce contreventé par  
un système mixte  
(voiles-portiques)*

---

*Réalisé par :*

BENNOUCHEN Abdou

SEGHIRI Melkhir

*Encadré par :*

M<sup>r</sup> SRIKMA Mourad

*Devant la Commission d'Examen*

*JURY*

M<sup>r</sup> IDDIR

M<sup>lle</sup> MEZIANI.M

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*À mes sœurs et mes frères*

*À toute ma famille sans exception.*

*À tous mes amis.*

*Abdou.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents qui m'ont aidé et soutenu durant toutes ces longues années d'étude.*

*A mes frère : Sofiane, Aissa ,Abdihak, et Ahmed .*

*Ainsi qu'à toute la famille SEGHIRI*

*A tous mes amies : Djedjigua, Nassima ,lynda, fatima ,Dehbia  
Yesmine, kahina , dehya....  
et toute personne que je connais surtout mon binôme abdou.*

*Et A tous les musulmans qui souffrent dans le monde entier.*

*Melkher*

# 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 SERIKMA Mourad : notre promoteur, pour avoir accepté 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.*

*Melkhir & Abdou*

# Liste des tableaux

<b>tableau II.1</b> évaluation des charge du plancher terrasse accessible .....	13
<b>tableau II.2</b> évaluation des charges du plancher étage courant .....	13
<b>tableau II.3</b> évaluation des charges du dalle pleine .....	14
<b>tableau II.4</b> Les murs extérieurs (double parois en brique creuses).....	14
<b>tableau II.5</b> évaluation des charges sur la volée .....	15
<b>tableau II.6</b> Evaluation des charges sur le palier.....	16
<b>tableau II.7</b> la descente des charges pour le poteau F2 .....	19
<b>tableau II.8</b> de la descente des charges pour le poteau E3 .....	21
<b>tableau III.1</b> Les différents Types de poutrelles.....	33
<b>tableau III.2</b> charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	36
<b>tableau III.3</b> Calcul des moments isostatiques.....	37
<b>tableau III.4</b> Sollicitation des poutrelles du plancher a usage d'habitation .....	40
<b>tableau III.5</b> sollicitation des poutrelles du plancher commerce.....	41
<b>tableau III.6</b> sollicitation des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	42
<b>tableau III.7</b> tableau récapitulatif des résultats obtenus .....	51
<b>tableau III.8</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	53
<b>tableau III.9</b> ferrailage d'une dalle plain sur trois appuis.....	63
<b>tableau III.10</b> vérification de l'eta limite de compression du béton .....	64
<b>tableau III.11</b> ferrailage d'une dalle plain sur deux appuis.....	66
<b>tableau III.12</b> vérification des contraintes .....	67
<b>tableau III.13</b> ferrailage d'une dalle plain sur un seul appui .....	68
<b>tableau III.14</b> vérification des contraintes .....	69
<b>tableau III.15</b> dimensions de l'escalier type1 de l'entre-sol1à niveau 68 cm...	72
<b>tableau III.16</b> dimensions de l'escalier type2 des entres sol.....	73
<b>tableau III.17</b> dimension de l'escalier d'étage courant.....	74
<b>tableau III.18</b> dimensions de volée 2de l'escalier d'entre sol 2(type2).....	75
<b>tableau III.19</b> dimensions de volée 1et3 l'escalier d'entre sol 2.....	76
<b>tableau III.20</b> dimensions de volée 2 l'escalier d'entre sol 2(type1).....	78
<b>tableau II.21</b> Résumé des résultats de ferrailage.....	79
<b>tableau II.22</b> Résumé des résultats de ferrailage.....	83
<b>tableau II.23</b> Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1.....	86
<b>tableau II.24</b> vérification des contraintes.....	87
<b>tableau II.25</b> Calcul d'armature.....	88
<b>tableau II.26</b> tableau de ferrailage de la dalle de local des machines .....	92
<b>tableau II.27</b> résultats de calcul des contraintes .....	94
<b>tableau II.28</b> Résultats de calcul des contraintes.....	99
<b>tableau II.29</b> Armatures longitudinales.....	101
<b>tableau IV.1</b> Valeurs des pénalités $Pq$ .....	105
<b>tableau IV.2</b> Les valeurs de $\zeta(\%)$ .....	107
<b>tableau IV.3</b> sections des poteaux.....	112
<b>tableau IV.4</b> Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses .....	112
<b>tableau IV.5</b> Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	113
<b>tableau IV.6</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	114
<b>tableau IV.7</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	115
<b>tableau IV.8</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	115
<b>tableau IV.9</b> Vérification des déplacements dans le sens x-x.....	116
<b>tableau IV.10</b> Vérification des déplacements dans le sens y-y.....	116
<b>tableau IV.11</b> Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ .....	

# Liste des tableaux

<b>tableau V.1</b>	ferraillage des poutres principales et secondaires .....	118
<b>tableau V.2</b>	Vérification des contraintes tangentielles.....	120
<b>tableau V.3</b>	Les moments résistants dans les poteaux.....	121
<b>tableau V.4</b>	Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques....	122
<b>tableau V.5</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	123
<b>tableau V.6</b>	Vérification de la flèche pour les poutres.....	124
<b>tableau V.7</b>	schéma de ferraillage des poutres des entre sol .....	124
<b>tableau V.8</b>	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux...	126
<b>tableau V.9</b>	Sollicitations dans les poteaux.....	127
<b>tableau V.10</b>	Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	130
<b>tableau V.11</b>	Les armatures transversales adoptées pour les poteaux. ....	130
<b>tableau V.12</b>	Justification de l'effort normal ultime.....	132
<b>tableau V.13</b>	Vérification des contraintes dans le béton.....	133
<b>tableau V.14</b>	Vérification des contraintes tangentielles.....	134
<b>tableau V.15</b>	schema de ferraillage des poteaux .....	134
<b>tableau V.16</b>	Sollicitations dans les poteaux.....	137
<b>tableau V.17</b>	sollicitation de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....	142
<b>tableau V.18</b>	Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux.....	142
<b>tableau V.19</b>	Sollicitations de calcul dans le voile $V_{yy1}$ .....	143
<b>tableau VI.1</b>	Tableau de ferraillage du radier.....	149
<b>tableau VI.2</b>	Vérification des contraintes.....	151
<b>tableau VI.3</b>	Vérification des contraintes nouvelle.....	152
<b>tableau VI.4</b>	Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	154
<b>tableau VI.5</b>	Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.....	154
<b>tableau VI.6</b>	résumé des ressuâtes (ferraillage des mercurés).....	155
<b>tableau VI.7</b>	Résumé des résultats de ferraillage.....	155
<b>tableau VI.8</b>	Vérification de l'effort tranchant.....	156
<b>tableau VI.9</b>	résumé des résultats (vérification des contraintes).....	156
<b>tableau VI.10</b>	Nouvelles vérification des contraintes.....	157
<b>tableau VI.11</b>	Ferraillage des longrines.....	160
<b>tableau VI.12</b>	Ferraillage du voile périphérique.....	161
<b>tableau VI.13</b>	Vérification des contraintes.....	163
<b>tableau VI.14</b>	les nouvelle résultats des contraindre.....	

# Liste des tableaux

# Liste des tableaux

# Liste des figures

<b>Figure I.1</b> plan de masse.....	1
<b>figure II.1</b> Plancher à corps creux .....	8
<b>figure II.2</b> Dalle sur un seul appui.....	9
<b>figure II.3</b> dalle sur deux appuis.....	9
<b>figure II.4</b> Dalle sur trois appuis .....	10
<b>figure II.5</b> dalle sur quatre appuis .....	10
<b>figure II.6</b> Coupe transversale d'une poutre.....	11
<b>figure II.7</b> schéma de dégression des surcharges.....	16
<b>figure II.8</b> descente de charges.....	16
<b>figure II.9</b> la disposition des poutrelles.....	17
<b>figure II.10</b> surface du plancher revenant au poteau F2.....	17
<b>figure II.11</b> surface du plancher revenant au poteau E3.....	20
<b>figure III.1</b> Schémas de l'acrotère.....	26
<b>figure III.2</b> schemas statique de l'acrotère .....	27
<b>figure III.3</b> schéma de ferrailage de l'acrotère .....	31
<b>figure III.4</b> : Coupe transversale d'une poutrelle.....	32
<b>figure III.5</b> schéma de disposition des poutrelles.....	32
<b>figure III.6</b> évaluation des efforts tranchants.....	35
<b>figure III.7</b> Schéma statique d'une poutrelle.....	36
<b>figure III.8</b> Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	56
<b>figure III.9</b> dalle sur quatre appuis .....	57
<b>figure III.10</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	62
<b>figure III.11</b> dalle sur trois appuis .....	62
<b>figure III.11a.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	65
<b>figure III.12</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	65
<b>figure III.13a</b> dalle sure deux appuis .....	66
<b>figure III.13.b</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis .....	67
<b>figure III.14</b> dalle sur un seul appui.....	68
<b>figure III.15</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	69
<b>figure III.16.a</b> détail d'un escalier .....	70
<b>figure III.16</b> escalier droit à une seule volée.....	71
<b>figure III.17</b> escalier a trois volées .....	71
<b>figure III.18</b> schéma statique de l'escalier type1 de l'entre-sol1 à niveau 68 cm...	72
<b>figure III.19</b> : schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> volées d'escalier.....	73
<b>figure III.20</b> schéma statique de l'escalier de RDC et d'étage courant.....	74
<b>figure III.21</b> schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée.....	75
<b>figure III.22</b> vue en plan de la 2 <sup>ème</sup> volées d'escalier type1 .....	75
<b>figure III.23</b> schéma statique de l'escalier d'entre sol 2.....	76
<b>figure III.24</b> schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volées d'escalier type1 .....	77
<b>figure III.25</b> vue en plan de la 2 <sup>ème</sup> volées d'escalier type1 .....	77
<b>figure III.26</b> Schéma statique d'escalier type1 .....	78
<b>figure III.27</b> Section à ferrailer.....	79
<b>figure III.28</b> Schéma de ferrailage de l'escalier(A) à une seule volée.....	81
<b>figure III.29</b> Schéma de ferrailage de l'escalier(B).....	85
<b>figure III. 30</b> schéma statique de la dalla sur un seul.....	85
<b>figure III.31</b> Section de la dalle pleine a ferrailé.....	85
<b>figure III.32</b> schéma de ferrailage de la dalle type1 .....	86

# Liste des figures

<b>figure III.33</b> Section creuse équivalente.....	88
<b>figure III. 34</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	90
<b>figure III. 35</b> Dalle sur quatre appuis.....	91
<b>figure III. 35</b> L'ascenseur .....	94
<b>figure III.34</b> Schéma de ferrailage du local des machines .....	99
<b>figure III.35:</b> Schéma de ferrailage de la poutre dechainage.....	103
<b>figure IV.1 :</b> Schéma de disposition des voiles .....	109
<b>figure IV.1 :</b> spectre de repense.....	110
<b>figure IV.2</b> modes de vibration .....	110
<b>figure V.1</b> Schéma de la zone nodale.....	121
<b>figure V.2</b> La zone nodale.....	126
<b>figure V.3</b> Section d'un poteau.....	129
<b>figure V.4</b> Schéma de ferrailage du voile Vx2 d'étage 3.....	141
<b>figure.1 :</b> Dalle sur quatre appuis.....	146
<b>figure VI.2</b> Schéma de ferrailage du radier.....	149
<b>figure VI.3</b> Section à ferrailer.....	151
<b>figure VI.4</b> Section à ferrailer.....	152
<b>figure VI.5</b> Schéma de ferrailage des nervures.....	154
<b>figure VI.6</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	155
<b>figure VI.7</b> Diagramme des contraintes .....	163
<b>figure VI.8</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	165

# Table des matières

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction .....	1
I.2 Description de l'ouvrage .....	2
I.3 Les caractéristique géométrique .....	2
I.4 Description structurale .....	3
I.4.1 Ossature de l'ouvrage .....	3
I.4.2 Plancher .....	3
I.4.3 Les escaliers.....	3
I.4.4 Maçonnerie .....	3
I.4.5 Revêtement .....	4
I.4.6 L'acrotère .....	4
I.4.7 Gaine d'ascenseurs.....	4
I.5 Règlements et normes utilise .....	4
I.6 Les états limite .....	4
I.6.1 Définition .....	4
I.6.2 Les hypothèses de calcul .....	5
I.7 Les actions .....	5
I.7.1 Les différents types d'actions .....	6
I.7.2 Valeurs de calcul des actions .....	6
I.8 Caractéristique mécanique des matériaux.....	7
I.8.1 Le béton .....	7
I.8.2 Acier .....	7
I.8.3 Sol .....	7

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction .....	9
II.2 Prés dimensionnements des éléments .....	9
II.2.1 Les planchers .....	9
II.2.1.1 Plancher a corps creux.....	9
II.2.1.2 Dalles plains.....	10
II.3 Les poutres .....	11
II.4 Les voiles .....	12
II.5 Les poteaux .....	13
II.6 Evaluation des charges et surcharges .....	14
II.6.1 Plancher terrasse accessible .....	14
II.6 Plancher étage courant et commercial .....	14
II.7 Dalle pleine .....	15
II.8 Les escaliers .....	15
II.9 La descente de charge .....	16

# Table des matières

## Chapitre III : étude des éléments non structuraux

III.1 Introduction .....	27
III.2 L'acrotère .....	27
III.3 Les poutrelles .....	32
III.3.1 Calcul des sollicitations .....	34
III.3.2 Calcul des charges et surcharges revenants aus poutrelles .....	36
III.3.3 Calcul des sollicitations .....	37
III.3.4 Ferrailage .....	43
III.4 Planchers dalles pleines .....	57
III .5 Les escaliers .....	69
III.5.1 Prés dimensionnement des escaliers .....	69
III.5.2 Types d'escaliers .....	70
III.6 Les balcon .....	84
III.7 Etude des poutres paliers .....	86
III.7.1 Prés dimensionnement.....	86
III.8 Etude de l'ascenseur .....	89
III.8.1 Etude de la dalle pleine e local machines .....	89
III.9 Calcul des poutres de chainages .....	99
III.9.1 Dimensionnement .....	99
III.9.2 Calcul des sollicitations.....	99
III.9.3 Le ferrailage .....	100
III.9.4 Vérification .....	101
III.9.5 Schéma de ferrailage .....	102

## Chapitre IV : Etude dynamique

IV Introduction .....	103
IV.2. Objectifs et exigences .....	103
IV.3 Méthode de calcul .....	103
IV.3.1 Méthode statique équivalente .....	103
IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	107
IV.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes .....	107
IV.5. Modalisation et résultats.....	108
IV.5.1 Disposition des voiles contreventement .....	108
IV. 5.2 La modélisation par le logiciel sap.....	109
IV.5.3 Section des poteaux adopte .....	110
IV.6 Résultats obtenus .....	111
IV.6.1 Vérification sous charges horizontales .....	112
IV.6.2 Vérification a l'effort normal réduit .....	113
IV.6.3 Vérification de la résultante des forces sismique .....	114
IV.6.4 Justification vis-à-vis des déformations .....	114
IV.6.5 Justification vis-à-vis de l'effet $\Delta$ .....	116
IV.7 Conclusion .....	117

# Table des matières

## Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 ferrailage des poutres .....	118
V.1.1 Introduction .....	118
V.1.2 Ferrailage .....	118
V.1.3 Recommandation de BAEL .....	119
V.1.4 Vérification des armatures selon le RPA99.....	121
V.1.5 Les armatures transversales .....	121
V.1.6 Vérifications.....	122
V.2 ferrailage des poteaux.....	127
V.2.1 Introduction .....	127
V.2.2 Recommandation du RPA99.....	129
V.2.3 Sollicitation de calcul .....	130
V.2.4 Calcul du ferrailage .....	130
V.2.4.1 Ferrailage longitudinal .....	132
V.2.4.2 Section des armatures transversales dans les poteaux.....	137
V.3 ferrailage des voiles .....	137
V.3.1 Introduction .....	138
V.3.2 Recommandation du RPA.....	139
V.3.3 Sollicitation du calcul.....	139
V.3.4 Calcul du ferrailage .....	141
V.3.5 Vérification .....	143
V.3.5 Conclusion .....	146

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI Introduction .....	147
VI.2 Choix de type des fondations .....	147
VI.3 Combinaisons d'action a considérer .....	147
VI.4 Calcul de la surface des fondations .....	147
VI.4.1 Radier général.....	148
VI.4.1.1 Définition .....	148
VI.4.1.2 Dimensionnement.....	148
VI.5 Les vérifications nécessaires .....	149
VI.5.1 Vérification de la poussée hydrostatique .....	149
VI.5.2 Vérification au poinçonnement .....	149
VI.5.3 Vérification au cisaillement.....	150
VI.5.4 Vérification des contraintes dans le sol .....	150
VI.6 Ferrailage du radier .....	151
VI.6.1 Calcul des sollicitations .....	151
VI.6.2 Vérification.....	153
VI.6.3 Schéma de ferrailage .....	154
VI.7 Longrine .....	155
VI.7.1 Ferrailages des longrines .....	155
VI.8 Les nervure.....	156
VI.8.1 Calcul des sollicitations .....	157
VI.8.2 Ferrailage des nervures .....	158
VI.8.3 Vérification .....	159
VI.8.4 Ferrailages des nerveur.....	161
VI.9 Voile périphérique .....	163

# Table des matières

**Conclusion général**

**Bibliographie**

**Annexes**

## Introduction générale

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Pour lutter contre l'étalement urbain dans les grandes villes et le manque d'espace, un retour à la verticalité du bâtiment apparaît aujourd'hui comme incontournable.

Une fois la décision de bâtir un bâtiment prise, on se trouvait confronter à des problèmes techniques qui se manifestaient dans ce genre de constructions.

Ces problèmes sont

- le dimensionnement et détermination des actions verticales.
- l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.
- le calcul du ferrailage
- l'étude des fondations du bâtiment.

L'évolution dans la conception des bâtiments a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul telles que les méthodes exactes, approchées et les méthodes simplifiées, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition de l'ordinateur et la création des logiciels et aussi l'amélioration des règlements et des normes, aidant à lever la complexité de ces problèmes

De nos jours également la conception d'une structure parasismique est un problème complexe vue la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdes, des études faites par des experts comme Davidovici, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications est la nouvelle classification des zones sismiques et des valeurs des coefficients d'accélération de zone.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un bâtiment multifonctionnel (R+5 avec 3entres sol) ; il regroupe à la fois commerce et logement d'habitation.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, poutrelles, escalier, ascenseur).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par SAP 2000 vont être vérifiés par le RPA 99.
- La sixième étape portera sur l'étude des fondations.

## I.1 Introduction

Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de son corps couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante.

La stabilité de cet ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques ainsi que le sol d'assis.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Pour qu'une étude de 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, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

## I.2 Description de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'étude dans le cadre de notre projet est l'étude d'une construction (R+5 +3 Entre Sols) qui regroupe parking, commerces et logements d'habitation classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du « RPA99 /version 2003 » (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Seddouk la Wilaya de Bejaia qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le « RPA99 /version 2003 ». Cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité en plan et en élévation.

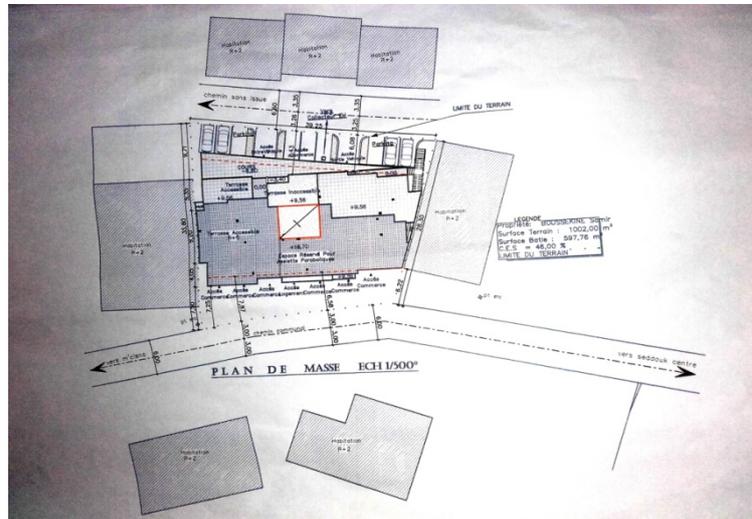


figure I.1 plan de masse

## I.3 Les caractéristiques géométriques

- Hauteur du 1<sup>ère</sup> entre sol : **4,08m.**
- Hauteur de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> entre sol : **3,40m.**
- Hauteur du RDC : **3,40m**
- Hauteur d'étages courants : **3.06m.**
- Hauteur total du bâtiment y compris l'acrotère: **30,58m.**

- Largeur du bâtiment : **20,15m.**
- Longueur du bâtiment : **32,50m.**

#### **I.4 Description structurale**

- La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

##### **I.4.1 Ossature de l'ouvrage**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

##### **I.4.2 Plancher**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

##### **❖ Planchers corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

##### **❖ Planchers dalle pleine**

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières comme les balcons et les escaliers.

##### **I.4.3 Les escaliers**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Notre ouvrage comporte 2 types d'escaliers selon le nombre de volées et de marches.

- ✓ Escalier à trois volées.
- ✓ Escalier à une volée.

##### **1.4.4 Maçonnerie**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

**a. Murs extérieurs**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

**b. Murs intérieurs (cloison)**

Cloison de séparation de 10 cm.

**I.4.5 Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

**I.4.5 L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible

**I.4.6 Gaine d'ascenseurs**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**I.5 Règlements et normes utilisés**

- Les règlements et normes utilisés sont :
  - ✓ RPA99 /version 2003.
  - ✓ CBA93.
  - ✓ DTR B.C.2.2.
  - ✓ BAEL91/version 99.
  - ✓ DTR BC2.33.2.

**I.6 Les états limites (BAEL91)****I.6.1 Définition**

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

- ✓ **Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

- ✓ **Etat limite de service** : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude 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.6.2 les hypothèses de calcul

#### ✓ E.L.U ..... CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- 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 %.

#### ✓ E.L.S .....BAEL91 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## I.7 les actions

### I.7.1 Les différents types d'actions

#### ✓ Les actions permanentes (G)

- Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

#### ✓ Les actions variables (Q)

- Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.

- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

✓ **Les actions accidentelles (FA)**

- Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

**I.7.2 Valeurs de calcul des actions**

- Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

✓ **Combinaison d'actions à l'ELU ..... CBA93 (article : A.3.3.2)**

➤ **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum 1,3\psi_{oi} Q_i$$

$\psi_{oi} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{oi}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles**

$$1.35G_{max}+G_{min}+FA+ \psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

➤ **Combinaison d'action à l'EL S ..... ; CBA93 (article : A.3.3.3)**

$$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### ✓ Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{-Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q. \\ \text{ELS : } G+Q. \end{array} \right.$$

$$\text{- Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

## I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.8.1 Le Béton

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant du béton et de l'acier. On réalise par mélange de sable de gravier, de ciment et d'eau. Le béton armé est le plus utilisé vu les caractéristiques qu'il présente, il est de masse volumique généralement prise égale à  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

Il est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression .Elle est évaluée à 28 jours

-Les défèrent caractéristique de béton

- ✓  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$
- ✓  $E_i = 37200 \text{ MPa}$
- ✓  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓  $\nu = 0,2$
- ✓ Enrobage min = 3cm.

### I.8.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton. On utilise 2 types d'aciers :

- ✓ Acier à haute adhérence (HA) FeE400      $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .
- ✓ Acier naturel rond lisse (RL) FeE235      $f_e = 235 \text{ MPa}$ .

### I.8.3 Sol

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site on a :

- ✓ L'analyse des pénétrographes à enregistre des résistances de points moyenne en surface ;
- ✓ Recommande des fondations superficielles, encrées à partir de 1,80m de profondeur par rapport à la côte du terrain (bas talus) et de prendre comme contrainte admissible  $Q_{adm}=2,00\text{bars}$  ;

- ✓ Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluvial et de surélevé la construction (plat forme) par rapport a la côte des terrains naturel ;
- ✓ Un étaieiment des parois est nécessaire pour éviter le glissement des berges des talus et d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure ;
- ✓ La nature de ce terrain est constitué essentielles par des : *schiste grisâtre friable*
- ✓ Les paramètres géotechniques :
  - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2,07t /m^3 \\ C_{cd}=0,04bars \\ \Phi_{cd}=25,58^\circ \end{array} \right.$
- ✓ Évites les travaux de terrassement en période de pluies ;
- ✓ La classe de sol en catégorie S3 selon sa nature géotechnique
- ✓ Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation ;

**II.1.Introduction:**

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d’exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- ✓ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d’origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l’ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

**II.2 Prés dimensionnement des éléments**

**II.2.1 Les planchers**

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d’une structure. Leurs fonctions essentielles sont :

- ✓ La résistance : supporter son poids propre, les surcharges d’exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- ✓ Le confort : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux ;
- Les dalles pleines.

**II.2.1.Plancher à corps creux :**

La hauteur d’un plancher à corps creux est limitée par la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d’appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h<sub>t</sub> : Hauteur totale du plancher.

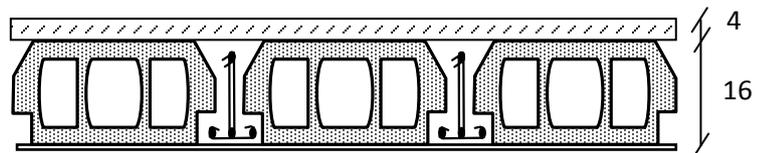
Selon la vue en plan :

$$L=480 - 30=450 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{450}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20\text{cm}$$

On adopte un plancher d’une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$



**figureII.1** Plancher à corps creux

**II.2.1.2 Dalles planes :**

Une dalle plane est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis parallèles ou quatre appuis avec } \rho \leq 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0,4$$

Avec :  $\rho = L_x / L_y$

✓ **Critère de coupe feu :**

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

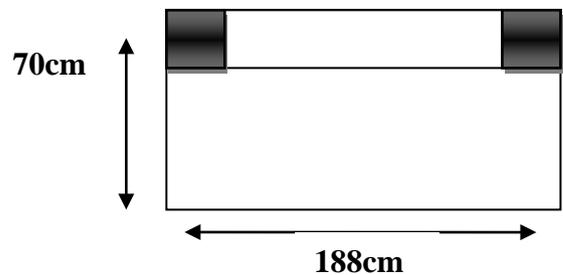
$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu

Dans notre projet on a :

- Dalle sur un seul appui :

On aura donc :  $e \geq \frac{70}{20} \Rightarrow e \geq 3,5\text{cm}$



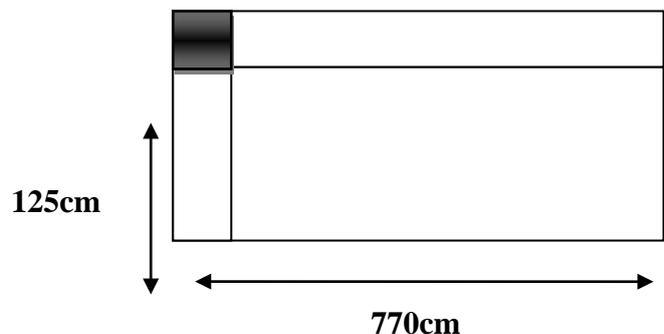
figureII.2 Dalle sur un seul appui

Donc : On prend **e=5cm**

- Dalles sur deux appuis :

$$\frac{125}{35} \leq e \leq \frac{125}{30} \Rightarrow 3,57 \text{ cm} \leq e \leq 4,16 \text{ cm}$$

Donc : On prend **e=6cm**

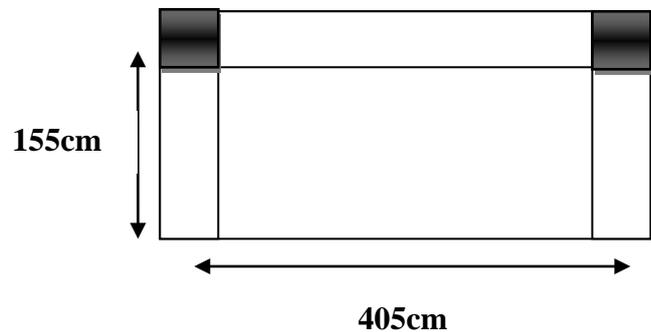


figureII.3 Dalles sur

- Dalle sur trois appuis :

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3,44\text{cm} \leq e \leq 4,84\text{cm}$$

Donc : On prend **e=4cm**

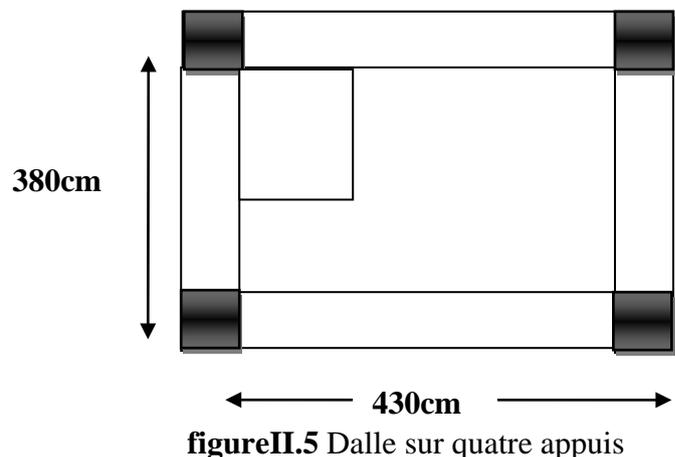


**figureII.4** Dalle sur trois appuis

- Dalle sur quatre appuis :

$$\frac{380}{45} \leq e \leq \frac{380}{40} \Rightarrow 8,44\text{cm} \leq e \leq 9,5\text{cm}$$

Donc : On prend **e=11cm**



**figureII.5** Dalle sur quatre appuis

D'après les résultats obtenus en utilisant les conditions de résistance et d'après le critère de coupe-feu, on opte pour l'ensemble des dalle pleines **e=14cm**.

### II.3 Les poutre

- **Les poutres principales :** Elles sont perpendiculaires aux poutrelles.  
Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- h : hauteur de la poutre

-  $L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 4.8-0.3= 4.5\text{m}$ ).

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

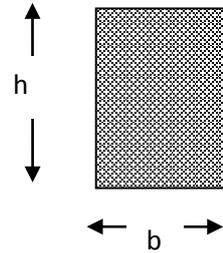
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30cm \leq h \leq 45cm$$

$$\text{Donc soit } \begin{cases} h = 45cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} h = (\frac{L_{max}}{12} ; \frac{L_{max}}{10}) \\ b = (\frac{3h}{10} ; \frac{7h}{10}) \\ h = (36.66 ; 44) \\ b = (12 ; 28) \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 45cm \\ b = 30cm \end{cases}$$



figureII.6 Coupe transversale d'une poutre

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes

- $b \geq 20cm$  Condition vérifiée
- $h \geq 30cm$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 \leq 4$  Condition vérifiée
- **Les poutres secondaires** : Elles sont parallèles aux poutrelles.  
 $L = 4.8 - 0.3 = 4.5m$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

**II .4 Les voiles**

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques donnant les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et des conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités)

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivant :

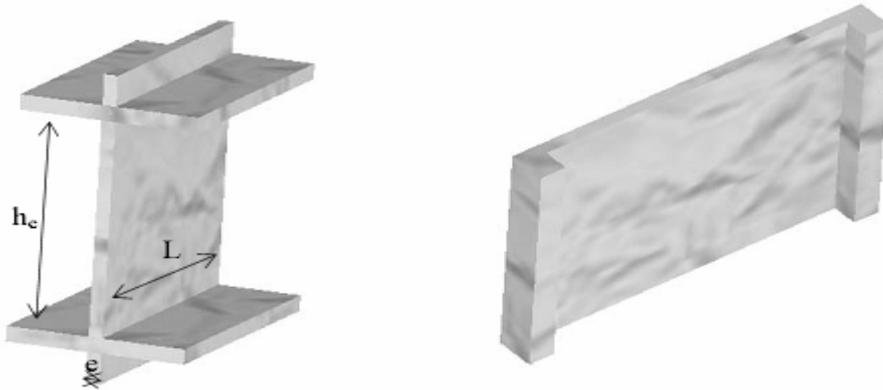
- $e > 15cm$ ..... (1)
- $e > h_e / 20$ .....(2) ..... **RPA99(article7.7.1).**
- $L > 4e$  .....(3)

Avec

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

he : hauteur libre d'étage.



