



*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
**FACULTE DE TECHNOLOGIE**  
*Département de Génie Civil*

## **Mémoire de fin de cycle**

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil*  
*Option : Structures*

**Thème :**

*Etude d'un bâtiment en béton armé (R+7) avec sous-sol à usage  
d'habitations et commerce  
Contreventé par un système voiles porteurs*

**Réalisé par :**

M<sup>elle</sup> SELLAMI MELISSA

M<sup>elle</sup> DALI LYDIA

**Examinés par :**

M<sup>elle</sup> SELLAMI

M<sup>me</sup> SOUIDI

**Encadré par :**

M<sup>r</sup> MEZHOUD.D

Session 2020-2021.

# Remerciements

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à  
Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage  
et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir  
accepté d'examiner notre travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération  
que nous remercions notre promoteur Mr  
MEZHOU.DJ. pour son soutien, ses conseils judicieux  
et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

*Sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont  
formés.*

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

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie*

*du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en*

*exprimant la gratitude et la reconnaissance*

*Durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui*

*m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma*

*reconnaissance et tout mon amour.*

*A ma chère sœur : Dalia.*

*A toute ma famille.*

*A tous mes profs.*

*En fin, je remercie ma binôme Lydia qui a contribué à la  
réalisation de ce modeste travail.*

*Sellami.M*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie*

*du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en*

*exprimant la gratitude et la reconnaissance*

*Durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui*

*m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma*

*reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chères sœurs : wafia et linda.*

*A mon frère : fahem.*

*A toute ma famille.*

*A tous mes profs.*

*En fin, je remercie ma binôme mellissa qui a contribué à la  
réalisation de ce modeste travail.*

*Dali. l*

# **Sommaire**

# La table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations et symboles

**Introduction générale.....01**

## **Chapitre I : Généralités**

<b>I.1.</b> Introduction .....	02
<b>I.2.</b> Présentation de l'ouvrage.....	02
<b>I.3.</b> Règlements et normes utilisés.....	04
<b>I.4.</b> Hypothèses de calcul aux états limites .....	04
<b>I.5.</b> Caractéristiques des matériaux .....	05

## **Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments**

<b>II.1.</b> Introduction .....	07
<b>II.2.</b> Pré-dimensionnement des éléments secondaires .....	07
<b>II.3.</b> Pré dimensionnement des éléments principaux .....	17
<b>II.4.</b> Evaluation de charges et surcharges .....	19
<b>II.5.</b> Décente de charge .....	22
<b>II.6.</b> Vérification .....	27
<b>II.7.</b> Conclusion.....	29

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

<b>III.1.</b> Introduction .....	30
<b>III.2.</b> Calcul des planchers .....	30
<b>III.3.</b> Plancher à dalles pleines .....	45
<b>III.4.</b> Calcul de l'acrotère.....	53
<b>III.5.</b> Etude des escaliers.....	58
<b>III.6.</b> Calcul des poutres de chaînage.....	68

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

<b>IV.1.</b> Introduction .....	76
<b>IV.2.</b> Modélisation de la structure.....	76
<b>IV.3.</b> Méthode de calcul.....	76
<b>IV.4.</b> Présentation de la méthode modale spectrale.....	77
<b>IV.5.</b> Résultats Obtenue.....	80
<b>IV.6.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....	84
<b>IV.7.</b> Justification de l'interaction voile-portique .....	85
<b>IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	85
<b>IV.9.</b> Vérification des déplacements.....	86
<b>IV.10.</b> Vérification de l'effet P-Delta.....	87
<b>IV.11.</b> Conclusion.....	88

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

<b>V.1.</b> Introduction .....	90
<b>V.2.</b> Etude des poutres.....	90
<b>V.3.</b> Etude des poteaux .....	96
<b>V.4.</b> Vérification des zones nodales.....	106
<b>V.5.</b> Etude des voiles.....	108
<b>V.6.</b> Conclusion.....	115