Dans notre projet la hauteur libre d'étage est la même dans tous les étages sauf pour RDC et les sous-sols

- **Pour le sous sol 1**  
 $he = 408 - 30 = 378 \text{ cm} \Rightarrow e > 378 / 20 = 18.9 \text{ cm}$   
 Soit :  $e = 20 \text{ cm}$
- **Pour le sous sol 2, sous sol 3, et RDC :**  
 $he = 340 - 30 = 310 \text{ cm} \Rightarrow e > 310 / 20 = 15.5 \text{ cm}$   
 Soit :  $e = 20 \text{ cm}$
- **Pour les autres niveaux :**  
 $he = 306 - 30 = 276 \text{ cm} \Rightarrow e > 276 / 20 = 13.8 \text{ cm}$   
 Soit :  $e = 15 \text{ cm}$

✓ Donc on adopte une épaisseur (**e=20cm**) pour les voiles des sous sols et RDC et une épaisseur (**e=15cm**) pour les autres voiles.

## II .5 Les poteaux

Le prés dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitation de calcul en compression simple a l'ELU en appliquant les deux critères suivants :

- a) Le critère de résistance
- b) Le critère de stabilité de forme.

L'effort de compression est évalué à partir de la descente de charges

Pour faire la descente de charges on suppose les dimension de poteaux suivantes :

- (50 ,40)  $\text{cm}^2$  pour les sous sols
- (45,40)  $\text{cm}^2$  pour le RDC et le 1<sup>er</sup> étage

- (45,35) cm<sup>2</sup> pour le 2<sup>ém</sup> et 3<sup>ém</sup> étage
- (40,35) cm<sup>2</sup> pour le 4<sup>ém</sup> et 5<sup>ém</sup> étage

## II.6 Evaluation des charges et surcharges [DRT B.C 2.2]

### II.6.1 Plancher terrasse accessible

tableau II.1 Evaluation des charge du plancher terrasse accessible

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
04	Forme de pente (15%)	10	22	2.2
05	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
06	Plancher à corps creux	(16+4)		2.85
07	Enduit en ciment	2	20	0.4
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 6.57</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 1.50</b>

### II.6.2 Plancher étage courant et commercial

tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 5.35</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 1.50</b>
<b>Q plancher étages commerce</b>				<b>Q = 5</b>

## II.7 dalle pleine

Tableau II.3 Evaluation des charges du dalle pleine

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	14	25	3.50
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 5.1</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 3.5</b>

## II.4 Les murs extérieurs (double parois en brique creuses)

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse	15	9	1.35
03.	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 2.95</b>

## II.8 Les escaliers

Tableau II.5 Evaluation des charges sur la volée

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	Carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Paillasse	20/ (cosa)	25	5.03
05	Gardes corps	//	//	0.6
	Marches	17/2	22	1.87
	Enduit ciment	2	20	0.40

<b>Charge permanente totale</b>	<b>G = 9,1</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>	<b>Q = 2,50</b>

Tableau II.6 Evaluation des charges sur le palier

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	2	18	0,36
04	Dalle pleine	20	25	4.25
05	Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
06	Enduit ciment	2	20	0,40
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 6</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 2.50</b>

**II.9 La descente de charge**

Pour ce type de charges, nous appliquerons la loi de dégression de charges qui reste applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation.

Le principe de cette loi est expliqué sur la figure suivant

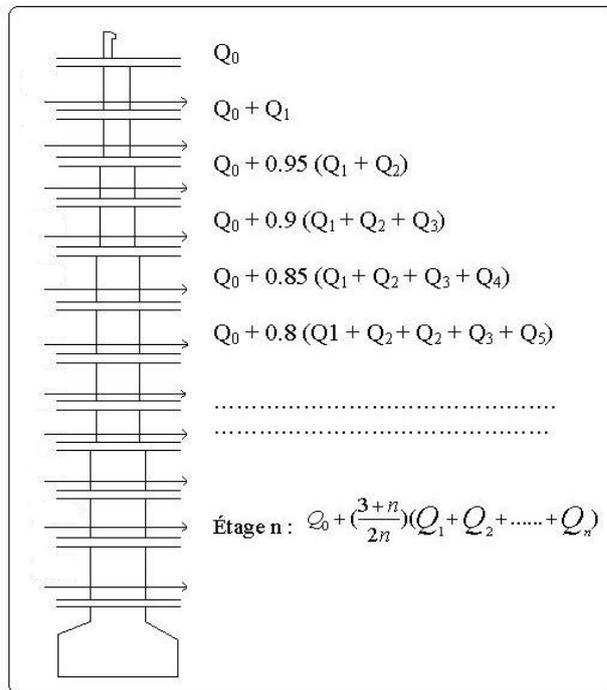


Figure II.7 schéma de dégression des surcharges

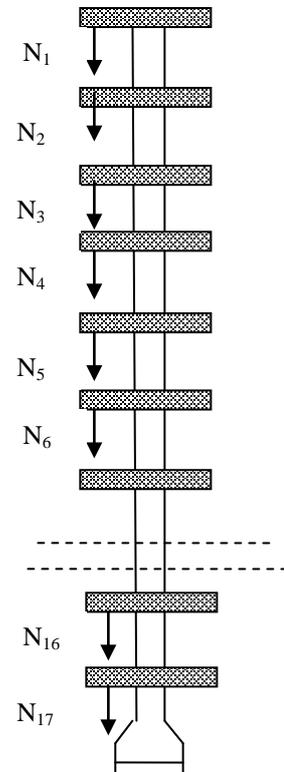


Figure II.8 descente de charges

Nous allons effectuer la descente de charge de trois types de poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités

- Un poteau central « E3 »
- Un poteau central « F2 »

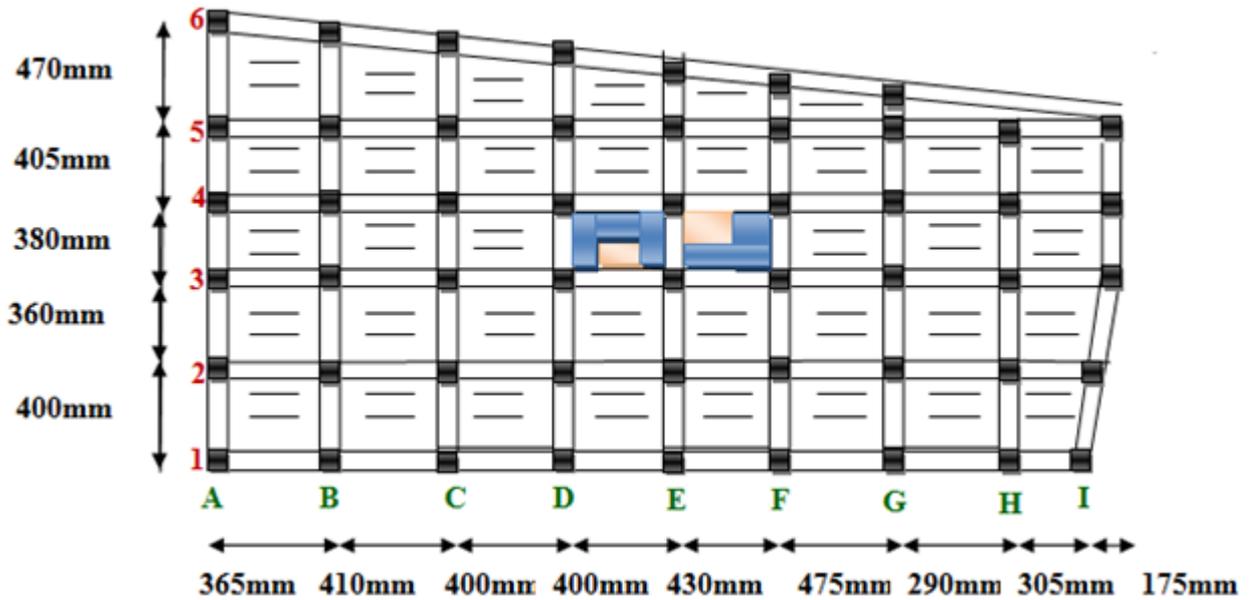


Figure II.9 la disposition des poutrelles

➤ Poteau central F2:

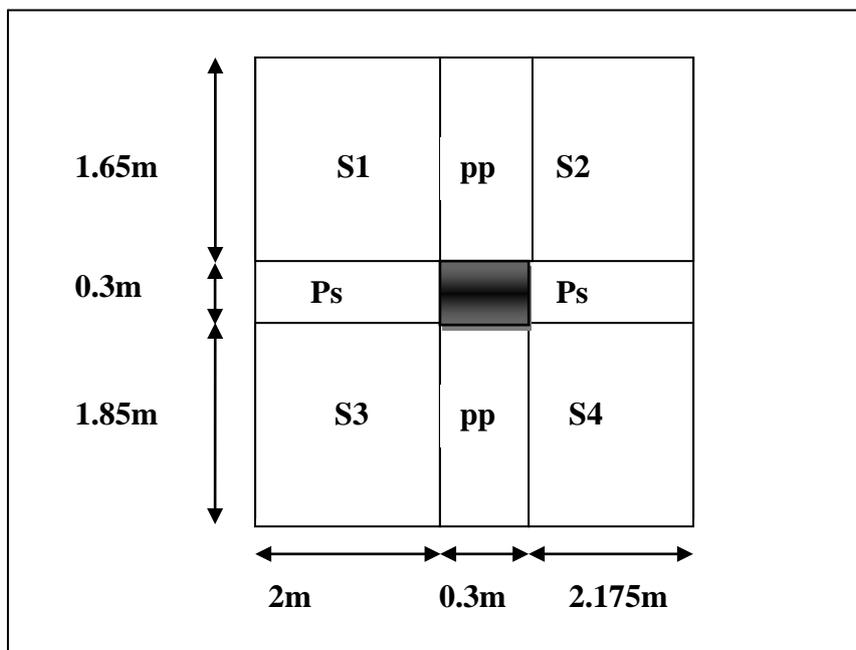


figure II.10 surface du plancher revenant au poteau F2

**Les surfaces afférentes pour la charge permanente**

$$S1=3.3\text{m}^2 \quad S2=3.58\text{m}^2 \quad S_{\text{tot}}=14.6 \text{ m}^2$$

$$S3=3.7 \text{ m}^2 \quad S4=4.02\text{m}^2$$

**A- Poids des éléments porteurs****a) les poutres**

Les poutres principales (45\*30) cm<sup>2</sup> et les poutres secondaires (35\*30) cm<sup>2</sup>

- Poutres principales :  $p_{pp}=0.45*0.3*(2+2.175)*25=14.09\text{KN}$
- Poutres secondaires :  $p_{ps}=0.35*0.3*(1.85+1.65)*25=9.18\text{KN}$

**b) Poteaux****• Entre sol 1**

On des poteaux de (50\*40)cm<sup>2</sup> sur une hauteur  $h_{\text{entre-sol}}=4.8\text{m}$

$$\text{Entre-sol : } P_{\text{pot-ente-sol}}=0.5*0.4*4.08*25=20.4\text{KN}$$

**• Entre sol 2 et entre sol 3**

On des poteaux de (50\*40) cm<sup>2</sup> sur une hauteur  $h_{\text{entre-sol}}=3.40\text{m}$

$$\text{Entre-sol : } P_{\text{pot-ente-sol}}=0.5*0.4*3.40*25=17\text{KN}$$

**• RDC**

On des poteaux de (45\*40) cm<sup>2</sup> sur une hauteur  $h_{\text{RDC}}=3.40\text{m}$

$$\text{Entre-sol : } P_{\text{pot-RDC}}=0.45*0.4*3.40*25=15.30\text{KN}$$

**• Etage 1**

On des poteaux de (45\*40) cm<sup>2</sup> sur une hauteur  $h_{\text{entre-sol}}=3.06\text{m}$

$$\text{Etage 1 : } P_{\text{etage1}}=0.45*0.4*3.06*25=13.77\text{KN}$$

**• Etage 2 et étage 3**

On des poteaux de (45\*35) cm<sup>2</sup> sur une hauteur  $h_{\text{entre-sol}}=3.06\text{m}$

$$\text{Etage 2 : } P_{\text{etage2}}=0.45*0.35*3.06*25=12.04\text{KN}$$

**• Etage 4 et étage 5**

On des poteaux de (35\*40) cm<sup>2</sup> sur une hauteur  $h_{\text{entre-sol}}=3.06\text{m}$

$$\text{Etage 1 : } P_{\text{etage4}}=0.35*0.4*3.06*25=10.71\text{KN}$$

**B- Poids propre des éléments revenant au poteau****• D'entre sol 1 à l'étage 5**

- Plancher corps creux  $16+4 G_{pl}=14.18*5.35=75.86\text{KN}$

**• Terrasse accessible**

- Plancher corps creux  $16+4 G_{ta}=14.18*6.57=93.16\text{KN}$

**C- Charge d'exploitation des éléments revenant au poteau****• entre sol1, entre sol 2et entre sol 3 à usage commerciale**

$$Q_1=5*S_{\text{tot}}=5*14.18=70.9\text{KN}$$

**• RDC et autre étages à usages d'habitation**

$$Q_2=1.5*14.18=21.27\text{KN}$$

- **Terrasse accessible**
- $Q_3=1.5*14.18=21.27\text{KN}$

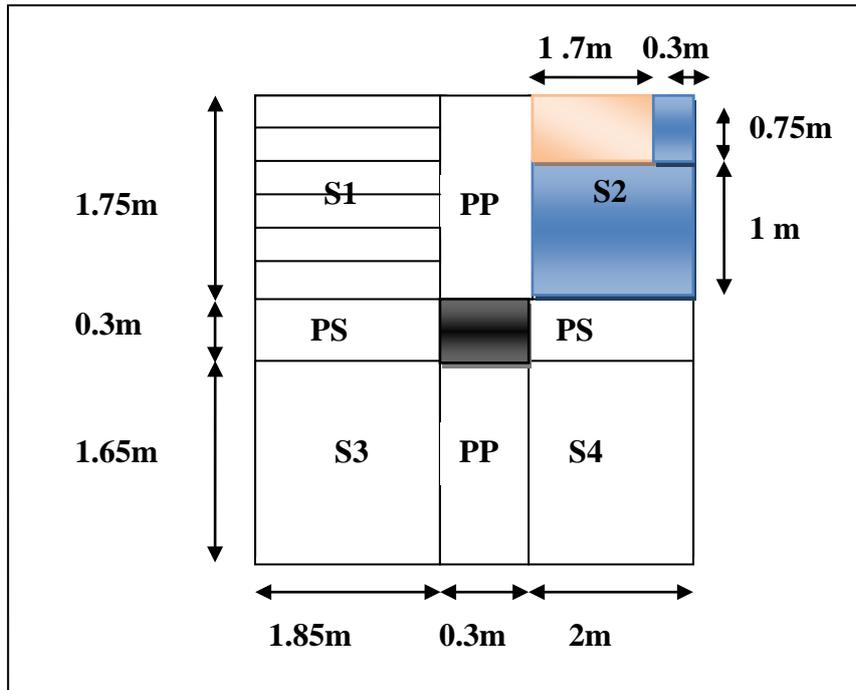
Les résultats de la descente des charges pour le poteau F2 sont représentés dans le tableau suivant :

**tableauII.7** la descente des charges pour le poteau F2

Niveau	Désignation [KN]	G (KN)	Q (KN)	1.35G+1.5Q [KN]
N1	Plancher T-accessible : 93.16 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 10.71	<b>127.14</b>	<b>21.27</b>	<b>203.544</b>
N2	G venant de N1=127.14 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14 .09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 10.71	<b>236.98</b>	<b>42.54</b>	<b>383.73</b>
N3	G venant de N1=236.98 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 12.04	<b>348.15</b>	<b>61.68</b>	<b>562.52</b>
N4	G venant de N3=348.15 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 12.04	<b>495.32</b>	<b>78.7</b>	<b>786.73</b>
N5	G venant de N4=495.32 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 13.77	<b>608.22</b>	<b>93.58</b>	<b>961.46</b>
N6	G venant de N5=608.22 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 15.30	<b>722.65</b>	<b>106.35</b>	<b>1135.1</b>
N7	G venant de N6=722.65 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 17	<b>838.78</b>	<b>154.20</b>	<b>1363.65</b>
N8	G venant de N7=838.78 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18	<b>954.91</b>	<b>197.45</b>	<b>1585.3</b>

	Poteaux : 17			
N9	G venant de N7=954.91 Plancher étage courant= 75.86 Poutre principale : 14.09 Poutre secondaire : 9.18 Poteaux : 20.4	1074.44	238.22	1807.82

➤ Poteau central E3:



figureII.11 surface du plancher revenant au poteau E3

Les surfaces afférentes pour la charge permanente:

$$S1=3.23m^2 \quad S2=3.5m^2 \quad S_{dalle\ pl}=2.225m^2 \quad S_{tot}=11.805m^2$$

$$S3=3.05\ m^2 \quad S4=3.3m^2 \quad S_{c-c}=9.58m^2$$

D- Poids propre des éléments revenant au poteau

- D'entre sol 1 à l'étage 5
  - Plancher corps creux  $16+4\ G_{pl}=6.06*5.35=32.42KN$
  - Dalle pleine:  $5.1*2.46=12.54KN$
- Terrasse accessible
  - Plancher corps creux  $16+4\ G_{ta}=12.49*6.57=82.05KN$
- La volée
  - $9.1*3.09=28.11KN$

**E- Charge d'exploitation des éléments revenant au poteau**

- entre sol1, entre sol 2et entre sol 3 à usage commerciale

$$Q_1=5*S_{tot}=5*6.06=30.3KN$$

- RDC et autre étages à usages d'habitation**

$$Q_2=1.5*6.06=9.09KN$$

$$Q_3=3.5*2.46=8.61KN$$

- Terrasse accessible**

$$- Q_3=1.5*12.49=18.73KN$$

- La volée**

$$2.5*3.09=7.72KN$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau E3 sont représentés dans le tableau suivant :

**tableauII.8** de la descente des charges pour le poteau E3

Niveau	Désignation [KN]	G (KN)	Q (KN)	1.35G+1.5Q [KN]
N1	Plancher T-accessible : 82.05 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 10.71	<b>114.33</b>	<b>18.73</b>	<b>182.44</b>
N2	G venant de N1 : 114.33 Plancher étage courant= 32.42 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 10.71 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>219.68</b>	<b>44.15</b>	<b>362.79</b>
N3	G venant de N2=219.68 Plancher étage courant= 32.42 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 12.04 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>326.27</b>	<b>67.02</b>	<b>540.99</b>
N4	G venant de N3=326.27 Plancher étage courant= 32.42 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 12.04 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>432.95</b>	<b>87.36</b>	<b>715.52</b>
	G venant de N4=432.95 Plancher étage courant= 32.42			

N5	Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 13.77 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>541.36</b>	<b>105.15</b>	<b>888.56</b>
N6	G venant de N5=541.36 Plancher étage courant= 32.42 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 15.30 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>651.3</b>	<b>120.41</b>	<b>1059.87</b>
N7	G venant de N6=651.3 Plancher étage courant= 32.42 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 17 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>762.94</b>	<b>149.02</b>	<b>1253.5</b>
N8	G venant de N7=762.94 Plancher étage courant= 32.42 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 17 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>874.58</b>	<b>175.18</b>	<b>1443.45</b>
N9	G venant de N7=874.58 Plancher étage courant= 32.42 Poutre principale : 11.47 Poutre secondaire : 10.1 Poteaux : 20.4 Dalle pleine : 12.54 La volée : 28.11	<b>989.62</b>	<b>200.28</b>	<b>1636.407</b>

**En conclusion :**

- Nu(C3)= 1807.82KN
- Nu(E3)= 1636.407KN

On remarque que l'effort le plus défavorable est repris par le poteau C3

**Vérifications nécessaires**➤ **Vérification du critère de résistance**

$$\frac{N}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N = 1.35G + 1.5 Q$

$$N = 1807.82 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1807.82}{15 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.12 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.50 \times 0.40 = 0.2 \text{ m}^2 \rightarrow$  c'est vérifiée.

**Critère de la stabilité de forme**➤ **Vérification au flambement**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\text{Tel que : } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

D'où :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $l_f$  : longueur de flambement

Avec :  $l_f = 0.7 l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  avec : a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette.

$A_s$  : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** :  $A_s = 1\% B_r$

Donc :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$Nu = 1.35 G + 1.5 Q$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

$Nu' = Nu / 0.9$

On doit vérifier que :  $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Il faut vérifier que :

$B_r \geq B_{r\text{-calculée}}$

$B_r = (0.50-0.02) \times (0.40-0.02) = 0.1824 \text{ m}^2$

$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.5^3}{12} = 4.16 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{4.16 \times 10^{-3} / (0.4 \times 0.5)} = 0.0208$$

$$\lambda = \frac{2.85}{0.0208} = \frac{2.85}{0.0208} = 101.78 > 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{14.82}{35} \right)^2} = 0.820$$

$$B_{r\text{-calculée}} = \frac{1.80782 / 0.9}{0.820 \times \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.11 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.  $B_r = 0.1824 \text{ m}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 0.11 \text{ m}^2$

➤ **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, on adoptera alors les sections de pré dimensionnement :

- Entre sol1, Entre sol2, Entre sol3: poteaux (50,40) cm<sup>2</sup>.

Les sections des poteaux choisies :

- Entre sol1, Entre sol2, Entre sol3: poteaux (50,40) cm<sup>2</sup>
- RDC, 1<sup>er</sup> étage: poteaux (45, 40) cm<sup>2</sup>.
- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage : poteaux (45,35) cm<sup>2</sup>.
- 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage poteaux (40,35) cm<sup>2</sup>.

### III.1.Introduction.

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments généralement en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments non structuraux se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- > Acrotère ;
- > Dalle pleine ;
- > Escaliers ;
- > Poutrelles ;
- > Ascenseur ;

### III.2.L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour accrochage d'échafaudage ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

Ses dimensions sont illustrées dans la figure ci-dessous.

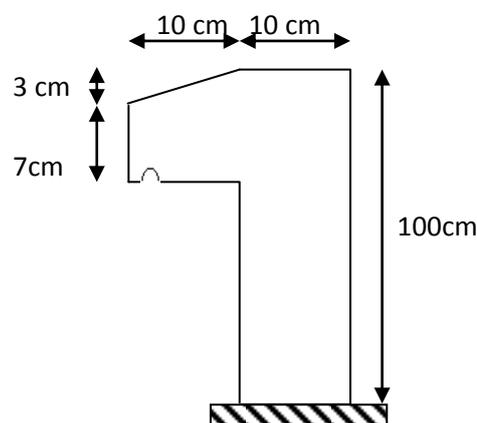


Figure III.1 Schémas de l'acrotère

#### III.2.1-Hypothèse de calcul

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

#### III.2.2-Evaluation des charges et surcharges

Poids propre :  $G = 2.7125 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de  $F_p = 4 A C_p W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2)  $\Rightarrow A = 0.15$

$C_p$  : Facteur de la force horizontale

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

Avec :  $A = 0.15$  (zone IIa, groupe 2)

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.7125 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.7125 = 1.302 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul de centre de gravité de la section**

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 5.76 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 50 + (10 \times 7) \times 93.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 98]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 53.47 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre  $N_G = 2.7125 \text{ KN}$

Un effort normale dû à la surcharge  $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique  $N_F = 0$

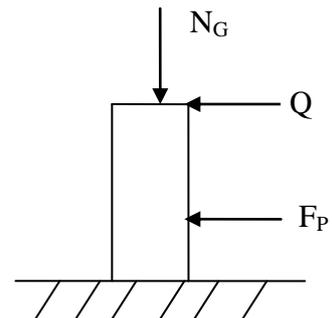


figure III.2 Schéma statique de l'acrotère.

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.5 \times 0.535 = 0.802 \text{ KN.m}$$

✓ **Combinaisons d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.7125	5.16	3.7125
M (KN .m)	1.802	1.5	1

✓ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{5.16} = 0.29 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.1666 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimé  $\Rightarrow$  le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$  Par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec  $e_1$  : excentricité structurelle = 0.357m

$e_a$  = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$e_2$  : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10 \text{ cm}$

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1} = 0$$

$\phi$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.357}{0.1}) = 0.714$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité  $e_2$

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.024$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.357 + 0.02 + 0.024 = 0.401 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 5.16 \text{ KN}$

$$M_u = N_u \times e = 5.16 \times 0.401 = 2.069 \text{ KN.m}$$

## ✓ À l'ÉLU

$$N_u = 5.16 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.684 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression  $c$  :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.684}{4.2} = 0.401 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.401 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

$N$  : Effort de compression et  $c$  en dehors de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée  $\Rightarrow$  Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0199$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0251$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.656 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.656 - \frac{4.2 \times 10^{-3}}{348} = 0.655 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**-Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

-L'espacement :

-Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ À l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

-Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{1}{3.11} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.32 - 0.05 = 0.27 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \quad P = -3 \times 0.27^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.27) = -0.222 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times 0.27^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.27)^2 = -0.040 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.222 y_c - 0.040 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.27 \leq y_c \leq -0.17$$

$$y_c = -0.26 \text{ m}$$

$$y = -0.26 + 0.27 = 0.01\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.62 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -20.28 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

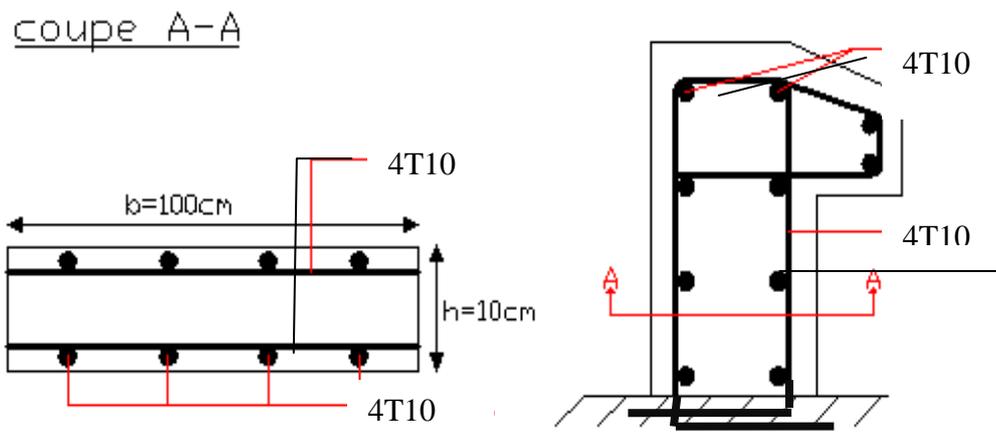


fig III.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère

### ✓ Les poutrelles

Les poutrelles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (la où il y a plus d'appuis).

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque coté est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :

$b_0 = 10\text{cm}$  largeur de la nervure

$L_x = 55\text{cm}$  distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 290\text{cm}$  distance minimale entre axes d'appuis des poutres principales.

$h_0 = 4\text{cm}$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20\text{cm}$  hauteur totale de la poutrelle.

$\Rightarrow b = 65\text{cm}$

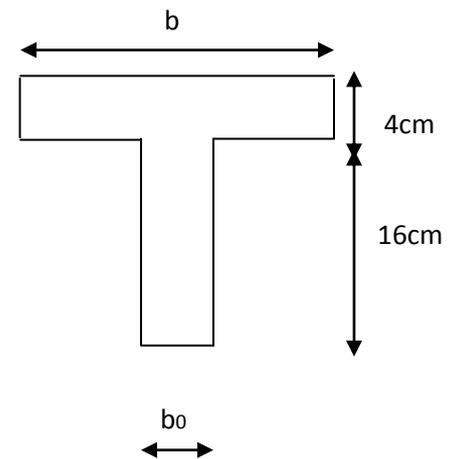


Figure III.4 : Coupe transversale d'une poutrelle

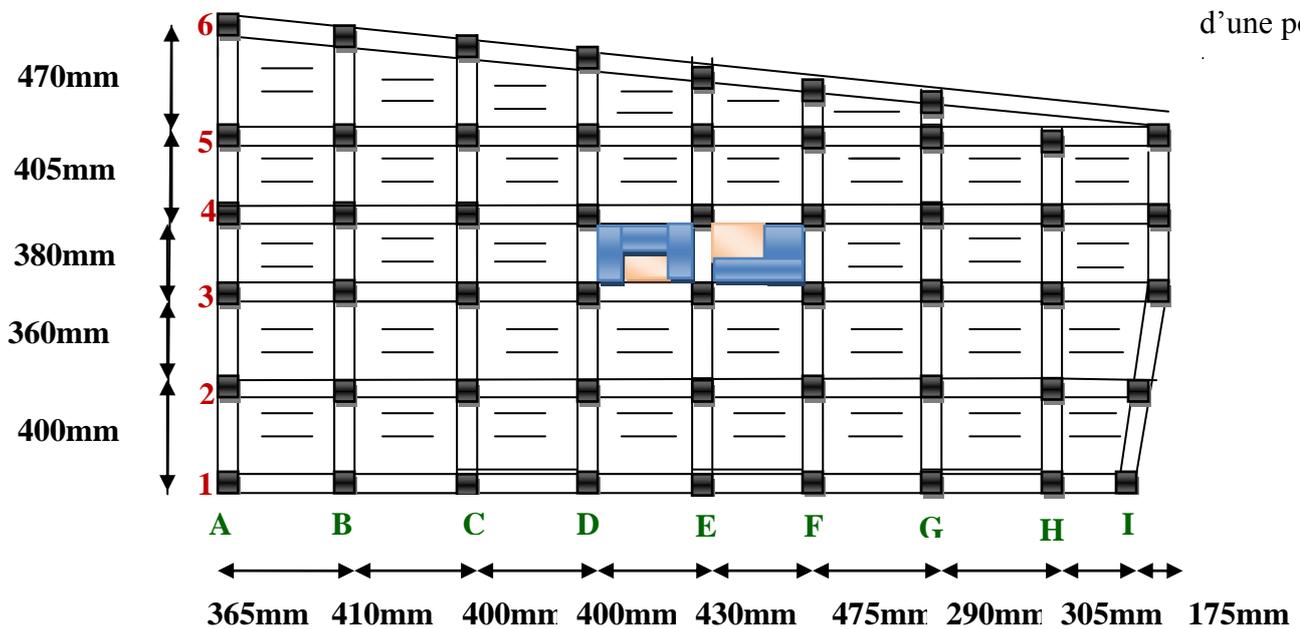


Figure III.5 Schéma de disposition des poutrelles

Espace réserve a la cage d'escalier et à l'ascenseur :



Dalle pleine :



Plancher à corps creux :



Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

type	Schéma statique
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	

**III.3.1. Calcul des sollicitations**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

**1) Méthode forfaitaire**

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \text{Min}(2G;5)KN / m^2$ .
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- Le moment d’inertie est constant sur tout le long de la travée ;
- Fissuration peu nuisible.

✓ **Exposé de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à un chargement q ;

Soit  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  (coefficient d’importance).

✓ **Moment sur appuis**

**A) Appui de rive**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls .Cependant ; nous tenons compte d’un moment fictif ayant une valeur de  $(-0.15M_0)$ .

**B) Appuis intermédiaires**

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$  : pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$  : pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$  : pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

$M_0$  : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

**C) Moments en travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_s| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour les travées de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} & \text{Pour les travées intermédiaires} \end{cases}$$

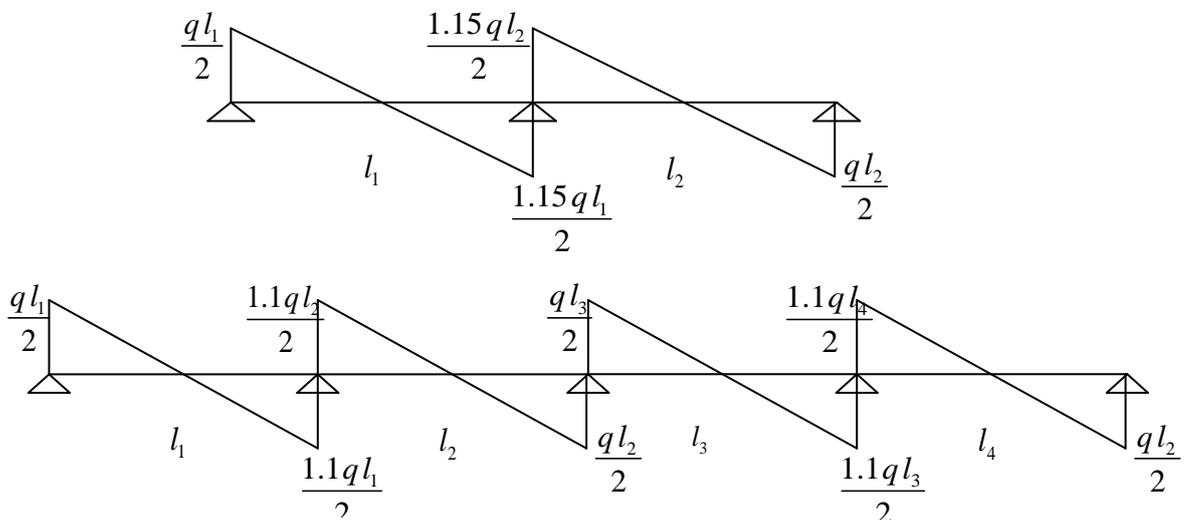
$M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2)

$M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.



**Figure III.6** Evaluation des efforts tranchants.

**2) Méthode de CAQUOT**

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

**A) Moment sur appuis**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Tel que :  $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

**C) Moment en travée**

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

**III.3.2 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

**Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> KN/m <sup>2</sup>	P <sub>u</sub> KN/ml	q <sub>s</sub> KN/m <sup>2</sup>	P <sub>s</sub> KN/ml
Terrasse accessible	6.57	1.5	11.12	7.23	8.07	5.24
Etages courants et entres sols	5.35	1.5	9.47	6.16	6.85	4.45

<b>Etage commercial(RDC)</b>	5.35	5	14.72	9.57	10.35	6.73
------------------------------	------	---	-------	------	-------	------

**II .3.3 Calcul des sollicitations**

Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites seulement pour le 3<sup>ème</sup> type.

**Exemples de calcul :**

**Étude du plancher entre-sol 01 :**

**Application de la méthode de Caquot**

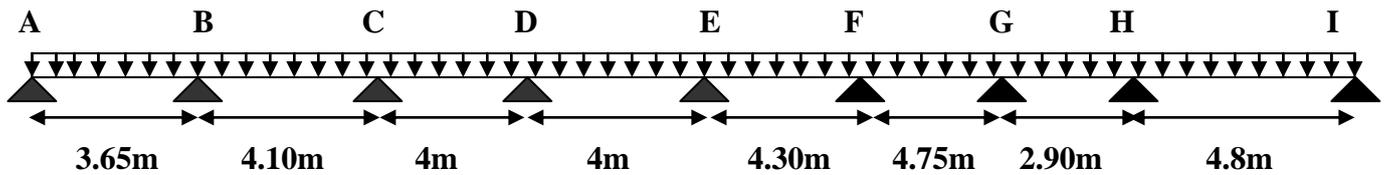
**type1 :**

$p_u = 6.16 \text{ KN/ml}$

$p_s = 4.45 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$M_0$  : Moment isostatique      $M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$



**Figure III.7** Schéma statique d'une poutrelle

**Tableau III.3** Calcul des moments isostatiques

Travées	$M_0^U$ (KN.m)	$M_0^S$ (KN.m)
AB	10.25	7.41
BC	12.94	9.35
CD	12.32	8.9
DE	12.32	8.9
EF	14.23	10.28
FG	17.37	12.55
GH	6.47	4.67
HI	17.78	12.81

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.65}{4.10} = 0.89$

$\notin [0.8;1.25]$  .....condition non vérifiée

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minoré, en remplaçant  $G$  par  $G'$  dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} 5.35 = 3.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P'_u = (1.35G' + 1.5Q)0.65 = 4.58 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P'_s = (G' + Q)0.65 = 3.29 \text{ KN} / \text{m}$$

✓ **PELU :**

### A) Moments aux appuis

$$M_A = M_I = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mais selon le RPA : } M_A = M_I = -0.15 \times q'_u \frac{l^2}{8} = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$P_g = P_d = 4.58 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3.65 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 4.10 = 3.28 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.58 \times 3.65^3 + 4.58 \times 3.28^3}{8.5 \times (3.65 + 3.28)} = -6.52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m}$$

$$M_C = -\frac{4.58 \times 3.28^3 + 4.58 \times 3.2^3}{8.5 \times (3.28 + 3.2)} = -5.65 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m}$$

$$M_D = -\frac{4.58 \times 3.2^3 + 4.58 \times 3.2^3}{8.5 \times (3.2 + 3.2)} = -5.51 \text{KN.m}$$

$$M_E = -5.97 \text{KN.m}$$

$$M_F = -7.13 \text{KN.m}$$

$$M_G = -5.94 \text{KN.m}$$

$$M_H = -9.33 \text{KN.m}$$

### B) Moments en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{p_u \times x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{p_u \times l_i}$$

#### Travée AB

$$x = \frac{3.65}{2} - \frac{0 - (-6.54)}{6.16 \times 3.65} = 1.53 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.16 \times 1.53}{2} \times (3.65 - 1.53) = 10 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 10 + \left( (-6.52) \times \frac{1.53}{3.65} \right) = 7.26 \text{KN.m}$$

#### Travée BC

$$x = \frac{4.10}{2} - \frac{(-6.52) - (-5.15)}{6.16 \times 4.10} = 2.10 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.16 \times 2.10}{2} \times (4.10 - 2.1) = 12.93 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 12.93 - 6.52 \times \left(1 - \frac{2.10}{4.10}\right) - 5.65 \times \frac{2.10}{4.10} = 6.85 \text{KN.m}$$

#### Travée CD

$$x = 2 \text{m}$$

$$M_0(x) = 12.32 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 6.71 \text{KN.m}$$

#### Travée DE

$$x = 1.98 \text{m}$$

$$M_0(x) = 12.31 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 6.56 \text{KN.m}$$

#### Travée EF

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

$$M_0(x) = 14.22 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 7.68 \text{KN.m}$$

#### Travée FG

$$x = 2.41 \text{m}$$

$$M_0(x) = 17.36 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 10.83 \text{KN.m}$$

**Travée GH**

$$x = 1.26m$$

$$M_0(x) = 6.36KN.m$$

$$M(x) = -1.05KN.m$$

**Travée HI**

$$x = 2.71m$$

$$M_0(x) = 17.44KN.m$$

$$M(x) = 13.37KN.m$$

**-Effort tranchant**

$$V = \frac{pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB**

$$V_A = \frac{6,16 \times 3,65}{2} + \frac{-6,52 + 0}{3,65} = 9,45KN$$

$$V_B = -\frac{6,16 \times 3,65}{2} + \frac{-6,52 + 0}{3,65} = -13,02$$

**Travée BC**

$$V_B = \frac{6,16 \times 4,10}{2} + \frac{-5,65 + 6,52}{4,10} = 12,84KN$$

$$V_C = \frac{-6,16 \times 4,10}{2} + \frac{-5,65 + 6,52}{4,10} = -12,29KN$$

**Travée CD**

$$V_C = \frac{6,16 \times 4}{2} + \frac{-5,51 + 5,65}{4} = 12,35KN$$

$$V_D = \frac{-6,16 \times 4}{2} + \frac{-5,51 + 5,65}{4} = -12,35KN$$

**Travée DE**

$$V_D = \frac{6,16 \times 4}{2} + \frac{-5,97 + 5,51}{4} = 12,20KN$$

$$V_E = \frac{-6,16 \times 4}{2} + \frac{-5,97 + 5,51}{4} = -12,43KN$$

**Travée EF**

$$V_E = \frac{6,16 \times 4,30}{2} + \frac{-7,13 + 5,97}{4,30} = 13KN$$

$$V_F = \frac{-6,16 \times 4,30}{2} + \frac{-7,13 + 5,97}{4,30} = -13,35KN$$

**Travée FG**

$$V_F = \frac{6,16 \times 4,75}{2} + \frac{-5,94 + 7,13}{4,75} = 14,73KN$$

$$V_G = -\frac{6,16 \times 4,75}{2} + \frac{-5,94 + 7,13}{4,75} = -14,37KN$$

**Travée GH**

$$V_G = \frac{6,16 \times 2,90}{2} + \frac{-9,33 + 5,94}{2,90} = 7,76 \text{KN}$$

$$V_H = -\frac{6,16 \times 2,90}{2} + \frac{-9,33 + 5,94}{2,90} = -10,10 \text{KN}$$

**Travée HI**

$$V_H = \frac{6,16 \times 4,80}{2} + \frac{-0 + 9,33}{4,80} = 16,72 \text{KN}$$

$$V_I = -\frac{6,16 \times 4,80}{2} + \frac{-0 + 9,33}{4,80} = -12,84 \text{KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ULS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4** Sollicitation des poutrelles du plancher D à usage d'habitation

Type de poutrelles	travée	L (m)	M <sub>Au</sub> (KN.m)	M <sub>As</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	Vu (KN)
Type 1	AB	3,65	6.52	4.69	1.53	7.26	5.25	13.02
	BC	4,10	6.52	4.69	2.01	6.85	4.97	12.84
	CD	4	5.65	4.06	2	6.71	4.88	12.35
	DE	4	5.97	4.28	1.98	6.56	4.78	12.43
	EF	4,30	7.13	5.11	2.1	7.68	5.59	13.35
	FG	4,75	7.13	5.11	2.4	10.83	7.87	14.73
	GH	2,90	9.33	6.69	1.2	-1.05	0.72	10.10
	HI	4.80	9.33	6.69	2.7	13.37	9.69	16.72
Type 2	AB	3,65	6.52	4.69	1.53	7.26	5.25	13.02
	BC	4,10	6.67	4.69	2.01	6.85	4.97	12.84
	CD	4	5.67	4.06	2	6.71	4.88	12.35
	DE	4	5.97	4.28	1.98	6.56	4.78	12.43
	EF	4,30	7.13	5.11	2.1	7.68	5.59	13.35
	FG	4,75	7.13	5.11	2.4	10.83	7.87	14.73
	GH	2,90	4.11	4.94	1.55	1.47	1.09	10.73
	HI	3.05	4.11	4.94	1.74	5.25	3.80	8.04
Type 3	AB	3,65	6.54	4.69	1.53	7.26	7.24	13.02
	BC	4,10	7.36	5.28	2.01	5.98	5.98	14.15
	CD	4	7.36	5.28	2.29	8.90	8.90	14.15
Type 4	AB	4,75	9.14	6.55	2.06	13.09	9.49	16.54

	BC	2,90	9.33	6.69	1.43	2.76	1.94	16.72
	CD	4,80	9.33	6.69	2.71	13.37	9.69	16.72

Tableau III.5 Sollicitation des poutrelles du plancher commerce

Type de poutrelles	travée	L (m)	M <sub>Au</sub> (KN.m)	M <sub>As</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	Vu (KN)
Type 1	AB	3,65	11,40	7,93	1,49	10,74	7,58	20,59
	BC	4,10	11,40	7,93	2,08	9,46	6,73	20,59
	CD	4	9,89	6,88	2,00	9,37	6,66	19,24
	DE	4	10,42	6,70	1,98	9,10	6,47	20,10
	EF	4,30	12,43	8,64	2,10	10,73	7,60	23,16
	FG	4,75	12,43	6,64	2,42	15,60	11,03	26,36
	GH	2,90	16,28	7,21	1,23	3,04	2,04	26,36
	HI	4,80	16,28	11,32	2,75	20,02	14,12	19,57
Type 2	AB	3,65	11,40	7,93	1,499	10,745	7,589	20,59
	BC	4,10	11,40	7,93	2,089	9,469	6,736	20,59
	CD	4	9,89	6,88	2,006	9,373	6,662	19,24
	DE	4	10,42	7,24	1,98	9,109	6,479	20,10
	EF	4,30	12,43	8,64	2,101	10,703	7,609	23,16
	FG	4,75	12,43	8,64	2,42	15,601	11,053	22,29
	GH	2,90	10,36	7,21	1,565	1,359	1,02	22,29
	HI	3,05	10,36	7,21	1,771	7,834	5,53	16,94
Type 3	AB	3,65	11,40	7,93	1,49	10,74	7,58	20,34
	BC	4,10	12,84	8,93	2,01	7,99	5,70	22,35
	CD	4	12,84	8,93	2,33	13,25	9,36	22,35
Type 4	AB	4,75	15,93	11,08	2,024	19,609	11,05	26,08
	BC	2,90	15,93	11,32	1,438	-6,048	-4,132	26,36
	CD	4,80	16,28	11,32	2,754	20,023	14,128	26,36

Tableau III.6 Sollicitation des poutrelles du plancher terrasse accessible

Type de poutrelles	travée	L (m)	M <sub>Au</sub> (KN.m)	M <sub>As</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	Vu (KN)
Type 1	AB	3,65	7,55	5,44	1,538	8,554	5,64	15,26
	BC	4,10	7,55	5,44	2,084	8,134	5,943	15,26
	CD	4	6,55	4,72	2,006	7,982	5,829	14,41
	DE	4	6,90	4,97	1,982	7,807	5,703	15,23
	EF	4,30	8,24	5,93	2,107	9,138	6,674	17,45
	FG	4,75	8,24	5,93	2,415	12,835	9,357	17,45
	GH	2,90	10,79	7,77	1,263	1,106	-0,756	19,59
	HI	4,80	10,79	7,77	2,711	15,771	11,472	19,59
Type 2	AB	3,65	7,55	5,44	1,538	8,554	5,64	15,26
	BC	4,10	7,55	5,44	2,084	8,134	5,943	15,26
	CD	4	6,55	4,72	2,006	7,982	5,829	14,41
	DE	4	6,90	4,97	1,982	7,807	5,703	15,23
	EF	4,30	8,24	5,93	2,107	9,138	6,674	17,45
	FG	4,75	8,24	5,93	2,415	12,835	9,357	17,45
	GH	2,90	6,75	4,94	1,551	1,82	1,35	16,87
	HI	3,05	6,75	4,94	1,74	6,19	4,51	12,58
Type 3	AB	3,65	7,55	5,44	1,538	8,554	4,45	15,26
	BC	4,10	7,55	5,44	2,018	7,155	5,237	16,58
	CD	4	8,51	6,13	2,294	10,512	7,65	16,58

### III.3.5 Ferrailage

#### -Exemple de calcul

#### -Plancher entre-sol 01 habitation (type1)

- Calcule à l'ELU

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

- ✓ si  $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b\*h).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a:

$$M_{T \max} = 13.37 \text{KN.m};$$

$$M_A^{\text{int}}_{\text{max}} = 9.33 \text{KN.m};$$

$$M_A^{\text{riv}}_{\text{max}} = 1.97 \text{KN.m};$$

$$V_{\text{max}} = 16.72 \text{KN}.$$

### En travée

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

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 59.072 \text{KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\text{max}}^t = 13.87 \text{KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : (ht \* b) : (20cm \* 65cm).

$$\mu_{bu}^{\text{max}} = \frac{M_{trav}^{\text{max}}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu}^{\text{max}} = \frac{M_{trav}^{\text{max}}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{13.37 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.046 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

On a:

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\text{max}}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.0593$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0593) = 0.175 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.37 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.27 \text{ cm}^2$$

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_T$  .....C'est vérifié.

Soit  $A = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

**A) En appuis**

**1) Appuis intermédiaires :** La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .  $M_U = -8.5 \text{ KN.m}$ ;

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.33 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.168$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.153}) = 0.208$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.208) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.33 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit  $A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**2) Appui de rive**

$$M_a^{rive} = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.97 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0065$$

$$\mu_{bu} < \mu_L = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A}_0 = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A (}\xi_s = 10\% \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bU}}) = 0.008$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.0065) = 0.18 \text{m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.25 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} = 0,36 \text{cm}^2$$

On choisit :  $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$

✓ **Vérification au Cisaillement**

$$V^{\max} = 16.72 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.72 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.737 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}] = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... C'est vérifié.

(Il n'y-a pas risque de rupture par cisaillement)

✓ **Ferraillage transversal**

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

$$\Phi_t \leq \min \{ht / 35, b_0/10, \Phi_L\}$$

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

$$\Phi_t \leq \min \{200/ 35, 12/10, 8\} = 5.71 \text{mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{cm}^2$ .

✓ **Espacement St**

L'espaceement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

1)  $St \leq \min (0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm}$

2)  $St \leq A_t \frac{0.8 f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^0$  (Flexion simple, armatures droites)

$$St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{ij}K)} \Rightarrow St = 0.57 \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.632 - 0.3 \times 2.1)} = 76cm$$

$$St \leq 76cm$$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.47m = 47cm$$

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

Soit: St = 15cm.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0} = \frac{26.5 \times 15.92 \times 10^{-1}}{0.9 \times 18 \times 4} = 0.859MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33MPa$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

**A) Appuis de rive**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$  ..... **BAEL91 (Art A.5.1.3.1.2).**

$$A_s \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{16.72 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.48cm^2$$

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86cm^2.$$

$A_s \geq 0.45cm^2$  ..... C'est vérifié.

**B) Appuis intermédiaire**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$  ..... **BAEL91 (Art A.5.1.3.2.1).**

$$1.15 / 400 (6.72 \times 10^{-3} - 8.5 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = -1.05 \times 10^{-4} cm^2 < 0$$

$$A_s = 2.36 + 1.57 = 3.93cm^2.$$

$A_s \geq 0.45cm^2$  ..... C'est vérifié.

✓ **Vérification de l'écrasement de la bielle**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_c 28$  ..... **BAEL91 (Art A.6.1.3).**

Avec :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2cm$

$V_u = 0.0167MN < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129MN$  ..... Condition vérifiée.

✓ **Vérifications à l'ELS**

les vérifications à faire sont :

- { L'état limite d'ouverture des fissures.
- { L'état limite de déformation

**Remarque**

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé  $A'=0$  sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 10) donc pendant les calculs on prend  $A'=0.79 \text{ cm}^2$ .

**Etat limite d'ouverture des fissures**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

**En travée :**

$$M_t^{\max} = 9.69 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcul comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

**Calcul de y :**  $b \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0$

$$65y^2 + 67.8y - 1152.6 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 3.69 \text{ cm}$

**Calcul de I:**  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$

$$I = 5932.50 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.69 \times 10^{-3}}{5932.5 \times 10^{-8}} \times 0.0372 = 6.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = -6.07 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  C'est vérifié.

**-En appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = -6.69 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow \text{calcul comme une section rectangulaire } b_0 \times h.$$

Position de l'axe neutre :

**Calcul de y :**  $b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0$

$$65y^2 + 67.8y - 1152.6 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 6.67 \text{ cm}$

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

$I=9452.47\text{cm}^4.$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.69 \times 10^{-3}}{9452.47 \times 10^{-8}} \times 0.0372 = 2.63\text{MPa}$

$\sigma_{bc}=2.63\text{Mpa}$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$  ..... C'est vérifié.

**Etat limite de déformation** ..... **BAEL91 (Art A.4.6.1).**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$

❖  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

Mt: Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$\frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0.041 < \frac{1}{22.5}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{20}{470} \geq \frac{10.02}{15 \times 12.29}$  .....condition non vérifiée

⇒ Donc on doit faire une vérification de la flèche

✓ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$q_{jser} = G = 2.85\text{KN/m}$

$q_{gser} = G = 5.35\text{KN/m}$

$q_{pser} = (G + Q) = (5.35+1.5)=6.85\text{KN/m}$

Après les calculs nous avons obtenus les valeurs suivantes :

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.85 \times 4.8^2}{8} = 8.20KN.m$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{5.35 \times 4.8^2}{8} = 15.40KN.m$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{6.85 \times 4.8^2}{8} = 19.72KN.m$$

• Propriété de la section

$y = 6.67cm$      $I=9452.47cm^4$ .     $As=2.36cm^2$

$$b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')$$

$$Y_G = \frac{\text{---}}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$12 \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18 + 0)$$

$$Y_G = \frac{\text{---}}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15(2.36 + 0)} \Rightarrow$$

$Y_G = 7.10cm$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n \times [A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 7.10^3 + 12 \frac{(20 - 7.10)^3}{3} - (65 - 12) \frac{(7.10 - 4)^3}{3} + 15 \times [2.36(18 - 7.10)^2 + 0]$$

$I_0 = 16241.054m^4$

**Contraintes**

$\sigma_s$  : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considère(MPa)

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 85.80MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 107.43 MPa$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 169.93 MPa$$

• Inerties fictives (  $I_f$  )

$$\rho = 0.0109 \quad \lambda_i = 3.76 \quad \lambda_v = 1.50$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.37$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.45$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.61$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

✓ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 16241.054}{1} = 17865.15 cm^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 16241.054}{1} = 17865.15 cm^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 16241.054}{1} = 17865.15 cm^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 43829.27}{1} = 17865.15 cm^4$$

$$f_{ji} = \frac{8.20 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 32164.2 \times 17865.15 \times 10^{-8}} = 3.28 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{15.40 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 32164.2 \times 17865.15 \times 10^{-8}} = 6.17 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{19.72 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 32164.2 \times 17865.15 \times 10^{-8}} = 7.9 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{19.72 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 10721.4 \times 17865.15 \times 10^{-8}} = 0.23 m$$

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

$$= 0.23 - 3.28 \times 10^{-3} + 7.91 \times 10^{-3} - 6.17 \times 10^{-3} = 0.0318m$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0.96cm$$

$$\Delta f = 0.225cm \leq f_{adm} = 0.96cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

**Tableau III.7** tableau récapitulatif des résultats obtenus

Type	Plancher entres sols et habitation				
		M (MPa)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>T1</b>	<b>Travée</b>	13.37	2.27	1.41	3T10=2.36
	<b>Appuis intermédiaire</b>	9.33	1.52	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.14	0.26	0.26	1T10=0.79
<b>T2</b>	<b>Travée</b>	10.83	1.78	1.41	3 T10=2.36
	<b>Appuis intermédiaire</b>	4.75	1.04	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.97	0.31	0.26	1T10=0.79
<b>T3</b>	<b>Travée</b>	8,90	1.44	1.41	3T10=2.36
	<b>Appuis intermédiaire</b>	4.10	0.74	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.35	0.26	0.26	1T10=0.79
<b>T4</b>	<b>Travée</b>	13.37	2.18	1.41	3T10=2.36
	<b>Appuis intermédiaire</b>	9.33	1.51	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.97	0.31	0.26	1T10=0.79
<b>Plancher commerce (RDC)</b>					
<b>T1</b>	<b>Travée</b>	20.02	3.31	1.41	3T12=3.39
	<b>Appuis intermédiaire</b>	16.28	2.67	0.26	2T12+1T10=3.05
	<b>Appuis</b>	1.14	0.26	0.26	1T10=0.79

	<b>de rive</b>				
<b>T2</b>	<b>Travée</b>	15.60	2.56	1.41	3T12=3.39
	<b>Appuis intermédiaire</b>	12,43	2.02	0.26	2T12+1T10=3.05
	<b>Appuis de rive</b>	1.97	0.31	0.26	1T10=0.79
<b>T3</b>	<b>Travée</b>	13.25	1.53	1.41	2T8+1T10=1.8
	<b>Appuis intermédiaire</b>	12,84	1.27	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.35	0.26	0.26	1T10=0.79
<b>T4</b>	<b>Travée</b>	20.02	3.31		3T12=3.39
	<b>Appuis intermédiaire</b>	16.28	2.67		2T12+1T10=3.05
	<b>Appuis de rive</b>	1.97	0.31		1T10=0.79
<b>Plancher terrasse accessible</b>					
<b>T1</b>	<b>Travée</b>	15.77	2.58	1.41	3T12=3.39
	<b>Appuis intermédiaire</b>	10.79	1.57	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.14	0.26	0.26	1T10=0.79
<b>T2</b>	<b>Travée</b>	12.83	2,09	1.41	3T10=2.37
	<b>Appuis intermédiaire</b>	8.24	1.33	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.97	0.31	0.26	1T10=0.79
<b>T3</b>	<b>Travée</b>	10.51	1,70	1.41	3T10=2.73
	<b>Appuis intermédiaire</b>	8.51	1,37	0.26	2T10=1.57
	<b>Appuis de rive</b>	1.35	0.26	0.26	1T10=0.79

Tableau III.8 Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher		Schéma de ferrailage des poutrelles		
		Appuis de rive	Appuis intermédiaire	Travée
Plancher entre sols	T1			
	T2			
	T3			
	T4			

Plancher RDC	T1			
	T2			
	T3			
	T4			

Plancher Terrasse accessible	T1			
	T2			
	T3			

✓ Ferrailage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> ⊥ aux poutrelles ⇒ S<sub>t</sub> = 20 cm < 33 cm .....vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup> // aux poutrelles ⇒ S<sub>t</sub> = 33.33 cm < 44 cm.....vérifiée

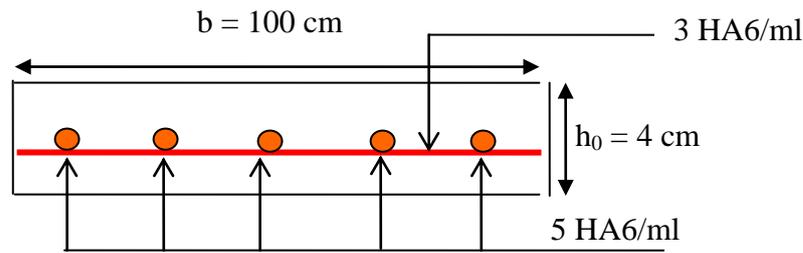


Figure III.8 Schéma du ferrailage de la dalle de compression

### III.4 Planchers dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée, sur deux ou plusieurs côtés, comme elle peut être assimilée à une console.

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Si :  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail suivant les deux sens

#### ➤ Dalle sur quatre appuis

Calcul de la dalle au niveau de la cage d'ascenseur :

On étudie le panneau le plus sollicité

#### a) Evaluation des charges

Etages commercial

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

On a aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 5 = 14.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } P_s = G + Q = 5.35 + 5 = 10.35 \text{ KN/m}^2$$

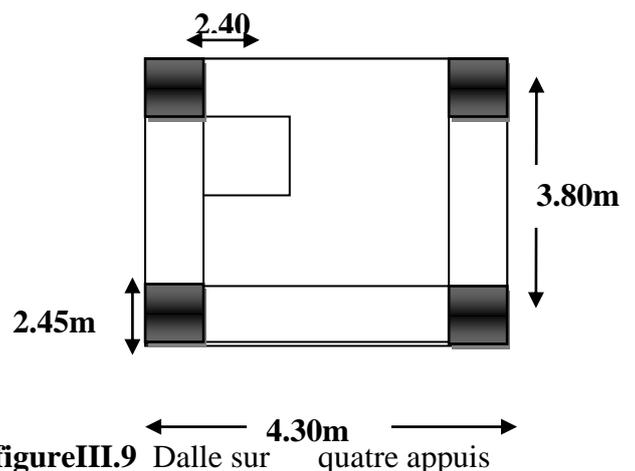


figure III.9 Dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3.80}{4.30} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

✓ Calcul à l'ÉLU

**Les sollicitations**

à l'ÉLU : ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7638 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0476 \times 14.72 \times 3.80^2 = 10.12 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.7638 \times 10.11 = 7.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A) Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.12 = 8.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 7.73 = 6.57 \text{ KN.m}$$

**A) Moment en appuis**

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 10.12 = 3.03 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 M_y = 0.5 \times 7.73 = 3.86 \text{ KN.m}$$

**-Les efforts tranchant :**

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14.72 \times 3.80}{2} \times \frac{4.30^4}{3.80^4 + 4.30^4} = 17.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.0965 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0965 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

⇒ les  $A_t$  ne sont pas nécessaires

**Calcul des armatures**

Il se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 \times e) \text{ m}^2$

**Selon  $L_x$  :**

**A) En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.023$$

$$A' = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_x^t = 5T10/ml = 3.93 \text{ cm}^2 \quad (St=20\text{cm})$$

### B) En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.014$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.013$$

$$A' = \frac{M_x^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_x^a = A_y^a = 4T10/ml = 3.14 \text{ cm}^2 \quad (St=25\text{cm})$$

### ✓ Vérification de l'écartement (St)

Sens xx :  $S_t \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; Soit :  $St=25\text{cm}$ .

Sens yy :  $S_t \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ; Soit :  $St=25\text{cm}$ .