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

<b>VI.1.</b> Introduction.....	116
<b>VI.2.</b> Combinaisons d'actions à considérer.....	116
<b>VI.3.</b> Choix du type des fondations.....	116
<b>VI.4.</b> Etude des nervures.....	124
<b>VI.5.</b> Etude du voile périphérique.....	130
<b>VI.6.</b> Conclusion .....	134

<b>Conclusion générale.....</b>	<b>1</b>
---------------------------------	----------

Liste bibliographique

Annexes

Les plans

## Liste des figures

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Fig. II.1 : schéma d'une poutrelle.....	07
Fig. II.2 : disposition des poutrelles dans l'étage courant .....	08
Fig. II.3 : disposition des poutrelles dans la terrasse inaccessible.....	08
Fig. II.4 : disposition des poutrelles dans le RDC.....	09
Fig. II.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	10
Fig. II.6 : Acrotère.....	12
Fig. II.7 : Escalier RDC.....	13
Fig. II.8 : Escalier étage courant.....	13
Fig. II.9 : Schéma statique escalier de secours RDC.....	14
Fig. II.10 : schéma statique escalier étage courant.....	15
Fig. II.11 : Coupe transversale d'un voile.....	18
Fig.II.12 : Surface afférant du poteau (F-2).....	23

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Fig.III.1 : Schéma de ferrailage des dalles pleines.....	53
Fig.III.2 : Schéma de L'acrotère.....	53
Fig.III.3 : Schéma de ferrailage de L'acrotère.....	58
Fig.III.4 : Schéma statique.....	58
Fig.III.5 : Schéma statique de l'escalier.....	59
Fig.III.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC.....	61
Fig.III.7 : Schéma statique de la poutre palière.....	61
Fig.III.8 : Section creuse équivalente.....	63
Fig.III.9 : Ferrailage de la poutre palière.....	64
Fig.III.10 : Schéma statique escalier étage courant.....	65
Fig.III.11 : Schéma statique escalier étage courant.....	65
Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.....	68
Fig.III.13 : Schéma de ferrailage poutre de chaînage en appui et en travée.....	70
Fig.III.14 : Schéma de la dalle et de la surface impact.....	72
Fig.III.15 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	75

### Chapitre IV : Etude dynamique

Fig.IV.1 : Spectre de réponse.....	80
Fig.IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.....	80
Fig.IV.3 : Vu en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000.....	81
Fig.IV.4 : Mode 2(Translation suivant l'axe X-X).....	83
Fig.IV.5 : Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	83
Fig.IV.6 : Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) .....	84

### Chapitre V : Etude des éléments principaux

Fig.V.4.1. Répartition des moments dans les zones nodales.....	106
Fig.V.5.1.Schéma des contraintes.....	111
Fig.V.2.2.schéma ferrailage du voile Vx1.....	115

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

<b>Fig.VI.1 :</b> Semelle isolée.....	115
<b>Fig.VI.2:</b> Semelle filante.....	116
<b>Fig.VI.3:</b> Radier.....	118
<b>Fig.VI.4:</b> Zone de contact poteau- Radier.....	120
<b>Fig.VI.5:</b> Dalle sur quatre appuis.....	122
<b>Fig.VI.6:</b> Schéma de ferrailage de radier .....	124
<b>Fig.VI.7:</b> Section de la nervure à ferrailer.....	125
<b>Fig.VI.8.</b> Schémas des lignes de rupture de transfert des charges sur le radier.....	126
<b>Fig.VI.9.</b> Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	126
<b>Fig.VI.10.</b> Sollicitations sur les nervures transversales.....	127
<b>Fig.VI.11.</b> Poussée des terres sur le voile périphérique.....	131
<b>Fig.VI.12.</b> Distribution des contraintes dans le voile périphérique.....	132
<b>Fig.VI.13.</b> Voile périphérique.....	134