### ✓ Vérification des valeurs max:

$$e=14\text{cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b h$$

$$A_x \geq 0.0008 \left( \frac{3 - 0.88}{2} \right) 1 \times 0.14 = 1.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Selon  $L_y$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.033$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.041$$

$$A' = \frac{M_y^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_x^t = 4T10/ml = 3.14 \text{ cm}^2$  (St=25cm)

✓ **Vérification des valeurs max:**

$e = 14 \text{ cm}$

$$A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_y^t = 0.81 \text{ cm}^2 / ml > 1.14 \text{ cm}^2 / ml$$

✓ **Vérification de l'espacement**

$$St \leq \text{Min}(4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 20; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$St \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{verifie}$

**À l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )**

$$\begin{cases} \mu_x(0.88, 0.2) = 0.0546 \\ \mu_y(0.88, 0.2) = 0.8216 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0546 \times 10.12 \times 3.80^2 = 7.97 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8216 \times 7.97 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.97 = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.54 = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 0.5 \times 7.97 = 3.98 \text{ KM.m}$$

**Etat limite de compression du béton**

✓ **Vérification des contraintes**

$$P_s = G + Q = 5.35 + 5 = 10.35 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{t_{xser}} = 6.70 \text{ KN.m}$$

**A) En travée**

**Sens x-x :**

$$A_x = 1.50 \text{ cm}^2, M_{t_{xser}} = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 2847.5 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M t_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 6.70 \times 10^{-3} \times \frac{0.0232}{2847.5 \times 10^{-8}} = 5.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.45 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

**B) En appuis**

$$M a^{ser} = 2.44 \text{ KN.m} ; A_a = 2 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.32 \text{ cm}^2 ; I = 2847.5 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.44 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}.$$

**Contrainte limite d'acier**

**Sens x-x**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) \text{ avec : } \eta = 1,6 \text{ (acier HA) .}$$

$$\sigma_{st} = 72.80 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ Mpa}$$

**A) En appuis**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\lambda * ft28}\right)$$

$$\sigma_{st} = 25.62 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}.$$

**Etat limite de déformation**

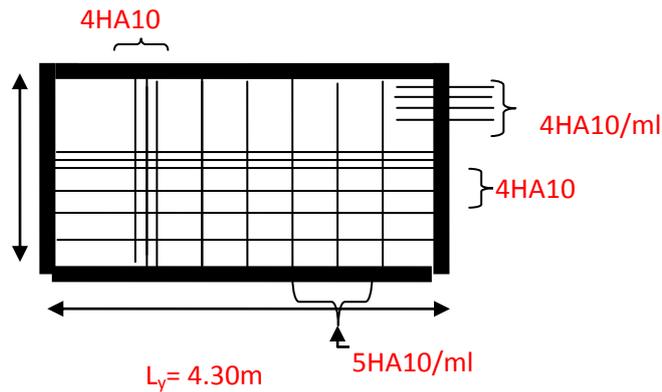
✓ **Vérification de la flèche**

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20M'_0}\right) l_x \dots\dots\dots(1)$$

$$A_s \leq \frac{2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

$$0.14 \text{ cm} \geq 0.12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

La 1<sup>ere</sup> et 2<sup>eme</sup> condition sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire



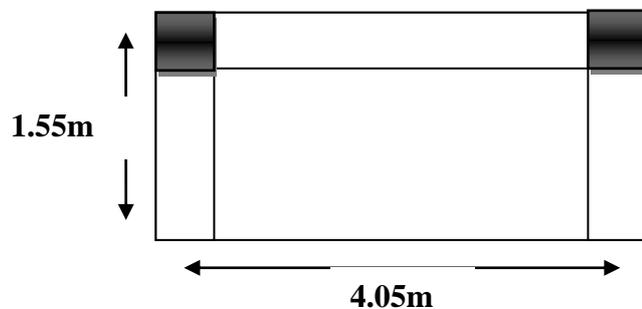
figureIII.10 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

➤ **Dalle sur trois appuis**

On calcule le panneau le plus sollicité

$$\begin{cases} L_x = 1.55\text{m} \\ L_y = 4.05\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{l_x}{2} = \frac{1.55}{2} = 0.77\text{m} \Rightarrow L_y > \frac{L_x}{2}$$



FigureIII.11 Dalle sur trois appuis

a) **Evaluation des charges**

- **Etages commercial**

$$\begin{cases} G=5.35\text{KN/ m}^2 \\ Q=5 \text{ KN/ m}^2 \end{cases}$$

A l'ELU :  $P_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 5 = 14.72\text{KN/m}^2$

A L'ELS :  $P_s = G + Q = 5.35 + 5 = 10.35 \text{ KN/m}^2$

**Calcul à l'ÉLU :**

$$\begin{cases} M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \frac{14.72 \times 4.05^2}{8} (1.55 - 2.02) + \frac{14.72 \times 4.05^3}{48} = 9.13\text{KNm} \\ M_0^x = \frac{14.72 \times 4.05^3}{24} = 35.07\text{KNm} \end{cases}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

**En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 40.72 = 29.81\text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 6.18 = 7.76 \text{KNm}$$

**En appuis**

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -12.03 \text{KNm} \\ M_a^y = M_a^x = -12.03 \text{KNm} \end{cases}$$

**Les efforts tranchant**

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14.72 \times 1.55}{2} \times \frac{4.05^4}{1.55^4 + 4.05^4} = 11.16 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.445 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.86 \text{MPa}$$

⇒ Les armateurs transversal ne son pas nécessaires

**Ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(L_x * e) \text{m}^2$  selon  $L_x$  et pour une bande de  $(L_y * e) \text{m}^2$  selon  $L_y$

Les résultats de ferrillages son résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.9** ferrailage d'une dalle plain sur trois appuis.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Aadp( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
travée	x-x	29.81	0.146	0.1984	0.1104	11.72	12HA12=13.57 $\text{cm}^2$
	y-y	7.76	0.038	0.048	0.1176	5.38	7HA10=5.5 $\text{cm}^2$
appui	x-x	14.03	0.068	0.089	0.1157	7.18	9HA12=7.03 $\text{cm}^2$
	y-y						

**Espacement des armatures**

**Sens xx :**  $S_t = 12 \text{cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t=12 \text{cm}$ .

**Sens yy :**  $S_t = 14 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t=14 \text{cm}$ .

**Calcul à l'ÉLS**

$$P_s = 10.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_0^y = 6.42 \text{KNm} \\ M_0^x = 24.65 \text{KNm} \end{cases}$$

**En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 20.95 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 5.46 \text{KNm} \end{cases}$$

**En appuis**

$$\begin{cases} M_a^x = -9.86KNm \\ M_a^y = M_a^x = -9.86KNm \end{cases}$$

**Etat limite de compression du béton**

Vérification des contraintes

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau III.10** vérification de l'état limite de compression du béton

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	Remarque
Selon x-x	20.95	3.83	78800.12	10.19	15	Vérifié
Selon y-y	5.46	6.43	3041.10	1.15	15	Vérifié
Appui	9.86	2.86	4539.05	6.23	15	Vérifié

**Etat limite de déformation**

**Vérification de la flèche**

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \dots\dots\dots(1)$$

$$A_s \leq \frac{2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

13.34cm<sup>2</sup> ≤ 9cm<sup>2</sup> .....pas vérifié

**Application**

- Y=3.93cm
- I=6737.55cm<sup>2</sup>
- E<sub>i</sub>=32456,59689MPa
- E<sub>v</sub>=10818,86563MPa
- A<sub>s</sub>=13.34cm<sup>2</sup>

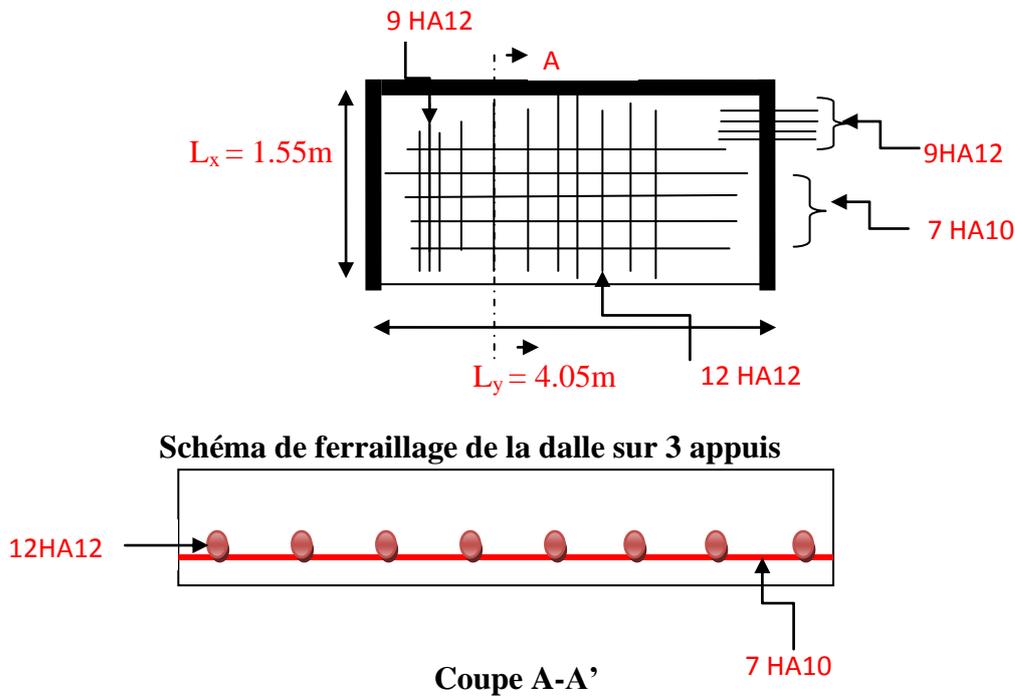
**valuation des moments en travée**

$$\begin{cases} q_j = 0.3KN / m^2 \\ q_g = 5.35KN / m^2 \\ q_p = 10.35KN / m^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 1.58KNm \\ M_{ser}^g = 2.82KNm \\ M_{ser}^p = 5.46KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{ser}^j = 21.35MPa \\ \sigma_{ser}^g = 38.08MPa \\ \sigma_{ser}^p = 73.68MPa \end{cases}$$

**Calcul de la flèche**

$$f_{gi} = 0.788cm ; \quad f_{gv} = 2.36cm ; \quad f_{pi} = 2.28cm ; \quad f_{ji} = 0.44cm$$

$\Delta f = 8.1cm \geq 3.42cm$  ..... La flèche est vérifiée



figureIII.12 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

➤ **Dalle sur deux appuis perpendiculaires**

On étudie le panneau le plus sollicité

$$\left. \begin{aligned} L_x &= 1.25m \\ L_y &= 7.70m \end{aligned} \right\}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.81 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens.}$$

$$M^t = 0.85M_0$$

$$M^a = 0.4M_0$$

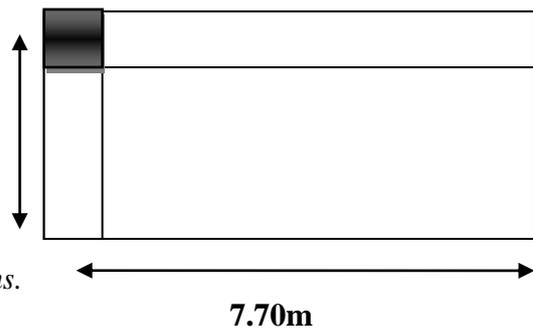


Figure : Dalles sur deux appuis

**Charges et sur**

$$G = 5.35KN / m^2$$

$$Q = 5KN / m^2$$

✓ A l'ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.72 \text{ KN/m}^2$

✓ A l'ELS :  $P_s = G + Q = 10.35 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1ml

$q_u = 3.53 \text{ KN/m}^2$

$M_u = 15.92 \text{ KN.m}$

$V_u = 21.94 \text{ KN}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**tableau III.10** ferrailage d'une dalle plain sur deux appuis

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	A calculée (Cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (Cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> /ml)	St (Cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>v</sub> (Cm <sup>2</sup> /ml)
15.92	0.078	0.10	3.92	6T10=4.74	1.44	25	4T10=3.14

**Vérification de l'espacement :**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Vérification au cisaillement**

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.19 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{verifie}$

**Calcul à l'ÉLS :**

$P_s = 10.35 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 2.62 \text{ KN/m}$

$V = 15.55 \text{ KN}$

$M = 11.36 \text{ KN.m}$

**Vérification des contraintes :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**tableau III.10** vérification des contraintes

M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
11.36	3.214334	5645.66	6,468303752	15	201,6333306	265,1950102

✓ Etat limites de déformation

Vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \dots\dots\dots(1)$$

$$A_s \leq \frac{2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

$$14cm \geq 12cm^2 \dots\dots\dots(1)$$

$$4.47cm^2 \leq 5cm^2 \dots\dots\dots(2)$$

Les deux conditions son vérifie

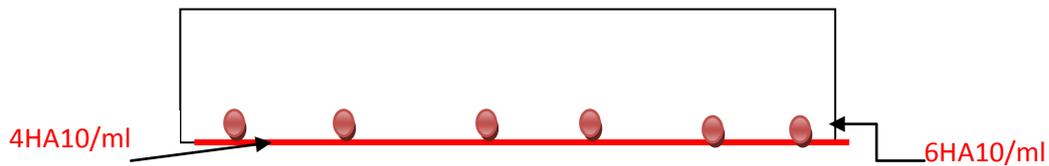


Figure III.13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

➤ Dalle sur un seul appuis :

On étude le panneau le plus sollicité

$$\left. \begin{matrix} L_x = 0.7m \\ L_y = 1.88m \end{matrix} \right\}$$

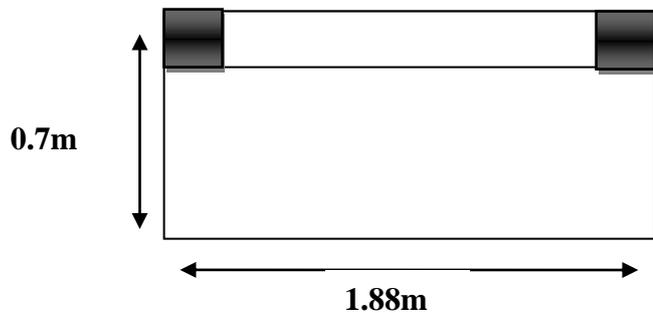


Figure III.14: Dalles sur un seul appuis

$$G = 5.35KN / m^2$$

$$Q = 5KN / m^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.72KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 10.35KN / m^2$$

Pour une bande de 1ml

$$M_u = 3.6KN.m$$

$$V_u = 7.85KN$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large.

Les résultats sont résume dans le tableau suivant :

**tableauIII.12** ferrailage d'une dalle plain sur un seul appuis

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	A calculée (Cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (Cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> /ml)	St (Cm <sup>2</sup> /ml)	Av (Cm <sup>2</sup> /ml)
3.6	0.042	0.005	2.20	6T8=3.01	1.53	25	4T10=3.14

**Vérification de l'espace :**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t=25\text{cm}$

**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} = 0.04 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{verifie}$$

**Calcul à l'ÉLS :**

$P_s=10.35\text{KN/m}^2$

$V=18.66\text{KN}$

$M=16.49\text{KN.m}$

**Vérification des contraintes**

Les résultats son résumé dans le tableau suivant

**tableauIII.10** vérification des contraintes

M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	$\sigma_S$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
11.36	3.21	5645.66	385,0130	15	201,636	265,1952

**Etat limites de déformation**

**Vérification de la flèche**

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^X}\right) l_x \dots\dots\dots(1)$$

$$A_s \leq \frac{2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire

$\Delta ft = 0.033\text{cm} < f_{adm} = 0.64\text{cm}$

⇒ La flèche est vérifiée.

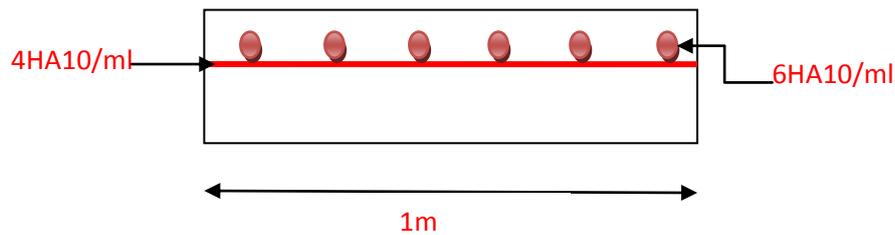


Figure III.15 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

### III.5 Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Un escalier est défini par les paramètres suivant :

**La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.

**La contra marche** est la partie vertical, contre la marche.

**L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche

**Le giron** est la longueur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour

**La pailleasse** supporte les marches.

**Volée** c'est une ensemble de marche d'un palier à un autre.

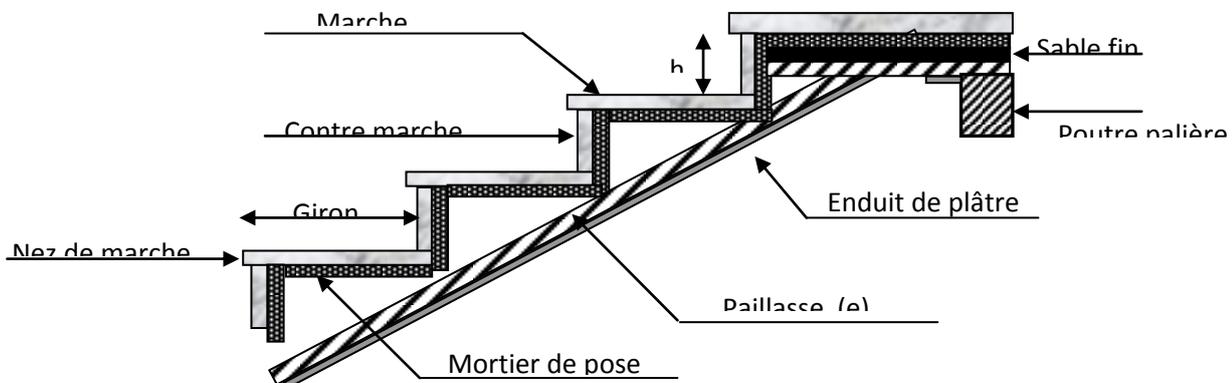


Figure III.16 Détail d'un escalier

#### III.5.1 Pré dimensionnement des escaliers

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18cm.
- La largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** :  $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right.$$

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

Avec :

n-1 : nombre de marche ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche.

### III.5.2 Types d'escaliers

On distingue dans notre projet 2 types d'escalier

#### A) Escalier droit à une seule volée

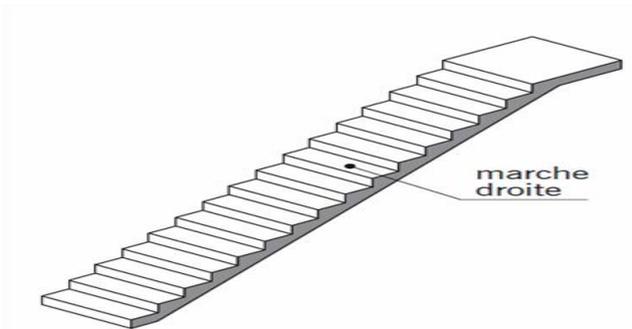


Figure III.16 escalier droit à une seule volée

#### B) Escalier a 3 volées et 2 paliers intermédiaires

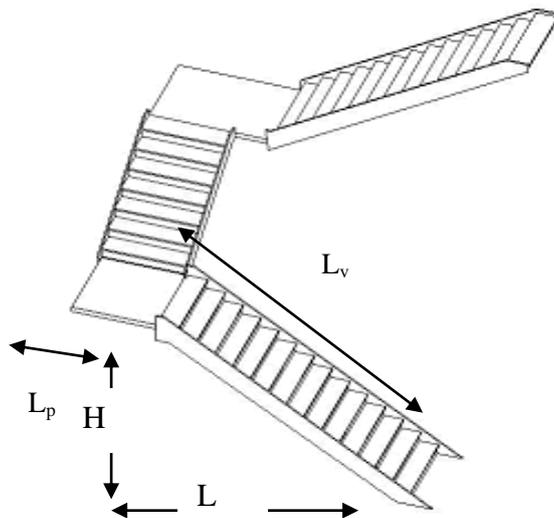


Figure III.17 escalier a trois volées

C) Escalier droit à une seule volée

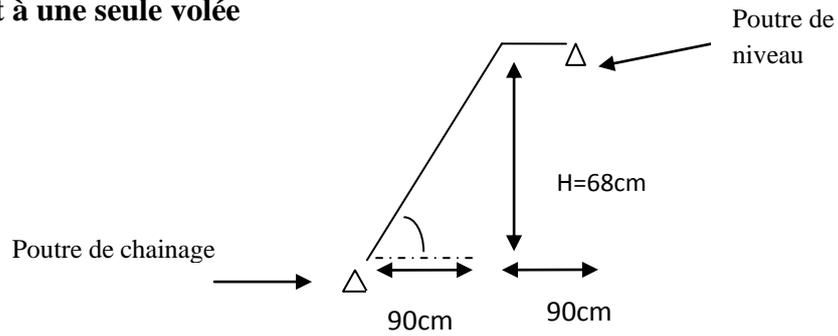


Figure III.18 schéma statique de l'escalier type 1 de l'entre-sol 1 à niveau 68 cm

$H = 68\text{cm}$

$h = 17\text{cm}$

$n = 68/17 = 4$  contres marches

Nombre total des contres marches est : **4** ;

Nombre total des marches est : **3** ;

$L = 90\text{cm}$

$g = L / (n - 1) \rightarrow g = 30\text{cm}$

La vérification de la formule de BLAONDEL :

$59 \leq 30 + 2 * 17 \leq 64\text{cm}$

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

L'angle de raccordement :

$\alpha = \text{tg}^{-1} (H / L) \rightarrow \alpha = 37,07^\circ$

**L'épaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée à partir de la condition suivante :  $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$ .

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier du départ ;

$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p$

$L_0 = \sqrt{90^2 + 68^2} + 75 = 187.80\text{cm}$

$187.80 / 30 \leq e \leq 187.80 / 20$

$6.26\text{cm} \leq e \leq 9.39\text{cm}$

On prend :  **$e = 8\text{cm}$**

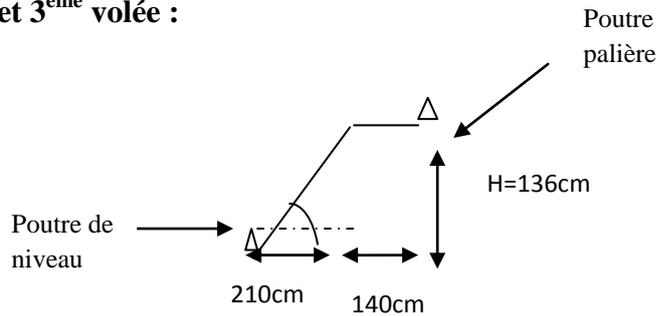
Tableau III.13 : dimensions de l'escalier type 1 de l'entre-sol 1 à niveau 68 cm

$L_0(\text{m})$	$H(\text{m})$	N	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$^\circ$	$l(\text{cm})$	$e(\text{cm})$
187.80	68	4	17	30	37,07	90	8

**D) Escalier à 3 volées et 2 paliers intermédiaires ;**

➤ **Escalier de sous-sol 1, sous-sol 2, sous-sol 3 ;**

Pour 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :



**H = Figure III.19 : schéma statique de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> volées d'escalier**

h= 17cm

n= 136/17=8contres marches

Nombre total contre marche est : **8 ;**

Nombre total des marches est : **7 ;**

L=210cm

g= L/ (n-1) →g= 30cm

La vérification de la formule de BLAONDEL :

$$59 \leq 30 + 2 * 17 \leq 64 \text{cm}$$

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

L'angle de raccordement :

$$\alpha = \text{tg}^{-1} (H / L) \rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

**L'épaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée à partir de la condition suivante :  $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$ .

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier ;

$$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p$$

$$L_0 = \sqrt{210^2 + 136^2} + 125 = 375.19 \text{cm}$$

$$375.19/30 \leq e \leq 375.19/20$$

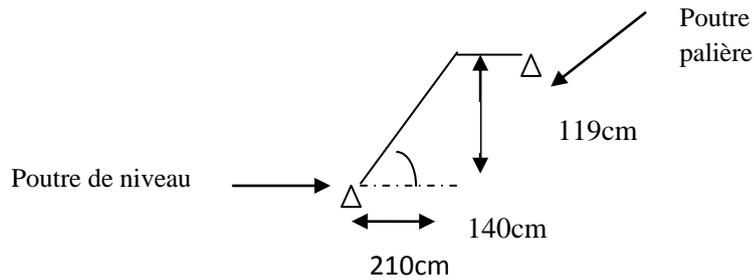
$$12.5 \text{cm} \leq e \leq 18.75 \text{cm}$$

On prend **e=17cm**

**tableau III.14** dimensions de l'escalier type2 des entres sol

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	°)	L <sub>0</sub> (cm)	e(cm)
210	136	8	17	30	32.92	375.19	17

➤ **Escalier de RDC et l'étage courant :**



**figureIII.20** schéma statique de l'escalier de RDC et d'étage courant

$H = 119\text{cm}$

$h = 17\text{cm}$

$n = 136/17 = 7$  contres marches

Nombre total contre marche est : **7** ;

Nombre total des marches est : **6** ;

$L = 210\text{cm}$

$g = L / (n-1) \rightarrow g = 30\text{cm}$

La vérification de la formule de BLAONDEL :

$59 \leq 30 + 2 * 17 \leq 64\text{cm}$

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

L'angle de raccordement :

$\alpha = \text{tg}^{-1} (H / L) \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$

**L'épaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée à partir de la condition suivante :  $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$ .

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier ;

$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p$

$L_0 = \sqrt{210^2 + 119^2} + 125 = 366.37\text{cm}$

$366.37/30 \leq e \leq 366.37/20$

$12.21\text{cm} \leq e \leq 18.31\text{cm}$

On prend  **$e = 17\text{cm}$**

**TableauIII.14** : dimensions de l'escalier d'étage courant

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	°	L <sub>0</sub> (cm)	e(cm)
210	119	7	17	30	29.53	366.37	17

2<sup>ème</sup> volée :

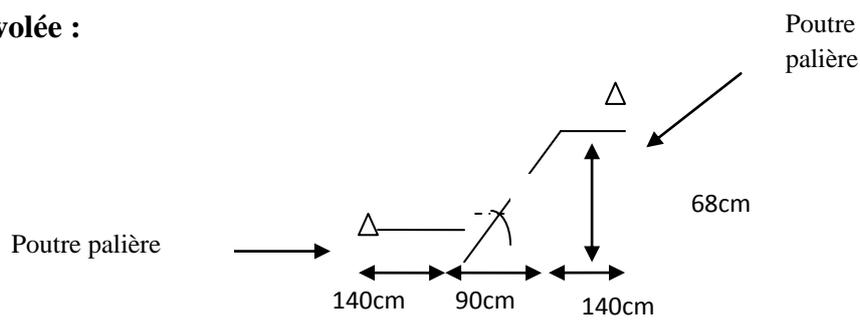


figure III.21 schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

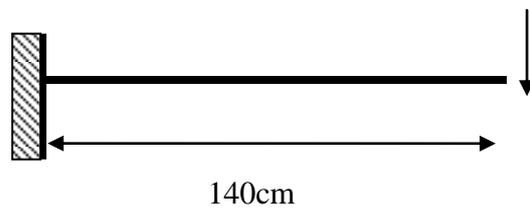


figure III.22 vue en plan de la 2<sup>ème</sup> volées d'escalier type 1

$H = 68\text{cm}$

$h = 17\text{cm}$

$n = 68/17 = 7$  contres marches

Nombre total contre marche est : **4** ;

Nombre total des marches est : **3** ;

$L = 90\text{cm}$

$g = L / (n - 1) \rightarrow g = 30\text{cm}$

La vérification de la formule de BLAONDEL :

$59 \leq 30 + 2 * 17 \leq 64\text{cm}$

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

L'angle de raccordement :

$\alpha = \text{tg}^{-1} (H / L) \rightarrow \alpha = 37.07^\circ$

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier ;

$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p$

$L_0 = \sqrt{90^2 + 68^2} + 140 + 140 = 366.37\text{cm}$

**Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 2.8\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm} \\ e \geq 11 : \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

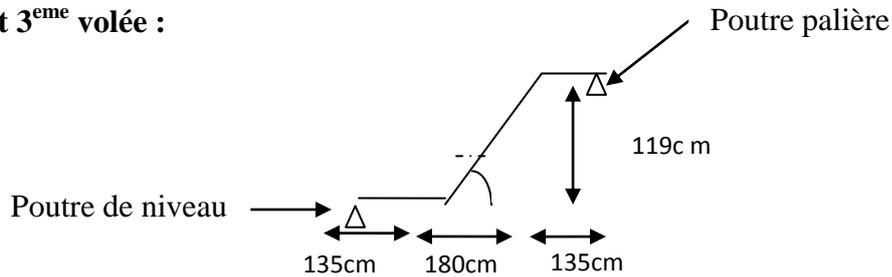
On prend :  $e = 14 \text{ cm}$ .

**tableau III.15** dimensions de volée 2de l'escalier d'entre sol 2(type2)

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	°	L <sub>0</sub> (cm)	e(cm)
90	68	4	17	30	37.07	392.8	14

**Escalier d'entre sol 2**

1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :



**figure III.23** schéma statique de l'escalier d'entre sol 2

$H = 119 \text{ cm}$

$h = 17 \text{ cm}$

$n = 119 / 17 = 7$  contres marches

Nombre total contre marche est : **7** ;

Nombre total des marches est : **6** ;

$L = 180 \text{ cm}$

$g = L / (n - 1) \rightarrow g = 30 \text{ cm}$

La vérification de la formule de BLAONDEL :

$59 \leq 30 + 2 * 17 \leq 64 \text{ cm}$

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

L'angle de raccordement :

$\alpha = \text{tg}^{-1} (H / L) \rightarrow \alpha = 33.46^\circ$

**L'épaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée à partir de la condition suivante :  $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$ .

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier du départ ;

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée ;

$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p + L'_p$

$L_0 = \sqrt{180^2 + 119^2} + 120 + 120 = 455.77 \text{ cm}$

$$455.77/30 \leq e \leq 455.77/20$$

$$15.19\text{cm} \leq e \leq 22.78\text{cm}$$

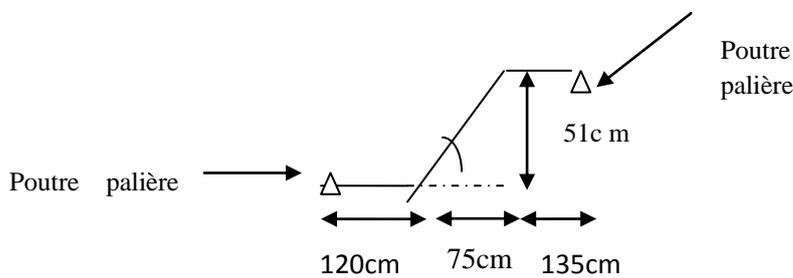
On prend  $e=20\text{cm}$

**tableauIII.16:** dimensions de volée 1et3 l'escalier d'entre sol 2

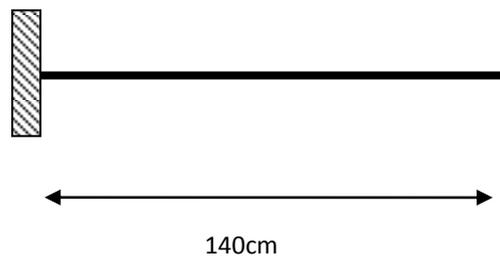
L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	°	L <sub>0</sub> (cm)	e(cm)
180	119	7	17	30	33.46	455.77	20

**2<sup>eme</sup> volée :**

Elle s'appui sur 3 appuis (2 poutres palières et le voile de mur).



**figureIII.24** schéma statique de la 2<sup>eme</sup> volées d'escalier type1



**figIII.25** vue en plan de la 2<sup>eme</sup> volées d'escalier type1

**Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{115}{50} \leq e \leq \frac{115}{40} \Rightarrow 2.3\text{m} \leq e \leq 3.87\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \quad : \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On prend :  $e = 14 \text{ cm}$ .

$H = 51\text{cm}$

$h = 17\text{cm}$

$n = 51/17 = 3$  contres marches

Nombre total contre marche est : **3**;

Nombre total des marches est : **2**;

$L = 75\text{cm}$

$g = L / (n-1) \rightarrow g = 37.5\text{cm}$

L'angle de raccordement :

$\alpha = \text{tg}^{-1} (H / L) \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier du départ ;

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée ;

$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p + L'_p$

$L_0 = \sqrt{75^2 + 51^2} + 120 + 165 = 375.69\text{cm}$

**tableau III.17** dimensions de volée 2 l'escalier d'entre sol 2 (type 1)

L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	°	L <sub>0</sub> (cm)	e(cm)
75	51	3	17	37.5	34.21	375.69	14

**Le ferrailage :**

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

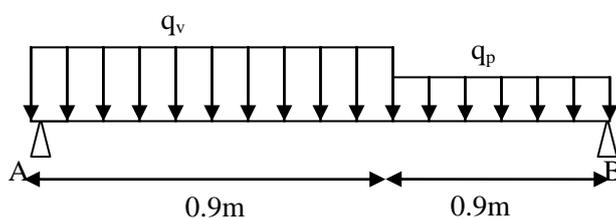
**Escalier droit à une seule volée**

**a) Charges et surcharges**

Palier :  $G_{palier} = 6\text{KN} / \text{m}^2$

Volée :  $G_{paillasse} = 9.1\text{KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50\text{KN} / \text{m}^2$



**b) Moments et efforts tranchants**➤ **L'ELU :**

$$q_v = 1.35 \times 9.1 + 1.5 \times 2.5 = 16.03 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 6 + 1.5 \times 2.5 = 11.85 \text{ KN / ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 13.48 \text{ KN}$$

$$R_B = 11.60 \text{ KN}$$

$$M_0 = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -2.83 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.48 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS**

$$q_v = 9.1 + 2.5 = 11.6 \text{ KN / m}$$

$$q_p = 6 + 2.50 = 8.5 \text{ KN / m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 9.74 \text{ KN}$$

$$R_B = 8.34 \text{ KN}$$

$$M_0 = 4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 1.6 \text{ KN.m}$$

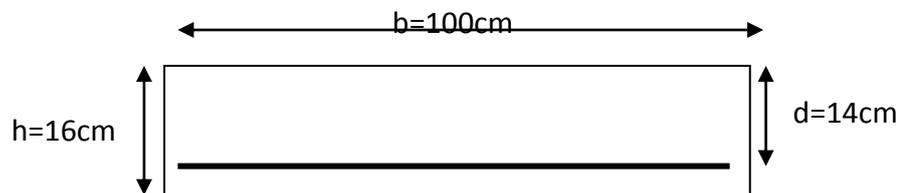
**E) Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$M_t = 4.25 \text{ KN.m} : \text{Moment en travée}$$

$$M_a = 2.83 \text{ KN.m} : \text{Moment en appuis}$$

**Caractéristique de la section**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

**Figure III.27** Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.18 Résumé des résultats de ferrailage

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adobté}(cm^2/ml)$	St(cm)
<b>En travée</b>	4.25	0.020	0.02	0.087	1.03	4T10=3.14	20
<b>En appuis</b>	2.83	0.013	0.017	0.087	0.68	4T10= 3.14	25

✓ **Les Vérifications**

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.14.2.1/400 = 1.69cm^2 / ml.$$

On a :  $A > A_{\min}$  .....Condition vérifiée.

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.32MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{4.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.112MPa$$

$\tau_u = 0.112 MPa < \bar{\tau}_u = 3.32MPa$  .....Condition vérifiée.

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.88 \times 10^{-3} - \frac{4.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.000109m^2$$

➤ **Vérification à 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**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

$$y = 3.19cm$$

$$I = 6846.97cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.73 \times 10^{-3}}{6585.97 \times 10^{-8}} \times 0.0319 = 6.83MPa$$

**Vérification de la flèche :**

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20M'_0}\right) l_x \dots\dots\dots(1)$$

$$A_s \leq \frac{2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

Les deux conditions sont vérifiées

**Calcul des armatures de répartition**

a) **En travée :**  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.25 \text{ cm}^2 / \text{m}$  on choisit : 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm

b) **En appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m}$  on choisit : 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm

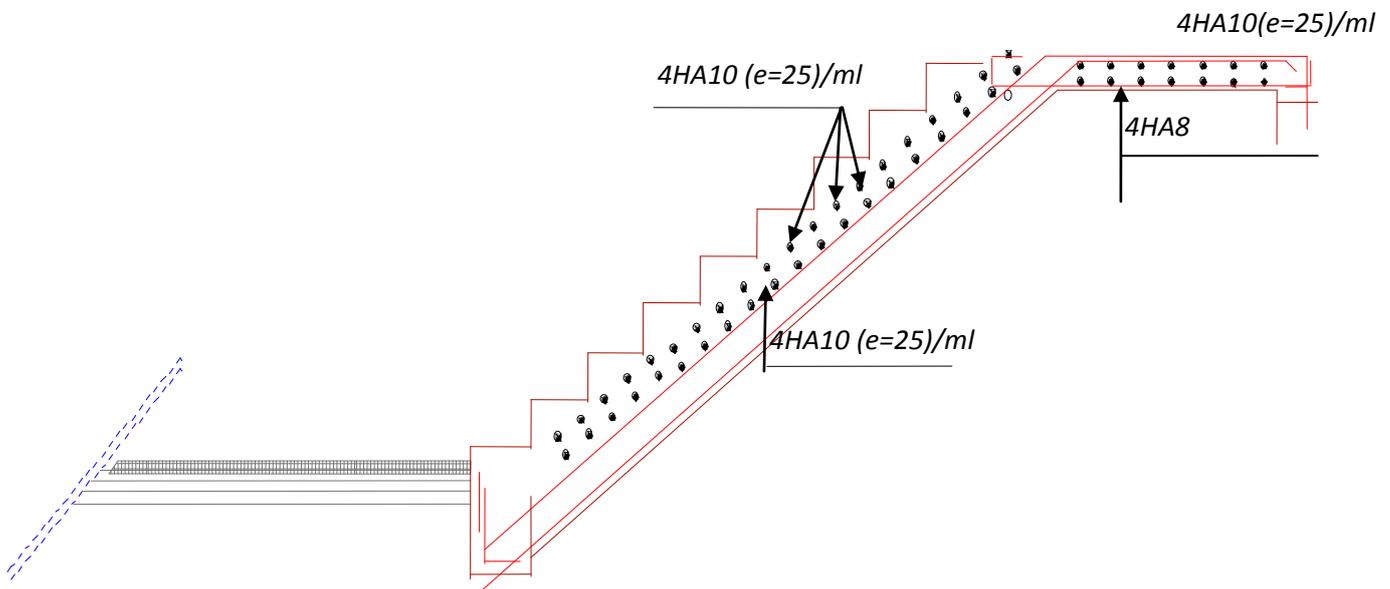
**Espacement des barres**

Armatures longitudinales :  $S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

Or on a  $S_t = (20; 25) \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Or on a  $S_t = (20; 25) \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.



**figure III.28** Schéma de ferrailage de l'escalier(A) à une seule volée

**Escalier à 3 volées et 2 paliers intermédiaires**

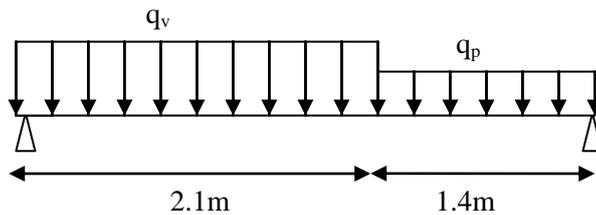
Pour 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

a) Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 9.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$



b) Moments et efforts tranchants :

➤ L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 9.1 + 1.5 \times 2.5 = 16.03 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 6 + 1.5 \times 2.5 = 11.85 \text{ KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 26.88 \text{ KN}$$

$$R_B = 23.37 \text{ KN}$$

$$M_0 = 2.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0.75 M_0 = 16.90 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -11.20 \text{ KN.m}$$

$$V = 26.88 \text{ KN}$$

➤ L'ELS

$$q_v = 9.1 + 2.5 = 11.6 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_p = 6 + 2.50 = 8.5 \text{ KN} / \text{m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 19.43 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.82 \text{ KN}$$

$$M_0 = 16.27 KN.m$$

$$M_t^{max} = 13.83 KN.m$$

$$M_a = 6.51 KN.m$$

**c) Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 16.90 KN.m$  : Moment en travée

$M_a = 11.27 KN.m$  : Moment en appuis

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableaux III.19** Résumé des résultats de ferrailage

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$	St(cm)
<b>En travée</b>	16.90	0.087	0.108	0.114	4.23	5T12 = 5.65	20
<b>En appuis</b>	11.27	0.055	0.071	0.087	2.77	4T10 = 3.14	25

**d) Les Vérifications :**

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.14.2.1/400 = 1.69 cm^2 / ml.$$

On a :  $A > A_{min}$  .....Condition vérifiée.

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.32 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.22 MPa$$

$\tau_u = 0.112 MPa < \bar{\tau}_u = 3.32 MPa$  .....Condition vérifiée.

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.88 \times 10^{-3} - \frac{16.90 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00023 m^2$$

➤ **Vérification à 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**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

$$y = 3.19cm$$

$$I = 6846.97cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.73 \times 10^{-3}}{6585.97 \times 10^{-8}} \times 0.0319 = 6.83MPa$$

**Vérification de la flèche**

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \dots\dots\dots(1)$$

$$A_s \leq \frac{2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

La (1) condition n'est pas vérifiée

**Application**

- Y=3.93cm
- I=6737.55cm<sup>2</sup>
- E<sub>i</sub>=3245.59689 MPa
- E<sub>v</sub>=10818.86563 MPa
- A<sub>s</sub>=13.34cm<sup>2</sup>

**Evaluation des moments en travée**

$$\begin{cases} q_j = 0.3KN / m^2 \\ q_g = 5.35KN / m^2 \\ q_p = 10.35KN / m^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 1.58KNm \\ M_{ser}^g = 2.82KNm \\ M_{ser}^p = 5.46KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{ser}^j = 21.35MPa \\ \sigma_{ser}^g = 38.08MPa \\ \sigma_{ser}^p = 73.68MPa \end{cases}$$

**Calcul de la flèche**

$$f_{gi} = 0.788cm ; \quad f_{gv} = 2.36cm ;$$

$$f_{pi} = 2.28cm ; \quad f_{ji} = 0.44cm$$

$$\Delta f = 8.1cm \geq 3.42cm$$

La flèche est vérifiée

**e) Calcul des armatures de répartition**

**En travée :**  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.25cm^2 / m$  on choisie : 4T10 = 3.14cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm

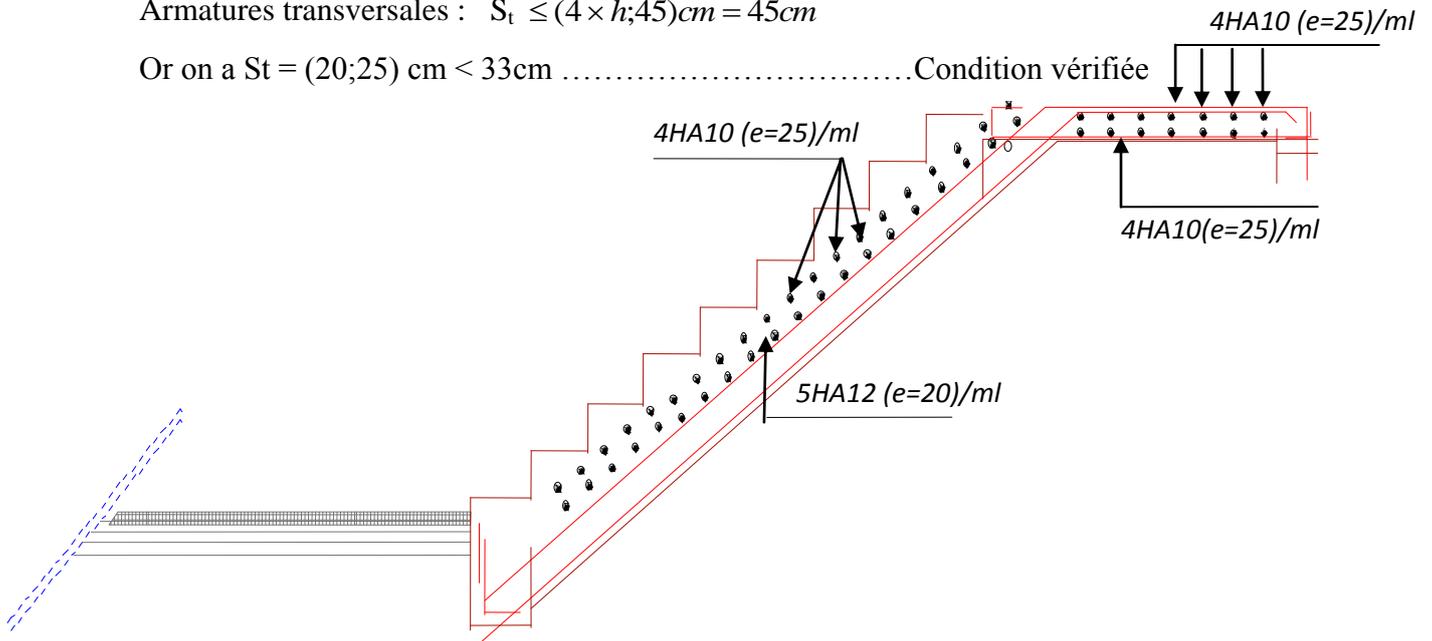
**En appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 1.44cm^2 / m$  on choisie : 4T10 = 3 ?14cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm

**f) Espacement des barres**

Armatures longitudinales :  $S_l \leq (3 \times h; 33)cm = 33cm$

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times h; 45)cm = 45cm$

Or on a  $S_t = (20; 25) cm < 33cm$  ..... Condition vérifiée

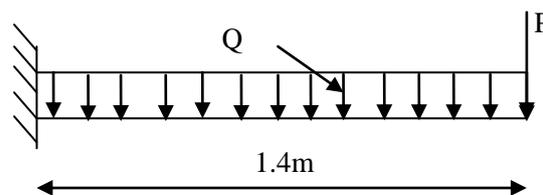


**figure III.29** Schéma de ferrailage de l'escalier à 2 volées (volée 1 et 3)

**III.5 ferraie de la 2<sup>ème</sup> volée**

Est une dalles plain qui reposent sur un ou plusieurs appuis

**Dalle sur un seul appui**



**figure III. 30** schéma statique de la dalle sur un seul

Pour une bande de 1m on a:

$qu = 16.03KN/ml$

$P_u = 1.35 \times P = 1.35KN$

$P = 1KN$  qui est le poids du garde corps. (DTR B-C 2-2)

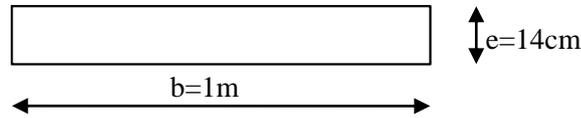
Donc après calcul, on trouve :

$M_u = 17.60KN.m$

$V_u = 23.79KN$

➤ **Ferraillage :**

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



figureIII.31 Section de la dalle pleine a ferraillé

Le tableau 3.13 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

tableauIII.20 Calcul du ferraillage de la 2<sup>ème</sup> volée

$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> /ml)
17.60	4.41	1.44	4H12=4.52	25	4HA10= 3.14

➤ **Les vérifications**

a) A l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 23.79KN$$

$$\tau_u = \frac{23.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.19MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4MPa) = 3.25MPa \text{ donc c'est vérifié}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.17MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

b) A l'ELS

Vérification des contraintes

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ )

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

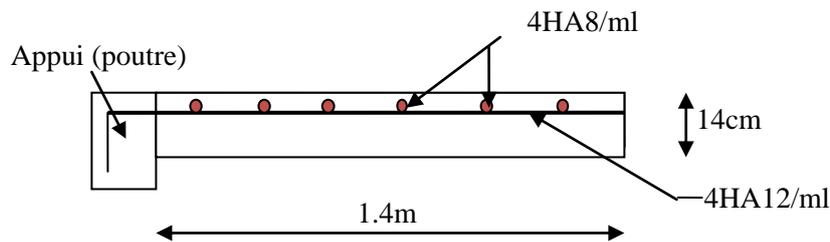
$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

Le tableau ci dessous résume la vérification des contraintes

tableauIII.21 vérification des contraintes

$M_{ser}$ (KN)	y(m)	I(m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
12.76	0.028	4254.64	6.9	15	vérifiée	0	385.356	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**



figureIII.32 schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée

### III.6 Etude des poutres palières

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion

#### III.6.1 Pré dimensionnement :

$$1/15 \leq h \leq 1/10 \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

➤ **Vérifications**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \text{ pour les trois type}$$

#### a) Les charges sur la poutre

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.35^2 \times 25 = 3.06 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui

$$\text{ELU : } R_B = 26.88 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 19.43 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 31.01 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 47.49 \text{ KN/m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 40.36 \text{ KN/m}$$

$$M^a = -0.4 M_0 = -18.99 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 54.26 \text{ KN}$$

**b) Calcul d'armature à la flexion simple**

**tableaux III.22** Calcul d'armature

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	40.36	0.05 1	0.065	0.36	3.26	1.83
<b>En appuis</b>	18.99	0.02 4	0.03	0.37	1.51	1.83

**c) Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion de la paillasse au niveau de l'appui.

$$M^{torsion} = M_b^a = 11.27 KN.m$$

Le moment est maximum a l'encastrement.

$$MT = Mt \times L/2 = 11.27 \times 3,5/2 = 19.72 KN.m$$

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

U : périmètre de la section

$\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur

e : épaisseur de la paroi

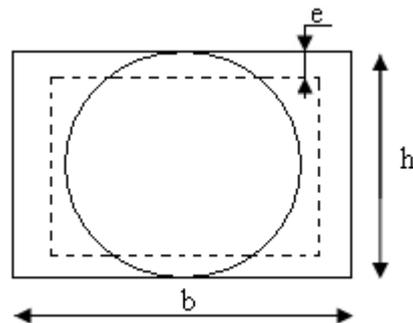
A<sub>1</sub>: section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h/6 = 5.83cm$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 900cm^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 120cm$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.34cm^2$$



**Figure III.32** Section creuse équivalente

**e) Choix des armatures**

**En travée**

$$A' = 3.26 + \frac{4.34}{2} = 5.43cm^2 \quad \text{Soit } 3HA14+3HA12=8.01cm$$

**En appui**

$$A' = 1.83 + \frac{4.34}{2} = 4\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

**On doit vérifier la condition suivante**

**Vérification de la contrainte de cisaillement**

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a  $V_{\max} = 54.26\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{54.26 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 0.66\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.72 \times 10^{-3}}{2 \times 0.09 \times 0.058} = 1.89\text{MPa}$$

D'où  $\tau_u = 2\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

**Ferraillage**

**f) Calcul des armatures transversales**

Soit  $St = 15\text{cm}$

**Flexion simple**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.52\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.15 \times (2 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.0224\text{cm}^2$$

**Torsion**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.72 \times 10^{-3} \times 120 \times 10^{-3} \times 1.15}{2 \times 900 \times 10^{-8} \times 348} = 0.43\text{cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.57 + 0.43 = 2\text{cm}^2$  soit  $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

➤ **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

**en appuis** ( $M_a = 18.99\text{KN.m}$ ) ;  $y = 10.09\text{cm}$  ;  $I = 36136.44 \text{ cm}^4$

Application numérique

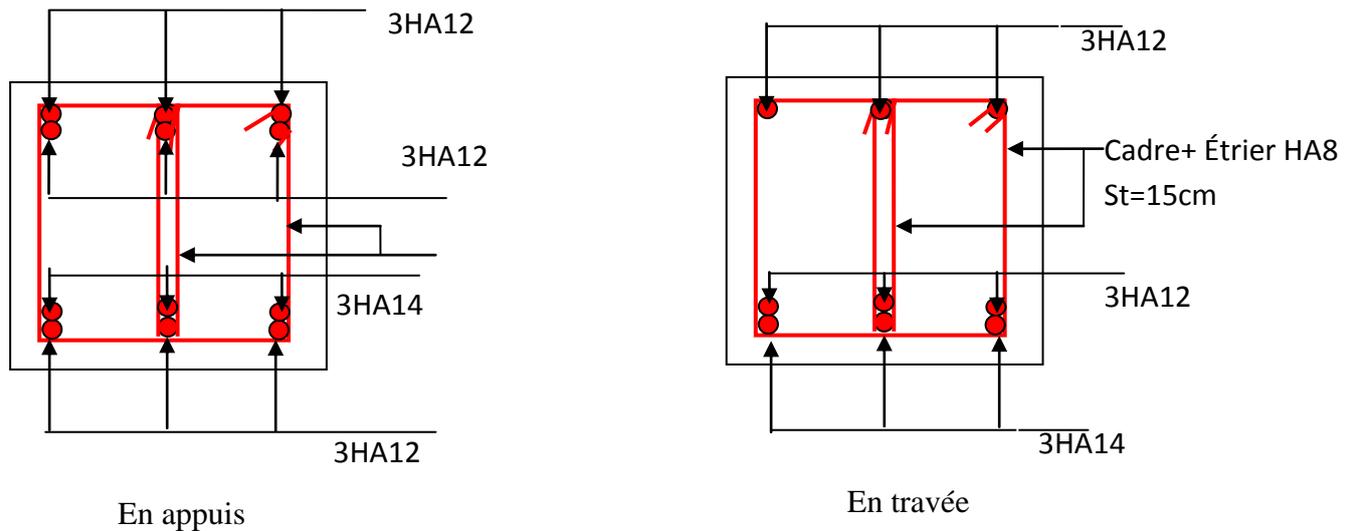
$$\sigma_{bc} = 2.50\text{MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 4.30MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$  ..... Condition vérifié

En travée ( $M^t = 40.36 \text{ KN.m}$ )

$\sigma_{bc} = 5.27MPa < \overline{\sigma_{bc}}$  .....Condition vérifié

**g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :**



**figureIII. 31** Schéma de ferrailage de la poutre palière

**III.7 Étude de l'ascenseur**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : **(Annexe III)**

La cours maximale = 50m

DM : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine  $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine :  $BS = l = 180\text{cm}$

$TS = L = 210\text{cm}$

**III.7.1 Étude de la dalle pleine de locale des machines**

**a) Évaluation des charges et surcharge**

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur  $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

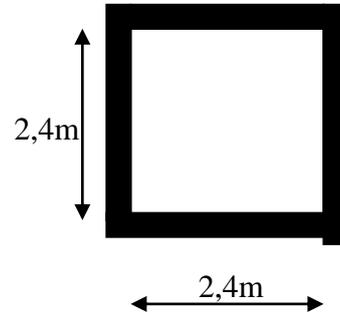
On a un revêtement en béton d'épaisseur (e = 5cm)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$



figureIII. 32 Dalle sur quatre appuis

**Charges uniformément répartis**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.4}{2.4} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

**Les sollicitations**

à l'ELU : (ν = 0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0368 \times 9.735 \times 2.4^2 = 2.063 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 2.063 = 2.063 \text{ KN.m}$$

**Moment en travées :**

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 2.063 = 1.75 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis**

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 2.063 = 0.62 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage**

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

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de φ = 12mm pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1.4 + 2\right) = 16 \text{ cm}$$

**tableau III.22** Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	1.433	0.43	0.23	0.07	4HA10= 3.14	4HA10=3.14
Sens yy	1.433	0.43	0.259	0.077	4HA10=3.14	4HA10=3.14

### Vérification de condition de non fragilité

Pour  $h > 12\text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  :

En travée : Sens xx :  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \rho_a b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En appui :  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

### Espacement des armatures

Armatures //  $L_x$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

### Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 2.4}{2 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 7.79 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{7.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.045 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

### 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.

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

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

à l'ELs : ( $\nu = 0.2$ )

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0441 \times 7.1 \times 2.4^2 = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 1.8 = 1.8 \text{ KN.m}$$

#### Moment en travées

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.8 = 1.53 \text{ KN.m}$$

#### Moment en appuis

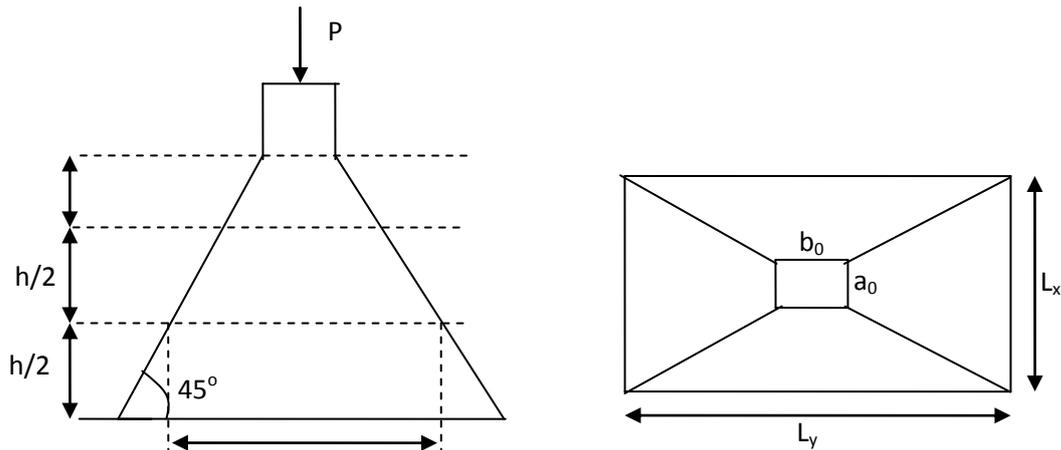
$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.8 = 0.54 \text{ KN.m}$$

#### Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_x + A'_x) \times y - 15 \times (d \times A_x + d' \times A'_x) = 0; A'_x = 0.$$

tableauIII.23 Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)
Travée	Xx	1.06	3.14	3.26	9375.511	0.368
	Yy	1.06	3.14	3.11	7715.16	0.427
Appui	X <sub>X</sub>	0.375	3.14	3.26	9375.511	0.13
	Y <sub>Y</sub>	0.375	3.14	3.11	7715.16	0.15



figureIII. 33 L'ascenseur

**Cas de charges concentrées**

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte (a<sub>0</sub>×b<sub>0</sub>) agit sur une aire (u.v).

On calcul le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a<sub>0</sub> et u : dimension // à L<sub>x</sub>

b<sub>0</sub> et v : : dimension // à L<sub>y</sub>

(a<sub>0</sub>×b<sub>0</sub>) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé ξ=1)

$$(a_0 \times b_0) = (150 \times 160) \text{ cm}^2$$

$$u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm}$$

$$v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \dots\dots\dots \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

➤ **ELU**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.4}{2.4} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0425 \\ M_2 = 0.0425 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{180}{240} = 0.75$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{190}{240} = 0.8$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 97.6 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.0425 \times 97.6 = 4.15 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0.0425 \times 97.6 = 4.15 \text{ KNm}$$

**Moment dû aux poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = M_{y2} = 1.443 \text{KNm.}$$

**La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.15 + 1.443 = 5.6 \text{KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.15 + 1.443 = 5.6 \text{KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec  $h = 20 \text{ cm}$

**Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times 5.6 = 4.76 \text{KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 5.6 = 4.76 \text{KNm.}$$

**-Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5.6 = 1.68 \text{KNm.}$$

**tableau III. 24** ferrailage de le dalle de local des machines

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé ( $\text{cm}^2$ )	$A_a$ calculé ( $\text{cm}^2$ )	$A_t$ adopté ( $\text{cm}^2$ )	$A_a$ adopté ( $\text{cm}^2$ )
Sens xx	5.6	1.68	0.93	0.27	4HA10=2.51	4HA10=2.51
Sens yy	5.6	1.68	1.015	0.305	4HA10=2.51	4HA10=2.51

**-Vérification de condition de non fragilité**

Pour  $h > 12 \text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  :

**En travée : Sens xx :**  $A_x \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left( \frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2.$$

**En appui :**  $A_a \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh = 1.6 \text{ cm}^2.$$

### Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440 \text{ cm}$$

$$q_u = 97,6 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 825 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

### - Vérification de la contrainte tangentielle :

### -Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max aux voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.575 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

### Espacement des armatures

**Sens xx :**  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t=25\text{cm}$ .

**Sens yy:**  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t=25\text{cm}$ .

➤ l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

#### 1) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) q_{\text{ser}} = (0.0425 + 0.2 \times 0.0425) \times 72.3 = 3.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) q_{\text{ser}} = 3.7 \text{ KN.m.}$$

#### 2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0441 \times 7.1 \times 2.4^2 = 1.8 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1 \times 1.8 = 1.8 \text{ KN.m}$$

#### 3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.7 + 1.252 = 4.952 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.7 + 1.252 = 4.952 \text{ KNm.}$$

### Vérifications des contraintes

#### Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 4.952 = 4.21 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.952 = 4.21 \text{ KNm}$$

#### Moment en appuis

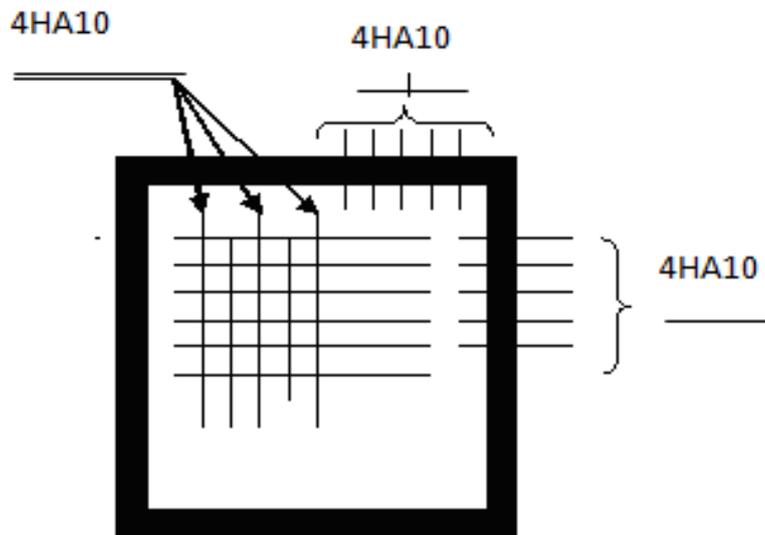
$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 4.21 = 1.26 \text{KNm.}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$  ; avec :  $A' = 0$ .

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

tabIII.25 Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)
Travée	Xx	4.21	3.14	3.26	9375.511	1.464
	Yy	4.21	3.14	3.11	7715.16	1.7
Appui	/	1.26	3.14	3.26	9375.511	0.44



figureIII.34 Schéma de ferrailage du local des machines

### III.9. Calcul des poutres de chainages

chaque dalle (dalle local machine et dalle au-dessous de l'ascenseur) doit être s'appuyer sur deux poutre de chainage. On se contente d'étudier les poutres les plus défavorable qui sont celle de l'étage commercial.

#### III.9.1. Dimensionnement

La porte maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = 4.50m$

Selon la condition de flèche :

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

$$30cm \leq h \leq 45cm$$

Selon RPA (Art 9.3.3)

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :  $h = 35cm$

$$b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

#### III.9.2. Calcul des sollicitations :

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.26KN/m$

$$P_u = 1.35 \times 2.26 = 3.54 KN/m$$

$$P_s = 2.26KN/m$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 8.73KN m$$

$$M_s = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 5.72KN m$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.75M_u = 6.54KN.m$$

$$M_a = -0.5M_u = 4.36KN.m$$

### III .9.3 Le ferrailage

#### a) Armatures longitudinales :

Calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.31m$$

figureIII.35 : Armatures longitudinales.

Sens	M(KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm)	A <sub>adop</sub> (cm)	St (cm)
En travée	6.54	0.57	1.12	4T10=3.16	20
En appui	4.36	0.38	1.12	4T10=3.16	20

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10mm \quad (\text{Art III.3.b})$$

Soit un cadre  $\phi 8$

**c) Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 113 \text{ cm.}$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement  $S_t \leq 20cm$ .

On adopte  $S_t = 20cm$ .