## Liste des tableaux

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

<b>Tableau. II.1</b> : les différents types de dalles pleines.....	10
<b>Tableau. II.2</b> : Différents épaisseurs des paillasse d'escaliers.....	16
<b>Tableau. II.3</b> : Les sections des poteaux préalablement adopté.....	19
<b>Tableau. II.4</b> : Plancher terrasse inaccessible.....	19
<b>Tableau. II.5</b> : Plancher étages courants .....	19
<b>Tableau. II.6</b> : dalle pleine (balcon) .....	20
<b>Tableau. II.7</b> : Palier de repos .....	20
<b>Tableau. II.8</b> : Les escaliers (Volée) .....	21
<b>Tableau. II.9</b> : charges sur les volées.....	21
<b>Tableau. II.10</b> : Évaluation des charges de l'ascenseur.....	21
<b>Tableau. II.11</b> : Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs.....	21
<b>Tableau. II.12</b> : Acrotère .....	21
<b>Tableau. II.13</b> : Calcul du poids des éléments .....	24
<b>Tableau. II.14</b> : Poids propre des poteaux.....	24
<b>Tableau. II.15</b> : Poids propre des éléments (Descente de charges) .....	24
<b>Tableau. II.16</b> : Vérification des poteaux à la compression simple .....	27
<b>Tableau. II.17</b> : Vérification des poteaux au flambement .....	28
<b>Tableau. II.18</b> : Section adoptée pour les poutres et voiles.....	29
<b>Tableau. II.18</b> : Section adoptée pour les poteaux .....	29

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<b>Tableau III.1</b> : Différents types de poutrelles. ....	30
<b>Tableau III.2</b> : Chargement des poutrelles. ....	31
<b>Tableau III.3</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.....	34
<b>Tableau III.4</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC.....	35
<b>Tableau III.5</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible .....	35
<b>Tableau III.6</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	36
<b>Tableau III.7</b> : Les sollicitations maximales aux états limitent .....	37
<b>Tableau III.8</b> : Evaluation de la flèche dans le plancher de l'étage courant .....	43
<b>Tableau III.9</b> : Evaluation de la flèche dans le plancher de RDC.....	43
<b>Tableau.III.10</b> : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	43
<b>Tableau.III.11</b> : Schéma de ferrailage de différents types de poutrelles.....	44
<b>Tableau III.12</b> : Les résultats de la vérification.....	49
<b>Tableau III.13</b> : sollicitations maximales des dalles pleines.....	50
<b>Tableau III 14</b> : ferrailage adopté aux dalles pleines.....	50
<b>Tableau III 15</b> : Vérification de l'effort tranchant dans les dalles pleines .....	50
<b>Tableau III 16</b> : Vérification des contraintes à ELS dans les dalles pleines .....	51

<b>Tableau III 17</b> : Vérification des conditions.....	51
<b>Tableau III 18</b> : surcharge d'exploitation l'acrotère .....	53
<b>Tableau III 19</b> : les différentes combinaisons à utiliser dans l'acrotère .....	54
<b>Tableau III.20</b> : Tableau de ferrailage escalier RDC .....	60
<b>Tableau III.21</b> : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM dans l'escalier.....	60
<b>Tableau III.22</b> : Evaluation de la flèche dans l'escalier .....	61
<b>Tableau III.23</b> : Calcul d'armature dans la poutre palière.....	62
<b>Tableau III.24</b> : Vérification de la compression dans la poutre palière .....	64
<b>Tableau III.25</b> : Tableau de ferrailage escalier étage courant. ....	67
<b>Tableau III.26</b> : Les résultats de calculs par la méthode RDM.....	67
<b>Tableau III.27</b> : Evaluation de la flèche escalier étage courant.....	68
<b>Tableau III.28</b> Armatures longitudinales dans les poutres de chainages.....	69
<b>Tableau III.29</b> : Vérification de la contrainte dans le béton (poutres de chainages) .....	70
<b>Tableau III.30</b> : Calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	73
<b>Tableau III.31</b> : L'effort tranchant dans la dalle d'ascenseur.....	73
<b>Tableau III.32</b> : Moment à els dans la dalle d'ascenseur.....	74
<b>Tableau III.33</b> : Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur.....	74