**III.9.4. Vérifications :**

**a) À l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.12cm^2 < A_{cal} \dots \dots \dots C'est vérifié.$$

**Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 1.77KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.019MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33Mpa.$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots C'est vérifié.$$

**b) À l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_s = 5.72KNm$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 3.39\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.02\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 23478.88\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.62\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

**La contrainte dans l'acier**

Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63\text{MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 77.96\text{MPa}.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

**Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

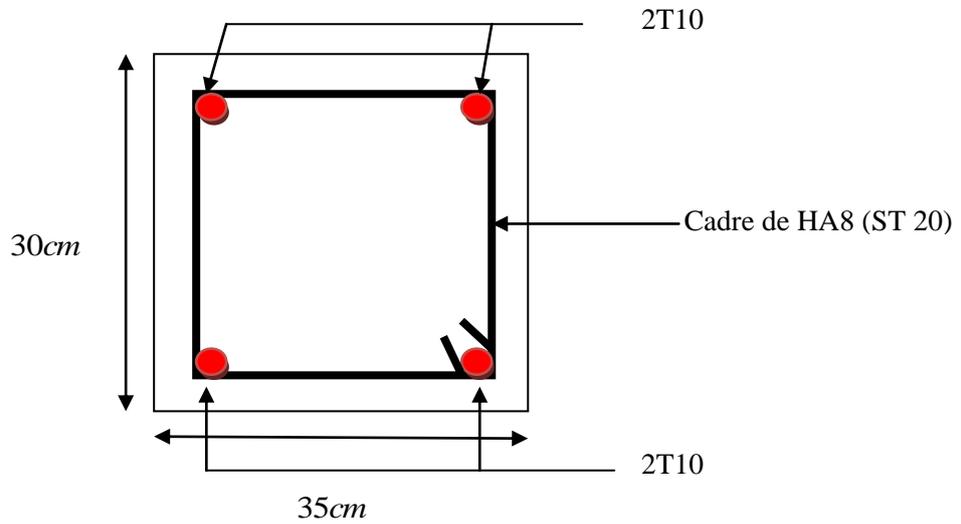
A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{4.5} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,077 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.073 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.16}{30 \times 31} = 0.0033 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

**III.9.5. Schéma de ferrailage**



**figure III.34** : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant. D'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

### IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

### IV.3. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente ;
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente

##### ➤ Principe de la méthode

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### ➤ Calcul de la force sismique totale : ..... **RPA99** (Article 4.2.3)

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée 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  $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. .... **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \mathbf{RPA99} \text{ (Formule 4.4)}$$

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 :

**Tableau IV.1** Valeurs des pénalités Pq.

“ Critère q ”	Observé	Pq /xx	observé	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	0.05	Non
2- Redondance en plan	Non	0.05	0.05	Non
3- Régularité en plan	Non	0.05	0.05	Non
4- Régularité en élévation	Non	0.05	0.05	Non
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	0	Oui
6- Contrôles d'exécution	Oui	0	0	Oui

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_Q \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- $W_Q$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a un niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.60$  ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$

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 ( $\eta$ ). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

**Tableau IV.2** Les valeurs de  $\zeta(\%)$  ..... **RPA 99** (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.8164 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$  ..... **RPA99** (Formule 4-6)

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

$h_n = 30,58m$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$C_T = 0.050$

$T = 0.050 \times (30,58)^{3/4} = 0.65s$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$  ..... **RPA99** (Formule 4-7)

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 32,5m, L_y = 20,15m$

$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.514s \\ T_y = 0.653s \end{cases}$

$T_x = \min (T_x; T) = 0.514s$

$T_y = \min (T_y; T) = 0.653s$

$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.514}\right)^{2/3} = 1.99 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.653}\right)^{2/3} = 1.7 \end{cases}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{S_y} = 1.3 \times 0.6 = 0.84s \\ T_{S_x} = 1.3 \times 0.514 = 0.668s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$W = 46376,153 \text{ KN} \longrightarrow (G + 0.2Q)$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.99 \times 1.2}{5} \times 46376,153 = 3322.38 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.7 \times 1.2}{5} \times 46376,153 = 2838,22 \text{ KN}$$

### IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de masse.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

### IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. 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 SAP2000 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. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

##### IV.5.1. Disposition des voiles de contreventement :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés. Ces dispositions ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques.

Les dispositions retenues pour notre structure sont suivantes:

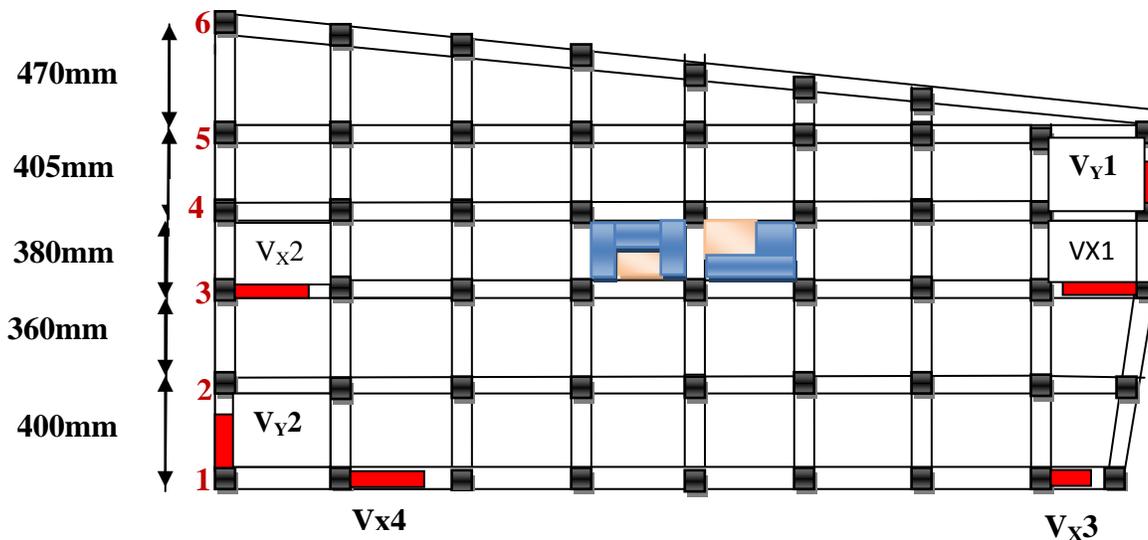


Figure 4.1 : Schéma de disposition des voiles

### IV.5.2 : La modélisation par le logiciel sap

Le logiciel sap 2000, est un logiciel de calcul des structures en génie civil, pour les structures en béton armé ou en charpente métallique, en analysent et améliorant leurs comportement vis à vis des efforts naturelles ou accidentelles externes tel le séisme et le vent.

Il permet la modélisation des tous les types de structure ; la compréhension du comportement dynamique d'une structure ; la visualisation et l'interprétation des résultats après analyse.

#### ➤ Le spectre de reponse

Pour notre étude le spectre de reponse est donné par le logiciel (spectre).

Figure IV.1 : spectre de reponse

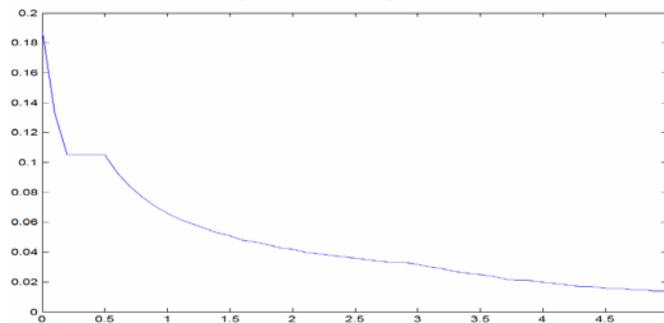
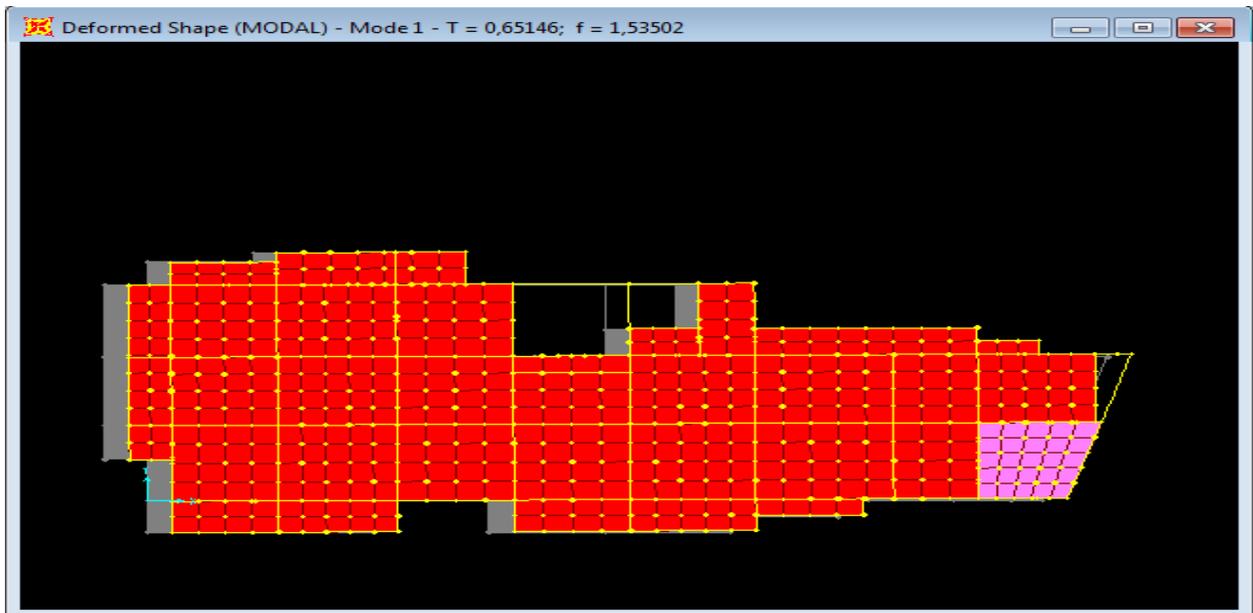
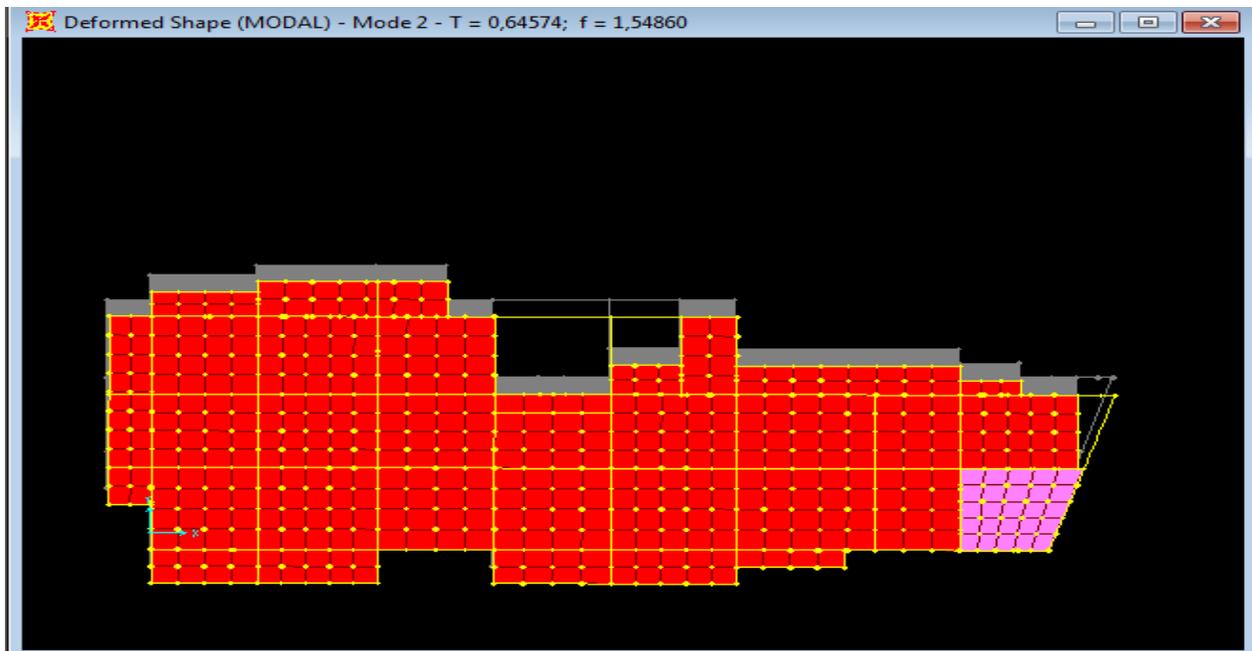


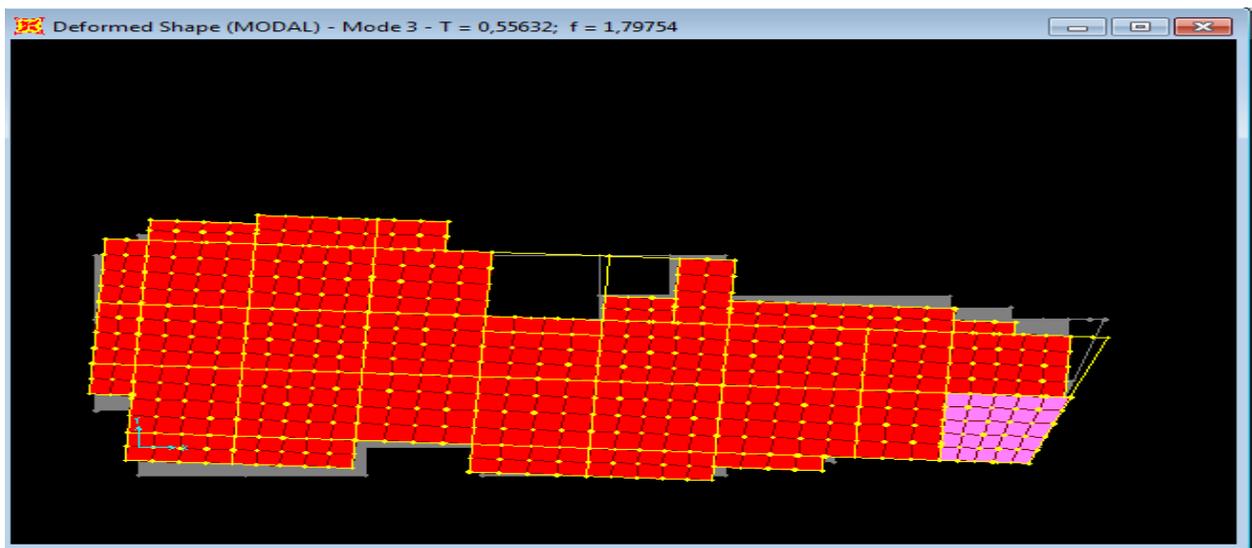
Figure IV. 2 : modes de vibration



1<sup>ère</sup> mode (translation suivant X)



2<sup>ème</sup> mode (translation suivant y)



3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)

#### IV.5 . 3 : Section des poteaux adoptées:

Les sections des poteaux choisis dans le chapitre 2 ne satisfait pas les exigences du **RPA** vis-à-vis du comportement de la structure.

Alors on a augmenté les sections qui sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau IV . 3** : sections des poteaux

poteaux	Sections
Les entre-sols	50*55
RDC	45*55
1 <sup>ere</sup> Etage	45*50
2 <sup>eme</sup> étage	40*50
3 <sup>eme</sup> étage	40*45
4 <sup>eme</sup> étage	35*45
5 <sup>eme</sup> étage	35*35

**IV.6 : Résultats obtenus :****a). Périodes de vibration et participation massique :****Tableau IV.3.**Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Mode	Période (s)	Mode individuel			Somme cumulée		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,651458	0,00562	0,00035	0,00001615	0,7503	0,74075	0,00005367
2	0,645743	0,00203	0,0766	0,00001158	0,75233	0,81735	0,00006526
3	0,556316	0,06748	0,00104	1,726E-07	0,81981	0,81839	0,00006543
4	0,334664	0,00088	0,0687	0,00002834	0,8207	0,88709	0,00009377
5	0,309887	0,03426	0,00423	0,00005671	0,85495	0,89132	0,00015
6	0,216474	0,04938	0,00728	0,00001986	0,90434	0,8986	0,00017
7	0,202401	0,000005377	0,00729	0,000001435	0,90434	0,90589	0,00017
8	0,20052	0,0002	0,00075	0,08214	0,90454	0,90664	0,08231
9	0,159575	0,00199	0,03868	0,00006014	0,90653	0,94532	0,08237
10	0,140573	0,04101	0,00435	0,00065	0,94755	0,94967	0,08303
11	0,129069	0,00562	0,00035	0,00001615	0,7503	0,74075	0,00005367
12	0,118368	0,00203	0,0766	0,00001158	0,75233	0,81735	0,00006526

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

**IV.7.Vérification sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.5 :** Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris(KN)	
	Portiques	Voiles	Portiques (%) ≥ 80%	Voiles (%) ≤ 20%
1	48101,886	5352,409	89,986943	10,0130569
2	41954,36	4736,119	89,85635	10,1436505
3	36253,59	4203,405	89,61019	10,3898102
4	29361,719	3594,375	89,093444	10,9065565
5	23658,946	3085,051	88,46451	11,5354896
6	18164,918	2504,072	87,884885	12,1151154
7	12956,884	1865,464	87,414518	12,5854824
8	9045,035	1232,68	88,006283	11,9937165
9	5496,525	613,943	89,952603	10,0473974

On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

**IV.6.1 Vérification sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau x	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	(KN)	(KN)			(KN)	(KN)		
1	1410,152	1704,961	45,2680	54,7319	1844,862	1195,23	60,68433	39,31567
2	2073,85	815,48	71,7761	28,2238	2299,096	507,747	81,91039	18,08961
3	2026,031	688,23	74,6439	25,3560	2190,14	438,11	83,33073	16,66927
4	1667,44	830,367	66,7561	33,2438	2066,994	405,151	83,61136	16,38864
5	1712,483	492,192	77,6750	22,3249	1850,386	304,235	85,87988	14,12012
7	1322,857	511,66	72,1092	27,8907	1593,939	223,602	87,69755	12,30245
8	893,269	544,371	62,1344	37,8656	1213,919	190,236	86,45192	13,54808
9	750,938	300,547	71,4169	28,5831	929,908	100,984	90,20421	9,795789

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

#### IV.6.2 : Vérification de l' effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \text{ tel que : } \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 7.2)}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression.

**Tableau IV.7 :** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
Entre sol 1	50*55	2750	2061,53	0,2998589	Vérifié
Entre sol 2	50*55	2750	1954,133	0,2842375	Vérifié
Entre sol 3	50*55	2750	1733,477	0,2521421	Vérifié
RDC	45*55	2475	1499,067	0,2422735	Vérifié
1 <sup>ere</sup> Etage	45*50	2250	1297,138	0,2306023	Vérifié
2 <sup>eme</sup> étage	40*50	2000	1114,622	0,2229244	Vérifié
3 <sup>eme</sup> étage	40*45	1800	932,101	0,2071336	Vérifié
4 <sup>eme</sup> étage	35*45	1800	693,885	0,1541967	Vérifié
5 <sup>eme</sup> étage	35*35	1575	804,509	0,2043197	Vérifié

**IV.6.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon le **RPA99 (article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base **V<sub>dyn</sub>** 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<sub>st</sub>**.

Si **V < 0.8\*V<sub>st</sub>**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8\* V<sub>st</sub> / V**.

**Tableau IV.8 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	3322.38	2657.90	3144,805	Vérifiée
Sens yy	2838,22	2270,576	3144,227	Vérifiée

**IV.6.4 Justification vis à vis des déformations :**

Selon le **RPA99 (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 de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

$\delta_k$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

➤ **SENS X-X**

**Tableau IV.9** : Vérification des déplacements dans le sens x-x

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	observation
1	0,0012	0,006	0	0,006	4,08	0,147	Vérifiée
2	0,0028	0,014	0,006	0,008	3,4	0,235	Vérifiée
3	0,0045	0,0225	0,014	0,0085	3,4	0,25	Vérifiée
4	0,0062	0,031	0,0225	0,0085	3,4	0,25	Vérifiée
5	0,0076	0,038	0,031	0,007	3,06	0,228	Vérifiée
6	0,009	0,045	0,038	0,007	3,06	0,228	Vérifiée
7	0,0103	0,0515	0,045	0,0065	3,06	0,212	Vérifiée
8	0,0116	0,058	0,0515	0,0065	3,06	0,212	Vérifiée
9	0,0127	0,0635	0,058	0,0055	3,06	0,179	Vérifiée

➤ **SENS Y-Y**

**Tableau IV.10** : Vérification des déplacements dans le sens y-y

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	observation
1	0,0013	0,0065	0	0,0065	4,08	0,159	Vérifiée
2	0,0028	0,014	0,0065	0,0075	3,4	0,220	Vérifiée
3	0,0044	0,022	0,014	0,008	3,4	0,235	Vérifiée
4	0,006	0,03	0,022	0,008	3,4	0,235	Vérifiée
5	0,0073	0,0365	0,03	0,0065	3,06	0,212	Vérifiée
6	0,0086	0,043	0,0365	0,0065	3,06	0,212	Vérifiée
7	0,0101	0,0505	0,043	0,0075	3,06	0,245	Vérifiée
8	0,0115	0,0575	0,0505	0,007	3,06	0,228	Vérifiée
9	0,0126	0,063	0,0575	0,0055	3,06	0,179	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.6.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

➤ **.SENS X-X**

**Tableau IV.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Niveau	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	observation
1	0,006	4032,9633	311,5113	4,08	0,019	Vérifiée
2	0,008	3482,4631	288,933	3,4	0,0283	Vérifiée
3	0,0085	2918,4792	271,4261	3,4	0,0268	Vérifiée
4	0,0085	2367,4636	249,7807	3,4	0,0237	Vérifiée
5	0,007	1828,8447	220,4675	3,06	0,0189	Vérifiée
6	0,007	1318,5908	183,4517	3,06	0,0164	Vérifiée
7	0,0065	919,14	143,764	3,06	0,0135	Vérifiée
8	0,0065	551,7513	105,1485	3,06	0,0111	Vérifiée
9	0,0055	0	69,0534	3,06	0,000	Vérifiée

➤ **SENS Y-Y**

Niveau	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	observation
1	0,006	4032,9633	304,0096	4,08	0,0211	Vérifiée
2	0,008	3482,4631	280,6843	3,4	0,0273	Vérifiée

3	0,0085	2918,4792	262,825	3,4	0,0261	Vérifiée
4	0,0085	2367,4636	247,214	3,4	0,0225	Vérifiée
5	0,007	1828,8447	216,4821	3,06	0,0179	Vérifiée
6	0,007	1318,5908	181,7541	3,06	0,0154	Vérifiée
7	0,0065	919,14	140,4155	3,06	0,0160	Vérifiée
8	0,0065	551,7513	103,0892	3,06	0,0122	Vérifiée
9	0,0055	0	69,256	3,06	0,000	Vérifiée

D'après les résultats obtenus dans le tableau, les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés

#### **IV.7. Conclusion :**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

## V.1. Etude des poutres

### V.1.1 Introduction

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 qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables :

- 1). 1.35G+1.5Q
- 2). G+Q
- 3). G+Q±E
- 4). 0.8G±E

### V.1.2. Ferrailage

#### Recommandations du RPA

##### a). Armatures longitudinales ..... RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi$  max : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les cadres du noeud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- 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 nœud.

##### b). Armatures transversales ..... RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre  $\Phi_1$  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.2.2 Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{(Condition de non fragilité)}$$

**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

**Calcul du moment réduit ultime**

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2MPa & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48MPa & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec :  $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

**Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage de la poutre principale (30×45) du l'entre sol avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 141.39 \text{ KN.m} \quad (G+Q+E_Y) \\ M_a = -117.25 \text{ KN.m} \quad (G+Q+E_Y) \\ V = 315,05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{141.39 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.20} = 0.188$$

$$\mu_{bu} = 0.188 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 0.376}) = 0.262$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 375.98 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{141.39 \times 10^6}{375.98 \times 348} = 10.80 \text{ cm}^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{117.25 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.170$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 393.78 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{117.25 \times 10^6}{393.78 \times 348} = 8.55 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

**Tableau V.1 Ferrailage des poutres principales et secondaires**

Niveau	Type de poutre	Section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Entres sol	Poutre principale	30×45	Appuis	117.25	315.05	8.55	6.75	9.24	6T14
			Travée	141.39		10.8		12.06	6T16
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	30.42	270.42	3.2	5.25	6.78	6T12
			Travée	78.11		7.79		8.02	3T14+ 3T12
RDC	Poutre principale	30×45	Appuis	75,9	308.9	5,49	6.75	6.78	6T12
			Travée	129,93		9,83		10.65	3T16+3T14
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	31.03	256.87	2.98	5.25	6.78	6T12
			Travée	76.3		7.59		8.02	3T14+3T12

1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	30×45	Appuis	64.48	253.8	4,62	6.75	6.78	6T12
			Travée	108.41		8,05		9.24	6T14
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	27.72	244.29	2.57	5.25	6.78	6T12
			Travée	64.02		6.25		6.78	6T12
4 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	30×45	Appuis	40,76	105.08	2,87	6.75	6.78	6T12
			Travée	75,99		5.49		6.78	6T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	29.35	207.95	2.73	5.25	6.78	6T12
			Travée	53.92		5.518		6.78	6T12
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30×45	Appuis	63.3	75.2	4,53	6.75	6.78	6T12
			travée	54.41		3,87		6.78	6T12
	Poutre secondaire	30×35	apuis	43.43	155.69	4.11	5.25	6.78	6T12
			Travée	56.85		5.49		6.78	6T12

### V.3 Vérification des armatures selon le RPA 99

➤ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54\text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

➤ **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$      $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$     on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$     on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$      $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$     on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

#### V.3.1 Les armatures transversales

a). Calcul de  $\Phi_t$

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min (\phi_1 ; h/35 ; b/10)$$

$$\phi \leq \min \left( 1.2 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,2 ; 1.5 ; 3cm)$$

$$\phi_t \leq 1,5cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

**b).Calcul des espacements des armatures transversales**

**1.  $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ :**

Avec:

- $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66cm$
- $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 40cm$
- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 50.5cm$  **BAEL91 (Article H.III.3)**
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$  On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t)$ .

$S_t = \min(11.25; 14.4) = 12.5cm$  on adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 90cm$ .

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.9cm^2$$

**V.3.2 Vérifications**

✓ **Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \text{ Tel que : } \bar{\tau} = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa) = 3.33 \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

**Tableau V.2.**Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (MN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	0.315	2.62	Vérifiée
Secondaires	0.27	2.25	Vérifiée

✓ **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au

nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

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

Cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

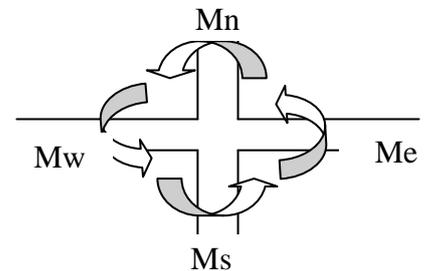


Figure V.1 Schéma de la zone nodale

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times F_{st}$

Avec :  $Z = 0.9h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

$F_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa}$ .

**Tableau V. 3** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	Mr (KN.m)
Entres sol 1	50*55	51.04	49,50	1756,86
Entres sol 2	50*55	51.04	49,50	1756,86
Entres sol 3	50*55	51.04	49,50	1756,86
RDC	45*55	43.96	49,50	1513,41
Étage 1	45*50	39.44	45,00	1358,11
Étage 2	40*50	34.92	45,00	1093,15
Étage 3	40*45	32.66	40,50	1022,40

✓ **Détermination du moment résistant 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 V.4. Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

Niveau	Mn	Ms	Mn+Ms	putre	Mw	Me	1,25 × (Mw+Me)	Obs
Entre sol 1	1756.86	878.78	2635.64	pp	169.89	169.89	424.72	Vérifie
				Ps	87.87	87.87	219.68	Vérifie
Entre sol 2	1756.86	878.78	2635.64	Pp	112.98	112.98	282.45	Vérifie
				Ps	87.87	87.87	219.67	Vérifie
Entre Sol 3	1756.86	878.78	2635.64	Pp	150.03	150.03	375.075	Vérifie
				Ps	74.29	74.29	219.68	Vérifie
RDC	1513.41	756.70	2270.11	Pp	112.98	112.98	282.44	Vérifie
				Ps	74.29	74.29	185.27	Vérifie
Etage 1	1358.11	617.3	1975.43	Pp	130.16	130.16	325.41	Vérifie
				Ps	74.29	74.29	185.72	Vérifie
Etage 2	1093.15	546.57	1639.72	Pp	95.51	95.51	238.77	Vérifie
				Ps	74.29	74.29	185.72	Vérifie
Etage 3	1022.40	460.08	1482.48	Pp	95.51	95.51	238.77	Vérifie
				Ps	74.29	74.29	185.72	Vérifie

• **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### V.3.3 Vérification à l'ELS

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	72,72	13,82	107156	9,38	15
	Travées	96,9	16,48	148799	10,73	15
Poutres secondaires	Appuis	7,07	11,72	57925	1,43	15
	Travées	12,78	12,5	65275	2,44	15

➤ **Etat limite de déformation (flèche)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

❖ **Poutres principales**

(1) :  $\frac{h}{L} = \frac{45}{405} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$M_t = 96,9 \text{ KNm} .$

$G = 23,98 \text{ KN/m} ; Q = 22,625 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.45 = 3.4 \text{ KN/m}$

$G_T = 23,98 + 3.4 = 27,38 \text{ KN/m}$

$q_u = G + Q = 23,98 + 22,625 = 46,605 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{46,605 \times 4,05^2}{8} = 95,55 \text{ KNm} .$

(2) :  $\frac{h}{L} = 0.11 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{96,9}{10 \times 95,55} = 0.101 \text{ KNm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(3) :  $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{10.56}{0.3 \times 0.42} = 0.0083 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Poutres secondaires

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{35}{480} = 0.0729 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 16.98 \text{KNm}$$

$$G = 3.445 \text{KN/m} ; Q = 3.25 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2,625 \text{KN/m}$$

$$G_T = 3.445 + 2,62 = 6.07 \text{KN/m}$$

$$q_u = G + Q = 6.07 + 3.25 = 9,32 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,32 \times 4,8^2}{8} = 26,84 \text{KNm}.$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.0729 \geq \frac{M_t}{M_0 \times 10} = \frac{12,78}{10 \times 26,48} = 0.048 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

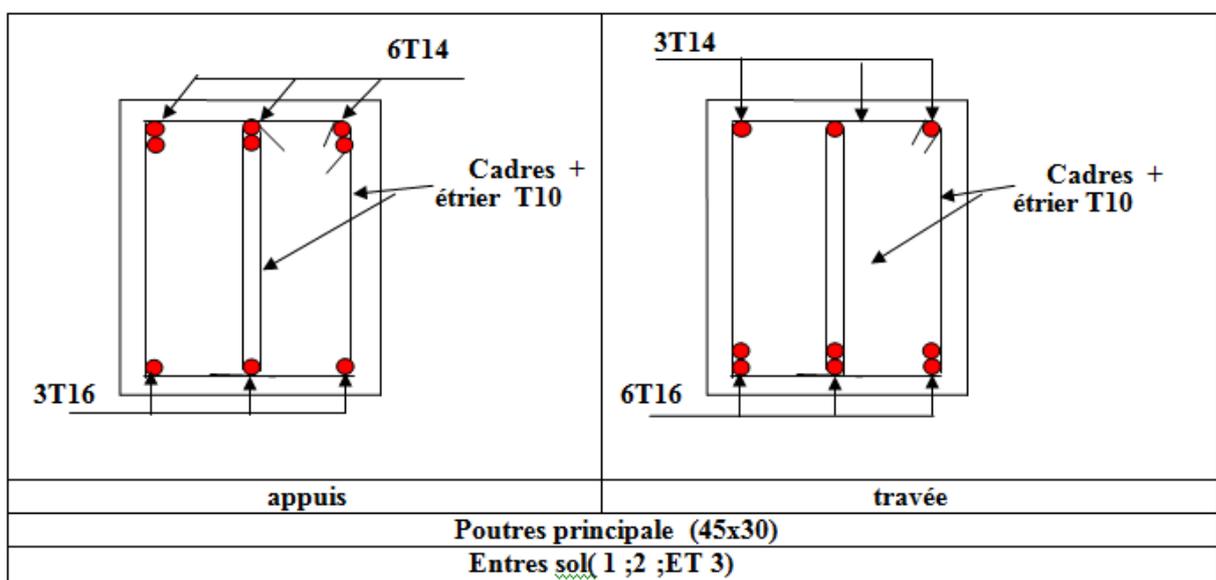
$$(3) : \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{8,02}{0.3 \times 0.32} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

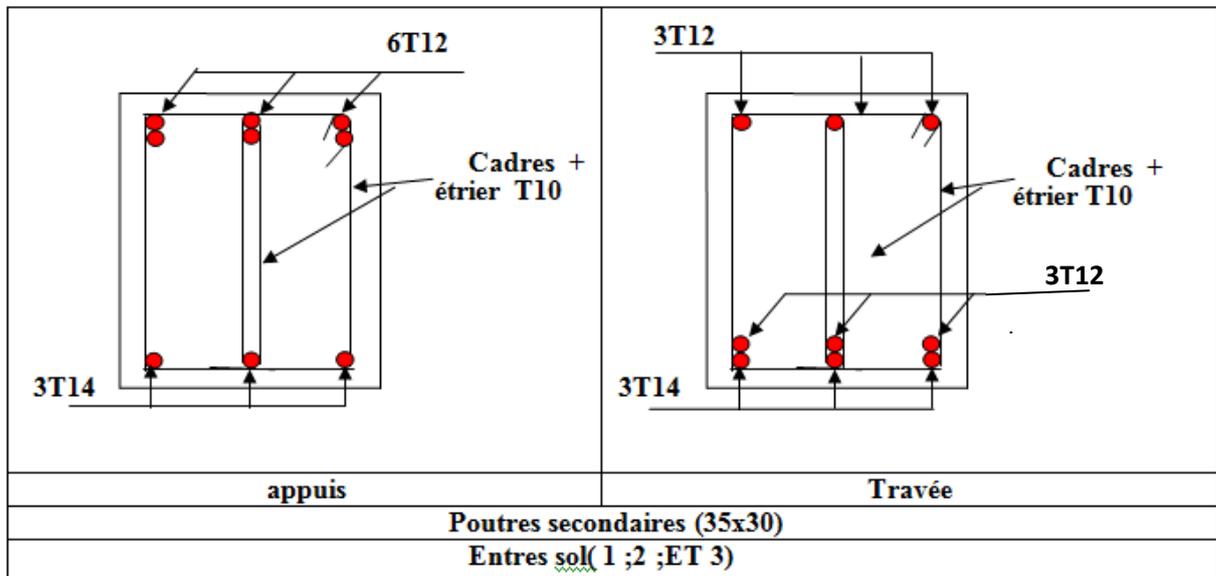
**Tableau V.6** Vérification de la flèche pour les poutres

	h <sub>i</sub> (cm)	b(cm)	L(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
P.P	45	30	4.05	10,56	<b>0,101</b>	<b>0,0083</b>	<b>0,01</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié
P.S	35	30	4,8	8,02	<b>0,048</b>	<b>0,008</b>	<b>0,01</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Tableau V.7.** Schéma de ferrailage des Poutres des entres sol





**V.2. Etude des poteaux**

**V.2.1. Introduction**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant,
- L'effort normal minimal et le moment correspondant,
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant,

**V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)**

**A) Armatureur longitudinales.....RPA99/2003(Art 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 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  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right).$$

$h_e$ : hauteur d'étage.

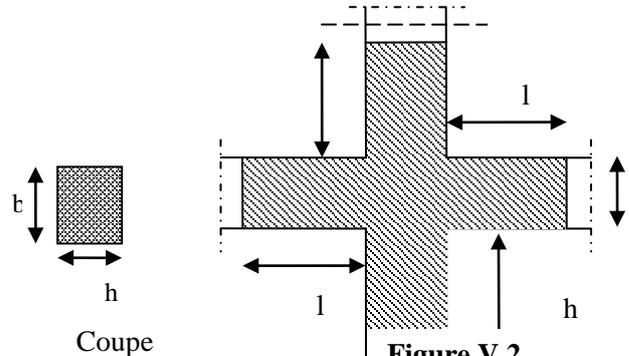


Figure V.2  
La zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) zone courante	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Les entre-sols	50*55	22	110	165
RDC	45*55	19.8	99	148.5
1 <sup>ère</sup> Étage	45*50	18	90	135
2 <sup>ème</sup> étage	40*50	16	80	120
3 <sup>ème</sup> étage	40*45	14.4	72	108
4 <sup>ème</sup> étage	35*45	12.6	63	94.5
5 <sup>ème</sup> étage	35*35	9.8	49	73.5

**B) Les armatures transversales .....RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

Suivante : 
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_1, 15cm) \text{ (zone nodale).}$$

$t \leq 15 \times \phi_l$  (zone courante). ( $\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

Avec :  $\lambda_g = lf/b_1$  ou  $\lambda_g = lf/h_1$ , et  $lf$  longueurs de flambement du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

### V.2.3 calcul des Sollicitations

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N > 0$  : effort de traction.

$N < 0$  : effort de compression.

Tableau V.9 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre-sols 1	50*55	2191,232	0,4222	121,0158	1092,209	0,782	101,1932
Entre-sols 2	50*55	1954,133	3,293	151,0134	965,454	16,05	43,7937
Entre-sols 3	50*55	1733,477	-2,8422	146,7159	1005,864	6,371	12,4875
RDC	45*55	1499,067	-6,9586	126,8925	676,335	24,255	19,0012
1 <sup>ère</sup> Etage	45*50	1297,138	-9,063	111,8509	824,394	23,122	17,6014
2 <sup>ème</sup> étage	40*50	1132,549	37,3297	106,5914	80,167	5,494	30,8893
3 <sup>ème</sup> étage	40*45	1024,162	44,7663	100,3482	551,398	36,069	25,1266
4 <sup>ème</sup> étage	35*45	877,635	23,1776	-76,8323	433,668	14,306	5,5673
5 <sup>ème</sup> étage	35*35	739,028	20,8777	-55,7814	241,002	1,838	23,605

### V.2.4. Calcul du ferrailage

#### V.2.4.1. Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

##### ✓ Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{min} = 0.782KN & M_{cor} = 101.1932KN.m \\ M_{max} = 121.0158KN.m & N_{cor} = 1092.209KN \\ N_{max} = 2191.232KN & M_{cor} = 0.4222KN.m \end{array} \right.$$

##### a) Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$

$$d = 0.9 h = 0.49m; \quad d' = 0.07m$$

$$N = 2191.232KN$$

$$M = 0.4222KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 0.00019m$$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275m \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA') et N (traction)

$$A_1 = \frac{N_U e_2}{f_{st10}(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_U e_1}{f_{st10}(d - d')}$$

Tel que :

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0.205m$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.215m$$

$$A_1 = 18.81cm^2$$

$$A_2 = 19.73cm^2$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = 14.43cm^2$$

$\min(A_1, A_2) \geq A_{min} \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_1, A_2$

##### b) Calcul sous $M_{max}$ et $N_{cor}$

$$M_{max} = 121.0158KN.m \quad N_{cor} = 1092.209KN$$

$$M = 121.0158KN.m \quad N = 1092.209KN \Rightarrow e_G = 0.19m$$

$\Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA') et N (traction)

$$A_1 = \frac{N_U e_2}{f_{st10}(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_U e_1}{f_{st10}(d - d')}$$

Tel que :

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0.205m$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.215m$$

$$A_1 = 1.60cm^2$$

$$A_2 = 1.53cm^2$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = 14.43cm^2$$

Min (A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>) ≤ A<sub>min</sub> ⇒ on ferraille avec A<sub>min</sub>

**c) Calcul sous N<sub>min</sub> et M<sub>cor</sub>**

$$N_{min} = 0.782KN \quad M_{cor} = 101.1932NK.m \Rightarrow e_G = 129.40m$$

⇒ le centre de pression est à l'extérieur de la section et N (traction)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \leq (0.337h - 0.81d') b.h. f_{bu}$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 101.1932 + 0.782 \times (0.49 - 0.275) = 101.361KN.m$$

$$(I) \Rightarrow 0.782 \times 10^{-3} \times (0.49 - 0.07) - 101.361 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.07) \times 0.275 \times 18.48$$

-0.10 ≤ 0.65 vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{101.361 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45^2 \times 18.48} = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.034$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.489m \Rightarrow A_l = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{101.361 \times 10^{-3}}{0.489 \times 400} = 5.18cm^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 5.16cm^2$$

D'après les trois cas étudiés le cas le plus défavorable est le 1<sup>er</sup> cas avec A=19.73cm<sup>2</sup>  
Comme c'est un poteau de contreventement, on adopte un ferrailage symétrique sur toutes les faces. Soit :

7HA20=21.99cm<sup>2</sup> sur chaque face, ce qui donne :

14HA20=43.98cm<sup>2</sup> dans toute la section.

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau V.10** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adap(cm <sup>2</sup> )	barres
--------	------------	---------------------	-------------------------------------	--------------------------	--------

	poteau (cm <sup>2</sup> )				
Les entre-sols	50*55	49.83	22	51.04	10HA20+4HA25
RDC	45*55	39.64	19.8	43.98	14HA20
1 <sup>ère</sup> Etage	45*50	37.3	18	39.44	10HA20+4HA16
2 <sup>ème</sup> étage	40*50	32.56	16	34.92	6HA20+8HA16
3 <sup>ème</sup> étage	40*45	29.44	14.4	32.66	4HA20+10HA16
4 <sup>ème</sup> étage	35*45	25.23	12.6	26.26	10HA16+4HA14
5 <sup>ème</sup> étage	35*35	21.24	9.8	21.56	14HA14

#### V.2.4.2. 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 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Sous-sol1	Sous-sol2	Sous-Sol3	RDC	1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage
Section(cm)	55*50	55*50	55*50	45*55	45*50	40*50	40*45	35*45	35*35
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2.5	2.5	2.5	2	2	2	2	2	2
$\phi_l^{\min}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	261.1	213.5	213.5	213.5	189.7	189.7	189.7	189.7	189.7
$\lambda_g$	6.78	5.55	5.55	5.55	4.284	4.284	4.76	4.76	7.74
$V_u$ (KN)	182.8	182.824	180.13 9	155.994	158.95 8	132.05 9	137.17	129.65 4	90.938
$S_t$ zone nodale(cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante		15	15	15	15	15	15	15	15

(cm)	15								
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	3.43	3.43	3.38	3.25	3.31	3.17	2.57	2.57	4.26
$A^t_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.02	2.75	2.75	2.43	2.43	1.8
$A^t_{adoptée}$	6HA10								
$A^t_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71

➤ **Vérifications**

✓ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Selon le BAEL99(Art4.4.1) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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

$B_r$  :Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$ : longueur de flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.10$ .

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $l_0 = 3.73\text{m}$  et un effort normal égal à : 2191.232 KN.

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 2.61\text{m} \dots\dots\dots (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.158 \dots\dots\dots \text{(Rayon de giration)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 18.07 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.806$$

$$B_r = (55-2) \times (50-2) = 2544 \dots\dots\dots \text{(Section réduite).}$$

$$N_u = 0.806 \left( \frac{0.2544 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + 22.64 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} = 5587.51 \text{KN.}$$

On a  $N_{max} = 2191.232 \text{KN} < N_u = 5587.51 \text{KN} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

Donc pas de risque de flambement. Le tableau ci dessous résume les calculs effectués.

**Tableau V.12** Justification de l'effort normal ultime.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	l <sub>r</sub> (cm)	i (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>ultime</sub> (KN)
<b>Les entre-sols</b>	50*55	3.73	2.61	0.15	18.07	0.80	22.64	2544	2191.23	5587.51
<b>RDC</b>	45*55	3.05	2.14	0.129	16.44	0.74	20.25	2279	1499.067	3644.29
<b>1<sup>ere</sup> Etage</b>	45*50	2.71	2.14	0.129	16.44	0.74	18.36	2064	1297.138	3301.01
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	40*50	2.71	2.14	0.11	18.49	0.74	16.23	1824	1132.549	2917.30
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	40*45	2.71	2.14	0.11	16.43	0.74	14.54	1634	1024.162	2613.43
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	35*45	2.71	2.14	0.10	18.78	0.73	12.62	1419	877.635	2238.71
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	35*35	2.71	2.14	0.10	18.78	0.73	9.69	1089	739.028	1723.54

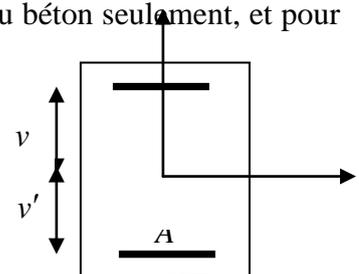
Du tableau ci-dessus on ne constate que  $N_{max} < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

✓ **Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$



$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous :

**Tableau V. 13** Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Les entre-sols	RDC	1 <sup>ere</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	50*55	45*55	45*50	40*50	40*45	35*45	35*35
d(cm)	49.5	49.5	45	45	40.5	40.5	31.5
A'(cm <sup>2</sup> )	11.46	9.46	7.58	6.51	4.38	2.78	1.21
A(cm <sup>2</sup> )	11.46	9.46	7.58	6.51	4.38	2.78	1.21
V(cm)	35	32.5	30	27.5	25	22.5	20
V'(cm)	35	32.5	30	27.5	25	22.5	20
I <sub>yy'</sub> (cm <sup>4</sup> )	2.174 10 <sup>6</sup>	9.914 10 <sup>5</sup>	1.2 04 10 <sup>6</sup>	4.90 10 <sup>5</sup>	2.17 10 <sup>6</sup>	9.912 10 <sup>5</sup>	1.434 10 <sup>5</sup>
N <sub>ser</sub> (KN)	1260.9	1092.21	945.78	813.17	680.78	188.59	457.25
M <sub>ser</sub> (KN.m)	6.69	5.04	7.05	12.02	4.54	5.91	2.6
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	3.47	2.618	1.81	3.930	3.47	2.56	1.45
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	1.829	1.193	0.647	0.367	1.29	1.13	0.47
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

✓ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)} \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

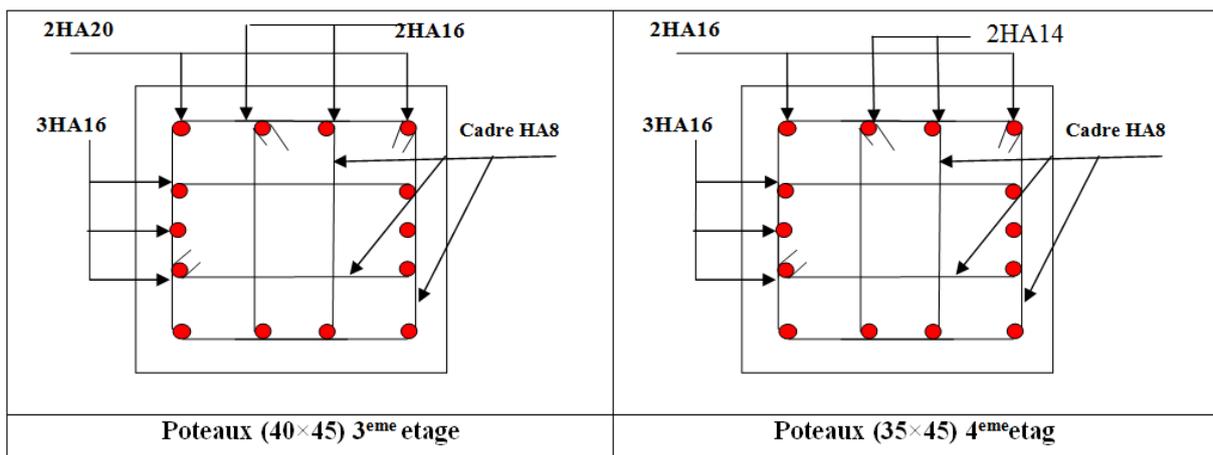
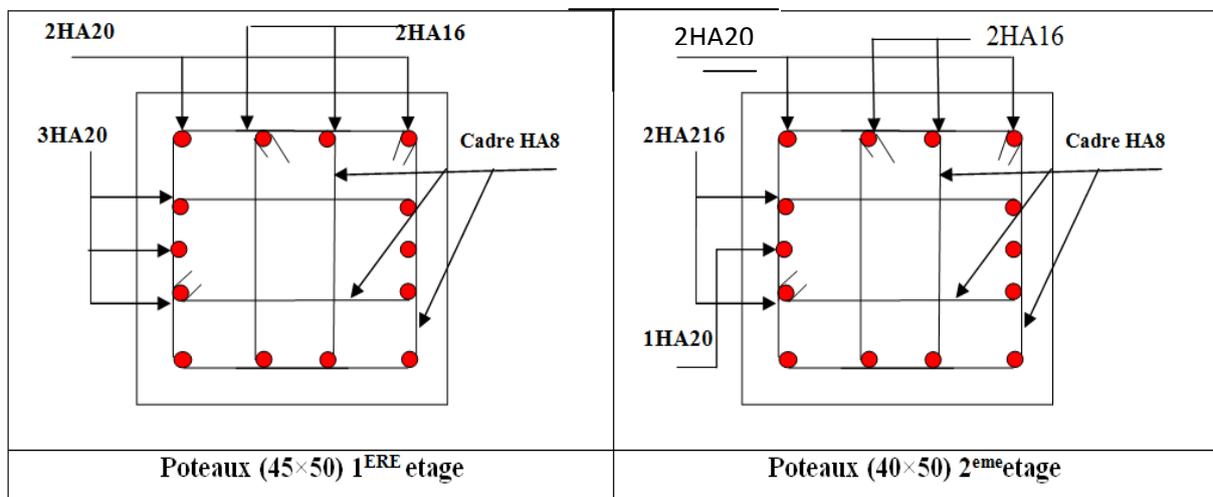
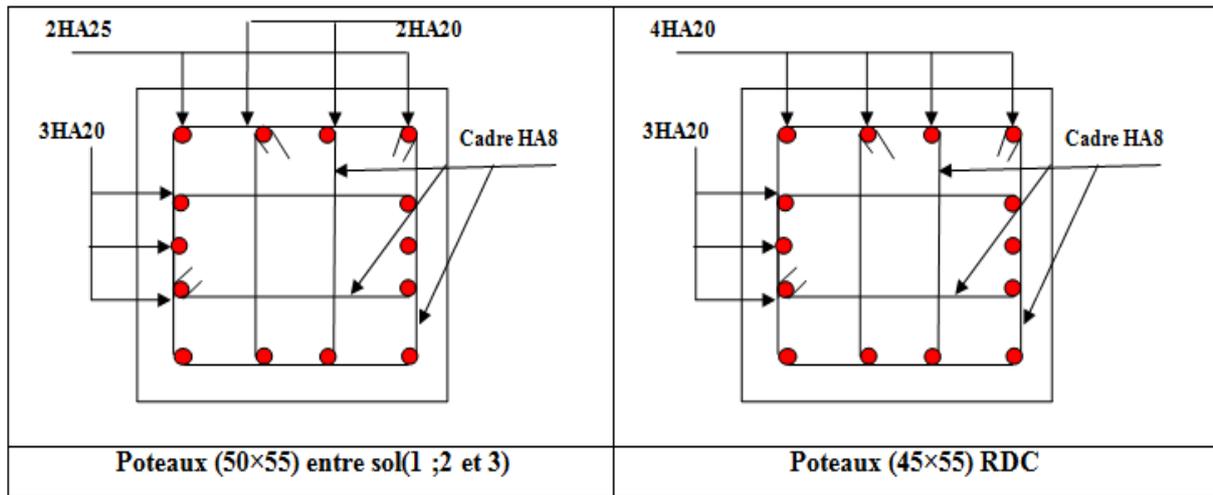
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.14** Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Les entre-sols	50*55	4.21	0.04	49.5	180.139	0.072	1	vérifiée
RDC	45*55	4.39	0.04	49.5	155.994	0.077	1	vérifiée
1 <sup>ere</sup> Etage	45*50	3.29	0.04	45	158.958	0.078	1	vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	40*50	3.57	0.04	45	132.059	0.073	1	vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	40*45	3.89	0.04	40.5	137.1	0.084	1	vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	35*45	4.28	0.04	40.5	129.651	0.091	1	vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	35*35	4.1	0.04	31.5	90.938	0.082	1	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

**Tableau V.1** schéma de ferrailage des poteaux



VI .3 étude des voiles

V.3.1. 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 :

1).  $1.35G+1.5Q$

2).  $G+Q\pm E$

3).  $0.8G\pm E$

### V.3.2. 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 ils 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 :  $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$ .

– 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.3.3. Calcul des Sollicitations**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, prenons exemple les résultats dans le voile Vx2 résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15** Sollicitations dans les voiles.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_U(KN)$
	N (KN)	M ( KN.m)	M ( KN.m)	N (KN)	N (KN)	M( KNm)	
<b>Entres Sol</b>	1732.05	-94.21	-1633.05	1178.03	767.82	-1612.21	592.24
<b>RDC</b>	1172.89	30.002	-433.187	622.43	352.408	-430.49	236.508
<b>Etage 1</b>	1037.99	8.57	-160.84	326.36	326.36	-160.84	118.26
<b>Etage 3</b>	674.525	49.99	279.89	413.46	278.79	-249.89	117.22

**V.3.4 Calcul du ferrailage**

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x’ et les autres seront résumés dans un tableau.

## A). Calcul sous Nmax et Mcor

## ➤ Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2\text{m}, d = 1.97\text{m}, e = 0.15\text{m}.$$

$$N_{\max} = 1172,89\text{KN (compression)}, M_{\text{cor}} = -30,002\text{KN.m. (Combinaison G+Q-Ex)}.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0255\text{m}.$$

$$\frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1\text{m}$$

$e_G \leq L/2 \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = -30.002 + 1172.89 \times (1.97 - 1) = 1107.70\text{KN.m}$$

$$M_{ua} = 1107.7\text{KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1172.89 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2} + \frac{30.002 \times 10^{-3}}{0.1} \times \frac{2}{2} = 4.2\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1172.89 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2} - \frac{30.002 \times 10^{-3}}{0.1} \times \frac{2}{2} = 3.6\text{MPa}$$

$$\sigma_{\max} > 0 \text{ ET } \sigma_{\min} > 0 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimé}$$

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} < (0,5h - d')b h f_{bu} \Rightarrow 1.16 < 2.76 \Rightarrow A=0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi b h f_{bu}}{f_s'}$$

$$\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d - d') - M_{ua}}{b h^2 f_{bu}}\right)}{0,857 - \frac{d'}{h}}$$

$$f_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_l$$

$$f_s' = \varepsilon_s E_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_l$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[ 1 + \left( 1,719 - 4,010 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right]$$

$$A' = \frac{1.173 - 0,43 * 0,15 * 2 * 14,2}{348} = 17.15 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \frac{0,357 + \left( \frac{1172.89(1.97 - 0,03) - 1107.7}{2 * 2 * 14,2} \right) * 10^{-3}}{0,857 - \frac{0,03}{2}} = 0,43$$

$$f_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s = 0,0045 \geq \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3} \rightarrow f_s' = 348$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[ 1 + (1,719 - 4,010 \frac{0,03}{2}) \sqrt{1 - 0,43} \right] = 0,0045$$

$$A_s = 17.52$$

### VI.3.5 Vérifications

Amin(ZT) = 0.2% × e × Lt = 0.2% × 15 × = 2.769 cm<sup>2</sup>. (Amin en zone tendue par le RPA).

Amin(BAEL) = 0.23 × d × e × ft28 / fe = 0.23 × 197 × 15 × 2.1 / 400 = 3.57 cm<sup>2</sup>. (Amin dans le voile par le BAEL).

Amin(ZC) = 0.1% × e × (L-2) = 0.1% × 15 × (200-2×0) = 1.62 cm<sup>2</sup>. (Amin en zone comprimée par le RPA).

Amin(ZG) = 0.15% × e × L = 0.15 % × 15 × 200 = 4.5 cm<sup>2</sup>. (Amin en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : AV (ZT) = 17.52 cm<sup>2</sup>

On apte pour : 10HA12+8HA10=17.59

#### ➤ Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$V^{\max} = 206.435 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 206.435 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.97} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) = 4.34 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement

#### ➤ Espacement des armatures horizontal

$$Sh \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm})$$

$$Sh \leq 22.5 \text{ cm}$$

Soit Sh=20cm.

La section d'armatures transversales :

$$\frac{A_h}{e + S_h} \succ \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$$A_h^{cal} = 0.91 \text{ cm}^2$$

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

$A_{hmin} = 0.15\% \times (e \times t) = 0.3 \text{ cm}^2 < A_h = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée  
 on opte pour : 2HA8=1.01

**b). Calcul sous Mmax et Ncor**

➤ **Armatures verticales**

$M_{max} = -433.87 \text{ KN}$  (compression),  $N_{cor} = 622,43 \text{ KN.m}$ . (Combinaison G+Q-Ex).

$$eG = \frac{M}{N} = 0.69 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$eG \leq L / 2 \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = -433.87 + 622.43 \times (1.97 - 1) = 169.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 169.88 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{max} = \frac{622,43 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2} + \frac{433,187 \times 10^{-3}}{0.1} \times \frac{2}{2} = 6.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{622,43 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2} - \frac{433,187 \times 10^{-3}}{0.1} \times \frac{2}{2} = -2.26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{max} > 0$  ET  $\sigma_{MIN} < 0 \Rightarrow$  Section partiellement comprimé

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{169,88 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.97^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu_{bu} = 0.02 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.95 \text{ m} \Rightarrow A_l = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{169.88 \times 10^{-3}}{1,95 \times 348} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 2.5 - \frac{622.43 \times 10^{-3}}{348} = -15.38 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = 6.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = -2.26 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\max} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 1.47 \text{ m}$$

➤ **Vérification**

$A_{\min}(\text{ZT}) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 147 = 4.41 \text{ cm}^2$ . (Amin en zone tendue par le RPA).

$A_{\min}(\text{BAEL}) = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 197 \times 15 \times 2.1 / 400 = 3.57 \text{ cm}^2$ . (Amin dans le voile par le BAEL).

$A_{\min}(\text{ZC}) = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (200 - 2 \times 147) = 0.79 \text{ cm}^2$ . (Amin en zone comprimée par le RPA).

$A_{\min}(\text{ZG}) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 200 = 4.5 \text{ cm}^2$ . (Amin en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue :  $A_V(\text{ZT}) = 4.41 \text{ cm}^2$

On apte pour :  $4\text{HA}10 + 4\text{HA}8 = 5.15$

➤ **Armatures horizontales**

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$V^{\max} = 206.435 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 206.435 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.97} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) = 4.34 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **espacement des armatures horizontales**

$$S_h \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm})$$

$$S_h \leq 22.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_h = 20 \text{ cm}$ .

La section d'armatures transversales :

$$\frac{A_h}{e + S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$$A_h^{cal} = 0.91 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{hmin} = 0.15\% \times (e \times t) = 0.3 \text{ cm}^2 < A_h = 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

on opte pour : 2HA8=1.01

**Tableau V.17** Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1 ; 2 ET 3	RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 ;4 et 5 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.15*1.6	0.15*1.6	0.15*1.6	0.15*1.6
<b>M(KN)</b>	-11,31	-30,34	-53.88	211.2
<b>N(KN)</b>	1073,47	662.387	566.55	186.22
<b>Section</b>	Entièrement comprimé	Entièrement comprimé	Entièrement Comprimé	partiellement comprimé
<b>σ<sub>max</sub>(MPa)</b>	4.65	3.23	3.2	4.075
<b>σ<sub>min</sub>(MPa)</b>	4.3	2.28	1.519	-2.52
<b>L<sub>t</sub></b>	0.768	0.66	0.51	0.61
<b>V (KN)</b>	278.04	173.072	116.37	130.145
<b>τ(MPa)</b>	1.802	1.122	0.754	0.844
$\bar{\tau}$ <b>=0.2f<sub>c28</sub>(MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A<sub>V</sub><sup>cal</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>15.748</b>	<b>10.34</b>	<b>9.596</b>	<b>1.84</b>
<b>A<sub>min</sub><sup>ZT</sup>(RPA)</b>	2.304	1.98	1.53	1.83
<b>A<sub>min</sub><sup>Zc</sup>(RPA)</b>	15.748	10.34	9,596	0.57
<b>A<sub>min</sub><sup>ZG</sup>(RPA)</b>	3.6	3.6	3.6	3.6
<b>A<sub>ZT</sub><sup>adopt</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	2.58	2.01	2.1	4.02
<b>N<sup>br</sup><sub>ZT</sub></b>	<b>2HA10+ 2HA8</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>8HA8</b>
<b>S<sub>T</sub>(cm)</b>	25	25	25	25
<b>A<sub>ZC</sub><sup>adopt</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	16.04	11.52	10.34	1,01
<b>N<sup>br</sup><sub>Zc</sub></b>	<b>10HA12+ 6HA10</b>	<b>6HA12+ 6HA10</b>	<b>8HA10+ 8HA8</b>	<b>2HA8</b>
<b>S<sub>T</sub></b>	10	10	10	25
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,69</b>	<b>1,05</b>	<b>0.71</b>	<b>0.79</b>
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	0.34	0.34	0.34	0.34
<b>A<sub>h</sub><sup>adopt</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	2.26	1.57	1.01	1.01
<b>N<sup>br</sup>/plan</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>

**Tableau V.18** Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1 ;2 ET 3	RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 ;4 et 5 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2
<b>M(KN)</b>	-94.21	-433.187	160.84	49.99
<b>N(KN)</b>	1732.05	622.43	326.36	674.525
<b>Section</b>	Entièrement	partialement	partialement	Entièrement

	comprimé	comprimé	comprimé	Comprimé
$\sigma_{max}(MPa)$	6.715	6.4	2.69	2.748
$\sigma_{min}(MPa)$	4.83	-2.26	-0.52	1.749
$L_t$	0.83	0.52	0.32	0.77
$V (KN)$	592.24	263.508	118.26	177.22
$\tau(MPa)$	3.071	1.366	0.613	0.919
$\bar{\tau}$ $=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_V^{cal}(cm^2)$	<b>26.93</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>10.77</b>
$A_{min}^{ZT}(RPA)$	2.49	1.56	0.96	2.31
$A_{min}^{Zc}(RPA)$	26.93	0.096	1.36	10.77
$A_{min}^{ZG}(RPA)$	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_{ZT}^{adopt}(cm^2)$	2.58	5.15	1.01	2.58
$N_{ZT}^{br}$	<b>2HA10+</b> <b>2HA8</b>	<b>4HA10+</b> <b>4HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA10+</b> <b>2HA8</b>
$S_T (cm)$	25	25	25	25
$A_{Zc}^{adopt}(cm^2)$	27.52	1.01	1.57	11.52
$N_{Zc}^{br}$	<b>10HA14+</b> <b>6HA12</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA10</b>	<b>6HA12+</b> <b>6HA10</b>
$S_T^{adopt}(cm)$	10	25	25	15
$S_T^H(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	<b>2.88</b>	<b>1.28</b>	<b>0.57</b>	<b>0.86</b>
$A_h^{min}(cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopt}(cm^2)$	2.26	1.58	1.01	1.01
$N^{br}/plan$	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>

Tableau V.19 Sollicitations de calcul dans le voile Vyy1 dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1 ;2 ET 3	RDC	1 et 2 <sup>émé</sup> étage	3 ;4 et 5 <sup>émé</sup> étage
<b>Section (m2 )</b>	0.15*2.3	0.15*2.3	0.15*2.3	0.15*2.3
<b>M(KN)</b>	1668.94	71.68	56.92	323.66
<b>N(KN)</b>	559.728	789.28	783.74	89.11
<b>Section</b>	partialement comprimé	Entièrement comprimé	Entièrement Comprimé	partialement comprimé
$\sigma_{max}(MPa)$	14.24	3.09	2.702	2.706
$\sigma_{min}(MPa)$	-10.99	2.007	1.841	-2.189
$L_t$	1,002	0.90	0.93	1.028
$V (KN)$	589.72	206.435	154.48	113.59
$\tau(MPa)$	2.7	0.931	0.697	0.512
$\bar{\tau}$ $=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_V^{cal}(cm^2)$	<b>16.013</b>	<b>13.984</b>	<b>12.13</b>	<b>3.361</b>
$A_{min}^{ZT}(RPA)$	3.006	2.7	2.79	3.084
$A_{min}^{Zc}(RPA)$	0.0296	13.984	12.13	0.244
$A_{min}^{ZG}(RPA)$	5.17	5.17	5.17	5.17

$A_{zT}^{adopt}(\text{cm}^2)$	16.02	3.01	3.01	5.17
$N_{zT}^{br}$	<b>6HA14+</b> <b>6HA12</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>4HA10+</b> <b>4HA8</b>
$S_T(\text{cm})$	10	25	25	20
$A_{zC}^{adopt}(\text{cm}^2)$	1.01	15.20	12.20	1.01
$N_{zC}^{br}$	<b>2HA8</b>	<b>4HA14+</b> <b>8HA12</b>	<b>8HA12+</b> <b>4HA10</b>	<b>2HA8</b>
$S_T^{adopt}(\text{cm})$	25	10	10	25
$S_T^H(\text{cm})$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(\text{cm}^2)$	2.53	0.87	0.65	0.48
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopt}(\text{cm}^2)$	3.08	1.01	1.01	1.01
$N_{zT/plan}^{br}$	<b>2HA14</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>

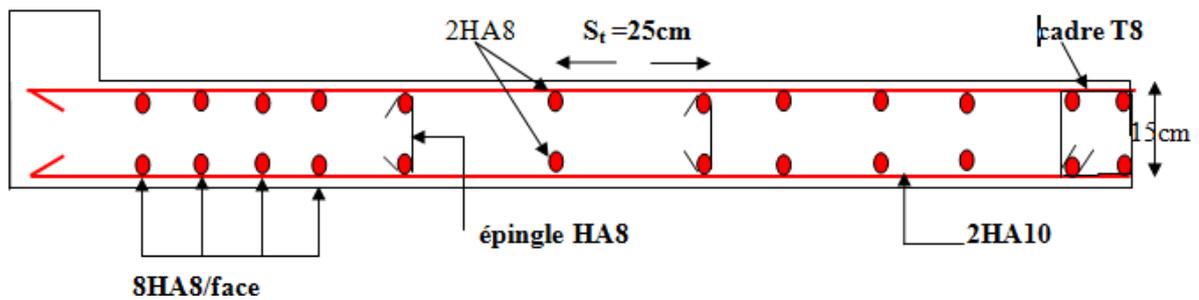


Figure.V.4 Schéma de ferrailage du voile Vx2 d'étage 3

### V.3.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis de la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99 /2003 est importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

### VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

### VI.2 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des éléments verticaux
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte du sol est de 2 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2m, du niveau de base.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. 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)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

### VI.4 calcul de la surface des fondations :

$N$  : l'effort normal transmis par la structure.