#### **Chapitre IV : Etude dynamique**

<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	79
<b>Tableau IV.2</b> : Période et taux de participation des masses.....	81
<b>Tableau IV.3</b> : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	84
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	85
<b>Tableau IV.5</b> : Interactions sous charges verticales.....	85
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification de l'effort normal réduit.....	86
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification des déplacements relatifs (x-x) .....	86
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification des déplacements relatifs (y-y) .....	87
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ (x-x) .....	88
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ (y-y) .....	88
<b>Tableau IV.11</b> : Dimensions final des éléments structuraux.....	89

#### **Chapitre V : Etude des éléments principaux**

<b>Tableau.V.2.1.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	91
<b>Tableau .V.2.2.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	93
<b>Tableau.V.2.3.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	94
<b>Tableau V.2.4.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	94
<b>Tableau.V.2.5.</b> Ferrailage des poutres .....	95
<b>Tableau.V.3.1.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	97
<b>Tableau.V.3.2.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	98
<b>Tableau.V.3.3.</b> Armatures longitudinales dans les poteaux.....	101
<b>Tableau.V.3.4.</b> Les Armatures transversales dans les poteaux.....	101
<b>Tableau.V.3.5.</b> Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.....	102

<b>Tableau.V.3.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	103
<b>Tableau.V.3.7.</b> Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	104
<b>Tableau.V.3.8.</b> Schémas de ferrailage des poteaux.....	105
<b>Tableau.V.4.1.</b> Moments résistant dans les poteaux.....	107
<b>Tableau.V.4.2.</b> Moments résistant dans les poutres principales.....	107
<b>Tableau.V.4.3.</b> Moments résistant dans les poutres secondaires .....	107
<b>Tableau.V.4.4.</b> Vérification des zones nodales poutres principales.....	107
<b>Tableau.V.4.5.</b> Vérification des zones nodales poutres secondaires.....	108
<b>Tableau.V.5.1.</b> Récapitulation du ferrailage du voile $V_{x1}$ .....	111
<b>Tableau.V.5.2.</b> Récapitulation du ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	112
<b>Tableau.V.5.3.</b> Récapitulation du ferrailage du voile $V_{x3}$ .....	112
<b>Tableau.V.5.4.</b> Récapitulation du ferrailage du voile $V_{x4}$ .....	113
<b>Tableau.V.5.5.</b> Récapitulation du ferrailage du voile $V_{y1}$ .....	113
<b>Tableau.V.5.6.</b> Récapitulation du ferrailage du voile $V_{y2}$ .....	114
<b>Tableau.V.5.7.</b> Récapitulation du ferrailage du voile $V_{y3}$ .....	114

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

<b>Tableau VI.1 :</b> Calcul du ferrailage du radier.....	123
<b>Tableau VI.2 :</b> Vérification des contraintes dans le radier.....	124
<b>Tableau VI.3 :</b> Vérification des contraintes dans le radier après augmentation des sections	122
<b>Tableau VI.4 :</b> Sollicitations maximales (sens X-X) .....	127
<b>Tableau VI.5 :</b> Sollicitations maximales (sens Y-Y) .....	128
<b>Tableau VI.6 :</b> Tableau De ferrailage des nervures.....	128
<b>Tableau VI.7 :</b> Vérification des contraintes dans les nervures.....	129
<b>Tableau VI.8 :</b> Vérification des contraintes dans les nervures.....	129
<b>Tableau VI.9 :</b> Ferrailages des nervures.....	130
<b>Tableau VI.10.</b> Calcul du ferrailage du voile périphérique.....	133
<b>Tableau VI .11.</b> Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	134

## Symboles et Notations

Symboles	Notations
$A', A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$At$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$Br$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$C$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
$ELU$	Etat limite ultime.
$ELS$	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Fleche totale.
$\Delta f_{adm}$	Fleche admissible.
$G$	Charges permanentes.
$H$	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
$I$	Moment d'inertie.
$I_f$	Moment d'inertie fissuré.
$Q$	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.

<b><math>M_t</math></b>	Moment en travée.
<b><math>M_0</math></b>	Moment isostatique.
<b><math>N</math></b>	Effort normal

**Introduction**

**Générale**

## **Introduction générale**

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines.

L'ingénieur civil tient à la sécurité, les projets et les systèmes doivent être conformes aux réglementations gouvernementales et aux lois (RPA99 version 2003 ; BAEL91 modifier 99, le CBA et les différents DTR). Ils doivent être construits économiquement pour fonctionner correctement avec un minimum d'entretien et de réparation tout en résistant à l'usage prévu ainsi qu'aux conditions météorologiques.

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (R+7 avec sous-sol) contreventé par un système voiles porteurs « voiles-portique » situé à Bejaia (zone IIa ». Le travail a été organisé selon le plan suivant :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments.
- Le troisième chapitre est consacré pour le calcul des éléments secondaires (planchers, escalier, l'acrotère).
- Le quatrième chapitre on entame la modélisation en utilisant le logiciel Sap2000, et l'étude dynamique de la structure (période, interaction...).
- Le cinquième chapitre est réservé pour l'étude des éléments structuraux (poteaux, voiles...)
- Le calcul de l'infrastructure est l'objectif du sixième chapitre, qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer et on termine avec une conclusion générale qui synthétise notre travail.

**Chapitre I**  
**Généralités**

## I.1. Introduction

Toute construction est conçue pour se comporter convenablement dans un environnement de sollicitation. La stabilité de la construction est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles, ...) aux différents sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en (R+7 avec sous-sol), sis à la wilaya de BEJAIA, commune BEJAIA (Lotissement DJAMA), sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003, **article 3.2** » dans le groupe **2** ayant une importance moyenne.

L'ouvrage à étudier est constitué de :

- Sous-sol à usage parking
- RDC à usage commercial
- Trois appartements à partir du 1<sup>er</sup> jusqu'au 6<sup>eme</sup> étage, et deux appartements au 7<sup>eme</sup> étage à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible.

### I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage, présente les caractéristiques suivantes (voir le plan architectural) :

Hauteur totale du bâtiment : .....	30,09m.
Hauteur sous-sol : .....	3,40 m.
Hauteur du RDC :.....	5,61 m.
Hauteur des étages courants :.....	3,06 m.
Longueur du bâtiment : .....	24,26 m.
Largeur du bâtiment : .....	15,575 m.
Hauteur de l'acrotère :.....	0,60m.

### I.2.2. Reconnaissance du site

Le programme de reconnaissance géologique et géotechnique comporte :

- Une prospection générale du terrain.

- Deux(2) sondages carottés de 15ml de profondeur chacun
- Dix(10) essais au pénétromètre dynamique lourd.

### I.2.3. Essais laboratoire

Les essais laboratoire réalisés se divisent en trois grandes catégories :

- Les essais d'identification physique

**1. Teneur en eau :** La valeur de la teneur en eau naturelle et de 21,50%.

**2. Analyse granulométrique :** l'analyse montre que plus de 50% d'éléments ont un diamètre  $<0,08\text{mm}$ . la classification du L.C.P.C classe ce sol dans les sols fins.

**3. Limite d'atterberg :** le diagramme de plasticité de casagrande qui tient compte de la limite de liquidité  $W$  et de l'indice de plasticité  $I_p$ , classe ce sol dans les sols peu plastiques.

L'indice de consistance calculé est supérieur à l'unité, le sol est de consistance dure [avec  $I_c = (W_l - W_n)/I_p = 0,66$ ].

- **Essais mécanique :**

1. **Essai de cisaillement :** les paramètres de cisaillement obtenus sont les suivants :

Angle de frottement interne  $\varphi = 28,45^\circ$ .

Cohésion  $C = 0,27$  bars.

- **Analyse chimique :**

D'après les résultats des analyses chimiques on est en présence d'un sol de faible agressivité.