$S_{\text{bat}}$  : surface du bâtiment.

$S$  : surface des fondations.

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$ .

$S_{\text{bat}} = 587.73 \text{ m}^2$ .

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{73505.11}{200}$$

$$S \geq 367.52 \text{ m}^2.$$

La surface des fondations représente 62.53% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface  $S_{\text{rad}}=587.7\text{m}^2$ .

### VI.4.1 Radier général

#### VI.4.1.1 Définition

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

#### VI.4.1.2. Dimensionnement

- **La condition de coffrage**

✓ **Nervure**

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$L_{\text{max}}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 4.80\text{cm}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient :  $h \geq 48\text{cm}$

✓ **La dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

En remplaçant dans la relation on obtient :  $h_d \geq 24\text{cm}$

- **La condition de rigidité**

$$\checkmark L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots\dots\dots (1)$$

$$\checkmark L_e = [(4 \cdot E \cdot I) / K \cdot b]^{1/4} \dots\dots\dots (2)$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (4.8)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7}$$

$$h \geq 0.69\text{m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure  $h = 70\text{cm}$ .

La hauteur de la dalle du radier  $h_d = 30\text{cm}$ .

**VI.5 Les Vérifications nécessaires**

**VI.5.1 Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

$$N = 73505.11 \text{ KN.}$$

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$H = 1.5\text{m}$ , la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 587.7\text{m}^2$  (surface totale du radier).

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w = 1.5 * 1.5 * 587.7 * 10 = 13223.25 \text{ KN}$$

$N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$  ..... condition vérifié

**VI.5.2 Vérification au poinçonnement**

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_u$  : L'effort normal sur l'élément vertical le plus sollicité.

$$N = 2191.23 \text{ KN.}$$

$h$  : hauteur de la nervure.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_d$$

$$B = b + h_d$$

$$A = 55 + 30 = 85\text{cm.}$$

$$B = 50 + 30 = 80\text{cm.}$$

On trouve  $U_c = 3.3\text{m}$ .

$$0.045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b = 0.045 * 3.3 * 0.70 * 25 / 1.15 = 2259.78 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

### VI.5.3 Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{28} = \frac{0.07}{1.15} 25 = 1.52 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1\text{m}$

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{46376.73 \times 4.80}{2 \times 587.7} = 189.38 \text{KN.}$$

$$\tau_U = \frac{189.38}{1 \times 0.9 \times 0.4 \times 10^3} = 0.526 \text{MPa} \leq 1.52 \text{MPa.}$$

la Condition vérifiée donc on a pas besoins d'armatures transversales.

### VI.5.4 Vérification des contraintes dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y$  : Moment sismique à la base

On a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 15770.355 \text{m}^4$ , et  $X_G = 12.02 \text{m}$ .

$I_y = 18322.228 \text{m}^4$ , et  $Y_G = 13.66 \text{m}$ .

$M_x = 24425.99 \text{KN.m}$ ,  $M_y = 44053.47 \text{KN.m}$ .

$N = 46376.153 \text{KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{73505.11}{587.7} + \frac{24425.99 \times 13.66}{15770.355} = 1.46 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_2 = \frac{73505.11}{587.7} - \frac{24425.99 \times 13.66}{15770.355} = 1.03 \text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1.46 + 1.03}{4} = 1.35 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot XG}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{73505.11}{587.7} + \frac{44053.47 \times 12.02}{18322.228} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{73505.11}{587.7} - \frac{44053.47 \times 12.02}{18322.228} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1.53 + 0.61}{4} = 1.3 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

## VI.6 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. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

### VI.6.1 Calcul des sollicitations

$$Q_U = \frac{N}{S_{rad}}$$

$$Q_U = \frac{73505.11}{587.7} = 125.07 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

N : est l'effort normal ramené par la superstructure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$L_y = 4.8 - 0.35 = 4.45 \text{ m}$  ;  $L_x = 3.65 - 0.35 = 3.30 \text{ m}$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.74 \geq 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ **L'ELU :**

$$\mu_x=0.0633$$

$$\mu_y=0.4938$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0633 * 78.9 * (3.3)^2 = 54.388 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.2948 * 54.388 = 16.03 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en travées**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 46.22 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 13.62 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 27.194 \text{KN.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

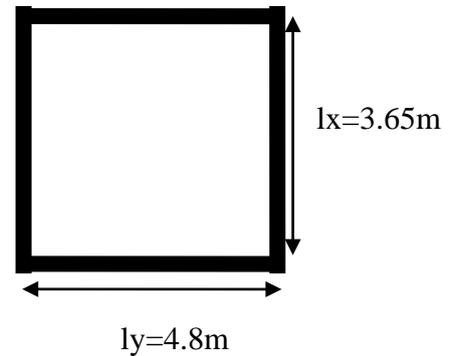
✓ **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.74) \times 100 \times \frac{30}{2} = 2.72 \text{cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci dessous :



figuerVI.1 : Dalle sur quatre appuis

**Tableau VI .1.**Tableau de ferrailage du radier

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /m)	A min (cm <sup>2</sup> /m)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /m)	Choix/ml (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	46.22	9.3	2.72	10.05	5HA16
	y-y	13.62	2.65	2.4	3.93	5HA10
Appui		27.194	5.38	2.72	5.65	5HA12

✓ **Espacement des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // Lx: } St = 20 \text{cm} \leq \min (3 \times h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.} \\ \text{Armatures // Ly: } St = 20 \text{cm} \leq \min (4 \times h, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm.} \end{array} \right.$$

## VI.6.2 Vérification

## ➤ A I' ELU

## ✓ Vérification au cisaillement

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 158.44 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 64.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.33}{1 \times 0.3 \times 10^4} = 0.115 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} \times 25 = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc on a pas besoin d'armatures transversale.

## ➤ A I'ELS

$$\mu_x = 0.0696$$

$$\mu_y = 0.6315$$

$$N = 53464.17$$

$$Q_s = \frac{53464.17}{587.7} = 90.97 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$M_x = \mu_x * Q_s * (L_x)^2 = 0.0696 * 90.97 * (3.3)^2 = 95.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 60.62 \text{ KN.m}$$

## ➤ Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 81.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 51.52 \text{ KN.m}$$

## ➤ Moment en appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 47.99 \text{ KN.m}$$

## ✓ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

## ✓ Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.2.** Vérification des contraintes

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	Xx	81.59	7.13 10 <sup>4</sup>	7.64	8,74	490.91
	Yy	51.52	3.27 10 <sup>4</sup>	5.08	8	480.878
Appui		47.99	4.45 10 <sup>4</sup>	5.97	6,43	426.24

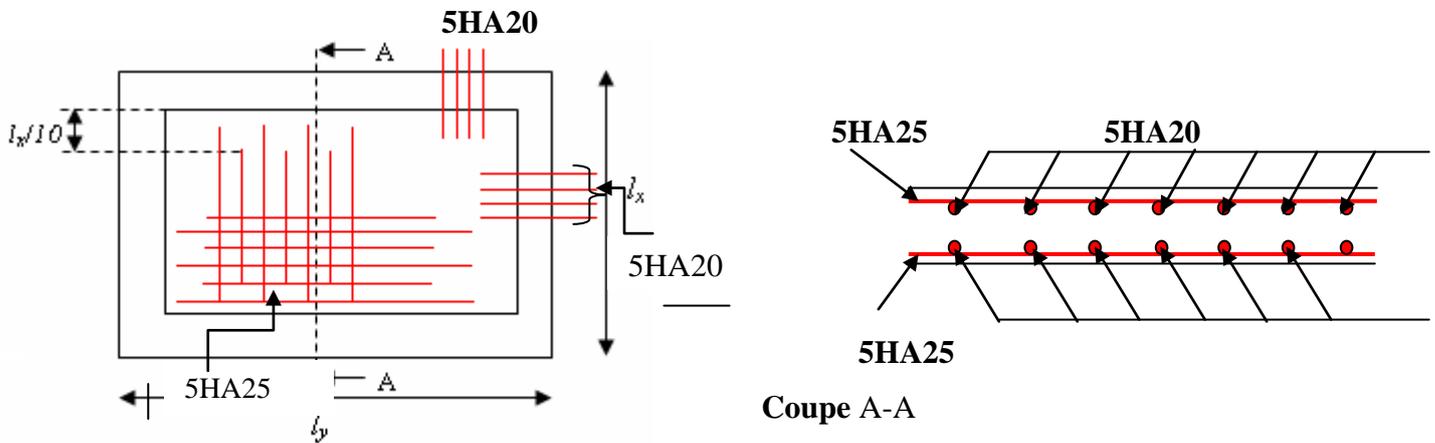
On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.3.** Vérification des contraintes nouvelle

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)		A (cm <sup>2</sup> )	Choix/ml (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
	Travée	xx	81.59	24.54	5HA25	11.05	1.3810 <sup>5</sup>	8.19
yy		51.52	15.71	5HA20	9.16	10 <sup>5</sup>	8.53	127.15
Appui	47.99		15.71	5HA20	9.16	10 <sup>5</sup>	10.74	160.08

**VI.6.3 Schéma de ferrailage du radier**



**figure VI.2** Schéma de ferrailage du radier.

**VI.7 longrines**

Le calcul de coffrage de longrine selon RPA(art 10 .1.1) est lié à la catégorie de sol

On a : 25cm× 30cm : Site de catégorie S2et S3

30cm× 30cm : Site de catégorie S4

Les longrines ou la disposition équivalent doivent être calculés pour résiste a la traction sous l'action d'une force égale a

$$f = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec

N: égale a la valeur maximal des charges vertical du poteaux le plus sollicité.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$$f = \frac{-2191.23}{12} = 182.60 \geq 20KN$$

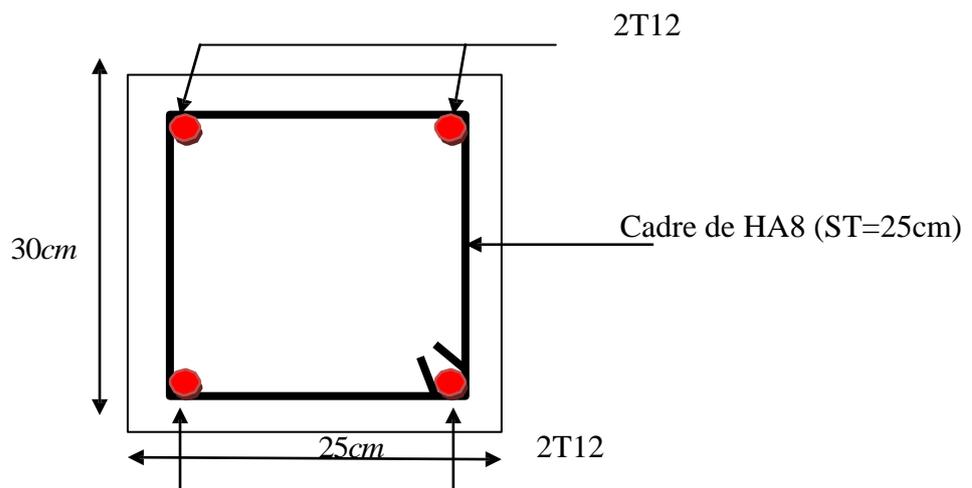
**VI.7.1 Ferrailage des longrines**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau VI.4** Ferrailage des longrines

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm)	A <sub>adopté</sub> (cm)	St(cm)
25 × 30	0.52	4.5	4T12=4.52	10

**VI.7.2 Schéma de ferrailage**



**figure VI.3** Schéma de ferrailage de la poutre de des longrines

VI.8 Les nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, 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.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire :

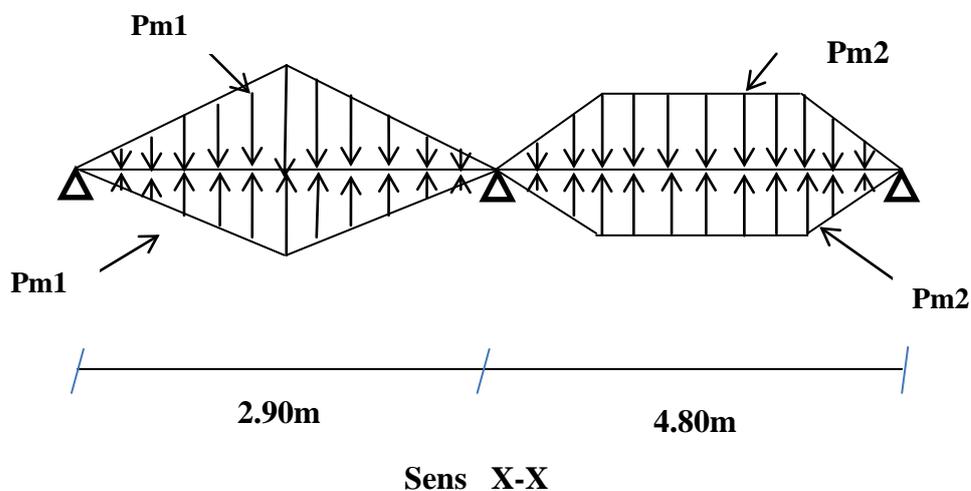
$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

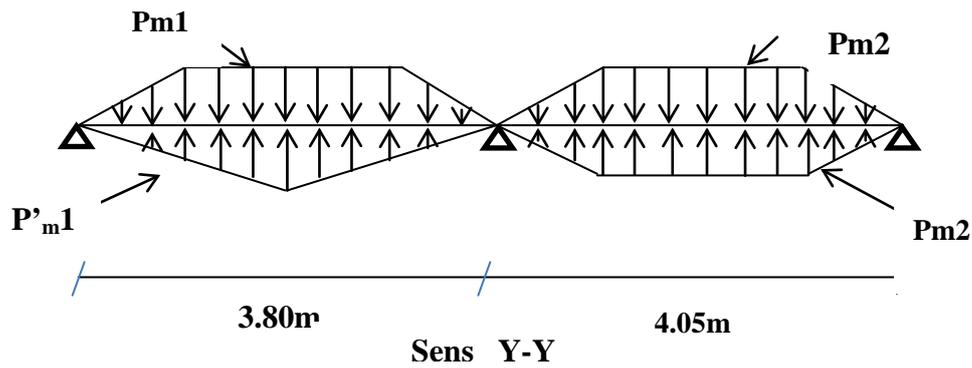
Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$q_u=125.07\text{KN/m}^2$ ,  $q_s=90.97\text{KN/m}^2$ .





**VI.8.1 Calcul des sollicitations**

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (YY)**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.6** Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	Travee	Appuis
M <sub>U</sub> (KN.m)	384.416	-412.074
M <sub>S</sub> (KN.m)	276.15	-297.69

- **Sens transversal (XX) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.7** Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	Travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	383.868	-429.66
$M_S$ (KN.m)	279.314	-312.60

**VI.8.2. Ferrailage des nervures**

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

- **Sens YY:**

$h=0.85$  m

$h_0=0.3$ m

$b_0=0.7$ m

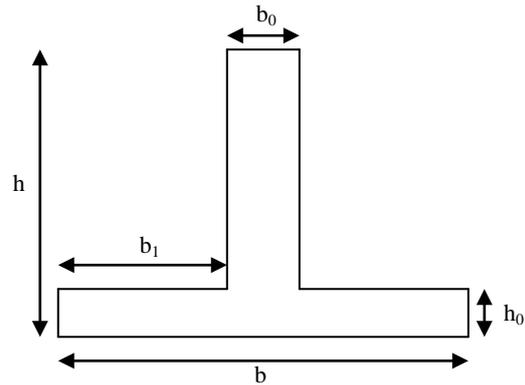
$d=0.8$ m

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.558;1.97)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.558$ m

On prend  $b_1=55$ cm.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.8$ m.



**figureVI.4** Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.8** Résumé des résultats (ferrailage des nervures).

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	Choix
<b>X-X</b>	<b>Travée</b>	384.416	20.85	5.31	25.13	8HA20
	<b>Appui</b>	-429.66	22.73	5.31	25.13	8HA20

- **Sens XX**

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.85$  m

$h_0=0.3$ m

$b_0=0.65$ m

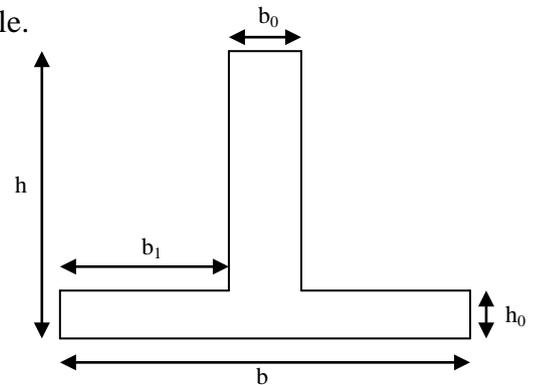
$d=0.8$ m

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.43;1,81)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.43$ m

On prend  $b_1=40$ cm.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.5$ m



**figureVI.5** Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci après :

**Tableau VI.9** Résumé des résultats de ferrailage.

sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	383.868	12.81	7.18	16.08	8HA16
	Appui	-429.66	14.2	7.18	16.08	8HA16

**VI.8.3 Vérifications**

➤ **A l'ELU**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.10** Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens YY	571.81	0.37	Vérifiée
Sens XX	493.55	0.34	Vérifiée

➤ **A l'ELS**

✓ **État limite de compression du béton**

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

✓ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	-582.58	36.12	2.261 10 <sup>6</sup>	10.52	15	175.09	201.63
X-X	-289.84	10.5	1.35 10 <sup>6</sup>	2.25	15	223.82	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12** Nouvelles vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Choix	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	-582.58	25.13	8HA20	36.12	2.0110 <sup>6</sup>	10.52	15	175.09	201.63
X-X	-289.84	25.13	8HA20	16.3	1.62 10 <sup>6</sup>	2.91	15	170.54	201.63

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.28; 65; 20)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20mm$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

✓ **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(21.25; 12)cm$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12cm$$

$$\text{Soit } S_t = 10cm.$$

## VI.8.4 Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY)

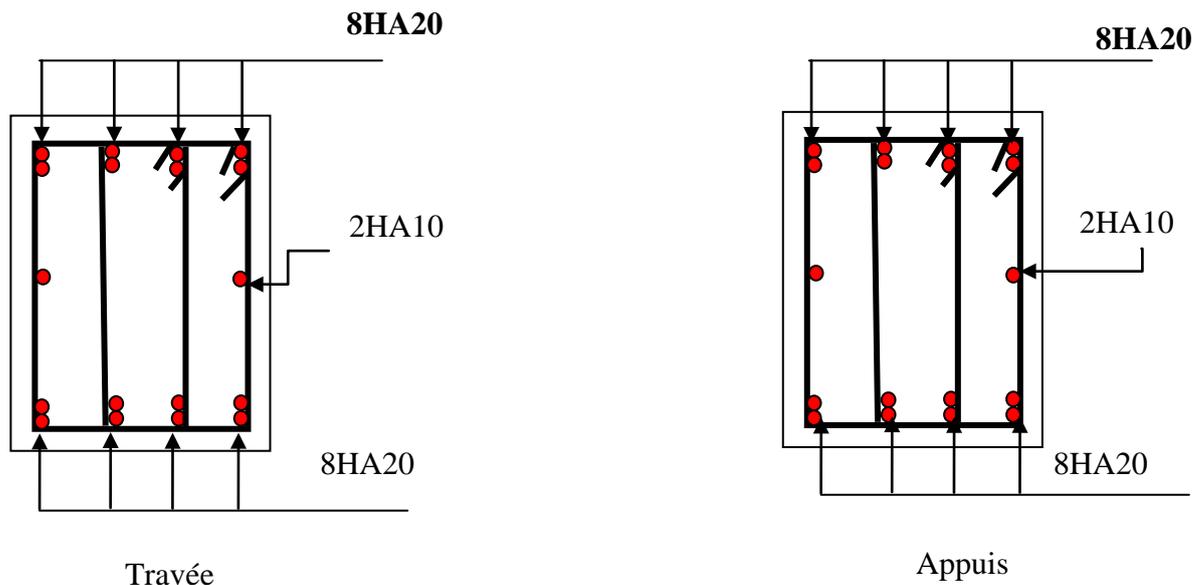


figure VI.6 Schéma de ferrailage des nervures.

## VI.9 Voile périphérique

## VI.9.1 Définition

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, 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 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

## VI.9.2 Dimensionnement des voiles

-Hauteur :  $h=3.91\text{m}$ .

-Longueur :  $L=4.2\text{m}$ .

-Épaisseur :  $e=20\text{cm}$ .

## VI.9.3 Caractéristiques du sol

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma_h = 20\text{KN} / \text{m}^2$
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 25.58^\circ$
- ✓ La cohésion :  $C = 0.04\text{bar}$

## VI.9.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **La poussée des terres**

A la base du rideau : la pression  $P_1 = A \times \gamma \times h$

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.

$$A = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.125$$

$$P_1 = 0.125 \times 20 \times 3.91 = 9.77 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge accidentelle :**  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P_2 = q \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times 0.1253 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

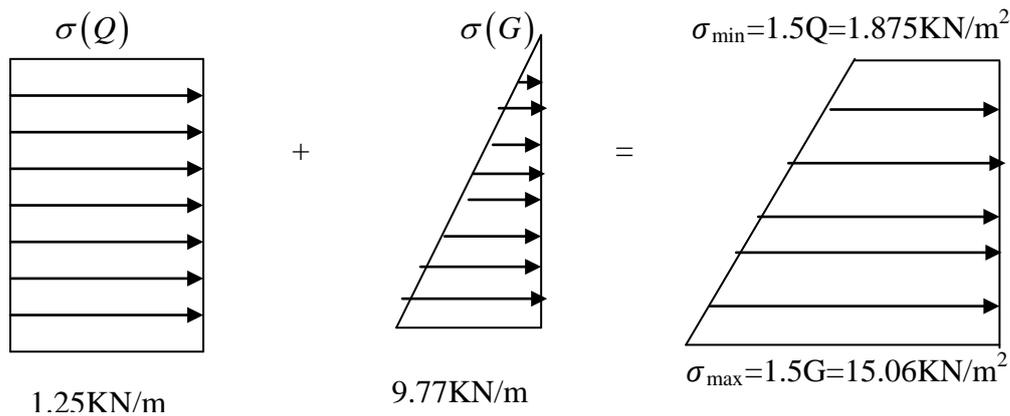
### VI.9.5 Ferrailage du voile

➤ **Méthode de calcul**

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**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 15.78 \text{ KN/m.}$$



**figure VI.7** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 11.76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 11.76 \text{ KN/m.}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 3.65 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.8 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.61}{4.8} = 0.75$$

$\rho < 0.4$  donc Le panneau travail dans les deux sens

ELU :

$$\mu_x = 0.0621$$

$$\mu_y = 0.5105$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0428 * 11.76 * (3.65)^2 = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3.42 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.90 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 1.71 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ .....condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times e) = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$ .

Tout les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.13** Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix
travée	x-x	5.69	1.07	4.52	2	4HA12
	y-y	2.90	0.9	4.52	2	4HA12
appui		3.35	0.63	4.52	2	4HA12

➤ **Espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sensxx} : S_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \\ \text{sensyy} : S_t \leq \min(4 \times h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**VI.9.6. Vérifications**

➤ **AI' ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Effort tranchant

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \quad \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{11.76 \times 4.8}{2} = 28.22KN.$$

$$\tau_u = \frac{11.76}{1 \times 0.18} = 0.65MPa < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée.

AI' ELS

$$\mu_x = 0.0684$$

$$\mu_y = 0.6647$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G = 1 \times 10.3 = 9.77KN / m^2.$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 1 \times 1.25 = 1.25KN / m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 9.77 + 1.25}{4} = 7.641KN / m^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1ml = 7.64KN / m.$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L^2_x = 0.0684 * 9.77 * (3.3)^2 = 7.27KN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4.83KN.m$$

• Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.69KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.98KN.m$$

• Moment en appui

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 3.34KN.m$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 2.99KN.m$$

✓ Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63MPa. \quad \text{Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
travée	x-x	6.69	3.06	7683.734	2.66	208.17
	y-y	5.98	3.06	7683.734	2.37	186.07
Appui		3.34	3.06	7683.734	1.56	122.28

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée en travée dans le sens x-x donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

x-x	M(KN.m)	Chiox	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	6.69	4HA12	4.52	4.3	1.53 10 <sup>4</sup>	1.88	89.31

VI.9.7 Schéma de ferrailage

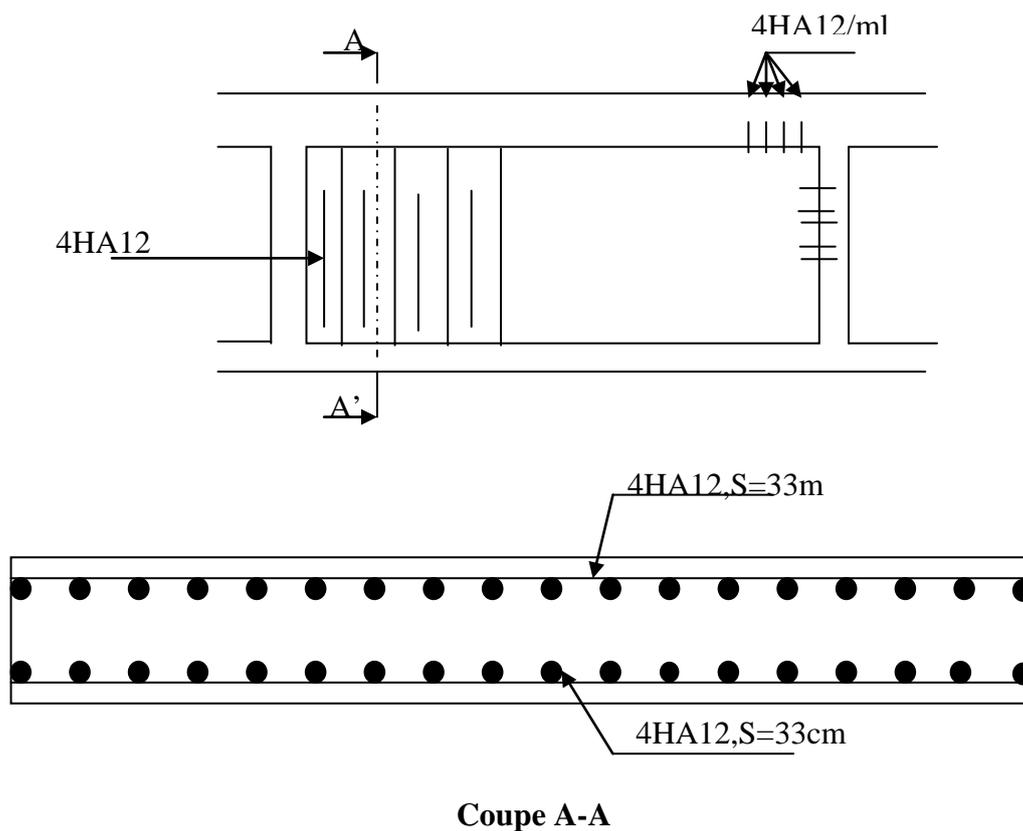


figure VI.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

---

## Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- Les sections des poteaux ont été augmentés par rapport à celles calculés dans le prédimensionnement favorablement avec le modèle réaliser .
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, tel que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux .
- Dans l'étude des éléments porteurs sont ferrillés avec les efforts extrait de SAP mais le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité .
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les semelles isolées et les semelles filantes ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se basée sur trois points :
  - Respect de réglementation parasismique.
  - Conception architecturale parasismique.
  - Mise en œuvre soignée de la construction.

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.

## ANNEXE II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

## ANNEXE IV

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33