Sulfates ( $\text{SO}_4$ ): traces

Carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ): 16.40

Chlorures ( $\text{Cl}$ ): traces

Matière organique : 1,25

### Recommandation :

Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, on nous recommande des fondations, ancrées à partir de  $D = 5.8 \text{ m}$  de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel. On prend une contrainte admissible  $Q_{adm} = 1,1 \text{ bars}$ .

### I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- **RPA99 /version 2003** : Règles Parasismiques algériennes.
- **CBA93** : Règles de Conception et de Calcul des Structures en béton Armé.
- **BAEL91/version 99** : Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en Béton Armé aux Etat Limites.
- **DTR BC 2.2** : Document Technique Réglementaire BC.2.2.Charges permanentes et charge d'exploitation

### I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

#### I.4.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contraint 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.
- 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 %.

#### I.4.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées ci-dessus.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  Avec  $E_s$ : module de Young de l'acier ;

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

## I.5. Caractéristiques des matériaux

### I.5.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inerte (granulats) avec un liant hydraulique et de l'eau de gâchage, en plus de sa y a les adjuvants, plastifiants ..., le béton est un matériau qui résiste à la compression mais il a une faible résistance à la traction.

#### a) Résistance à la compression $f_{cj}$

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right\}$$

#### b) Résistance à la traction $f_{tj}$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Donc, pour une résistance à la compression  $f_{c28} = 25$  MPa à 28 jours, on a :

- ✓  $f_{t28} = 2,1$  MPa.
- ✓  $E_{vj} = 10721.40$  MPa
- ✓  $E_{ij} = 32164.20$  MPa
- ✓  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

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

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

### I.5.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- ✓  $F_e E400 = 400$  MPa

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

Tel que :

✓  $\gamma_s = 1,15$  (cas générale)

✓  $\gamma_s = 1$  (cas accidentel)

**Chapitre II**  
**Pré dimensionnement**

## II.1. Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

## II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

### II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers

#### II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression.

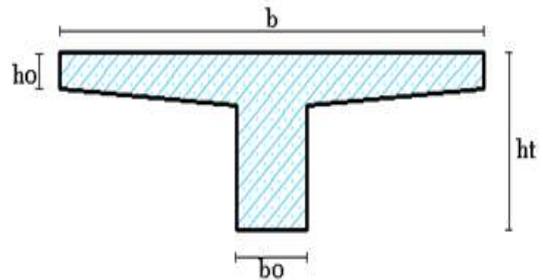


Fig.II.1 : schéma d'une poutrelle

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante d'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec

$L_{max}$ : Longueur entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$ : Hauteur total du plancher ( $h_t = h_{cc} + h_{dc}$ ) avec  $h_{cc}$  et  $h_{dc}$  hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée.
- Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère et cela pour tous les planchers.

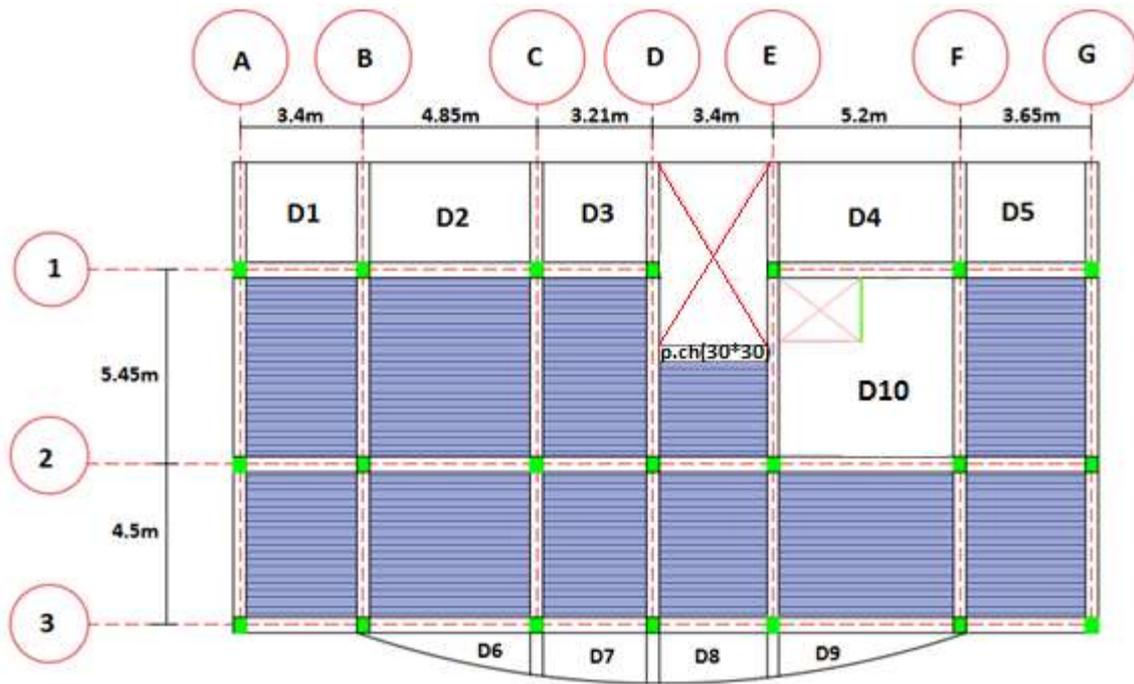


Fig.II.2 : disposition des poutrelles dans l'étage courant

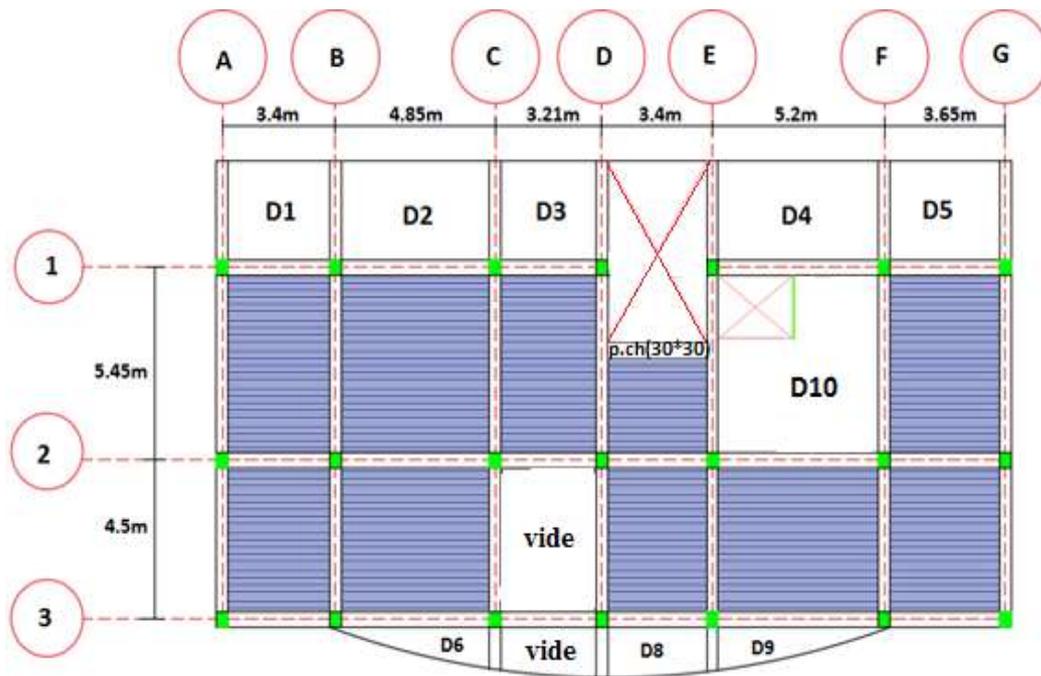


Fig.II.3 : disposition des poutrelles dans la terrasse inaccessible.

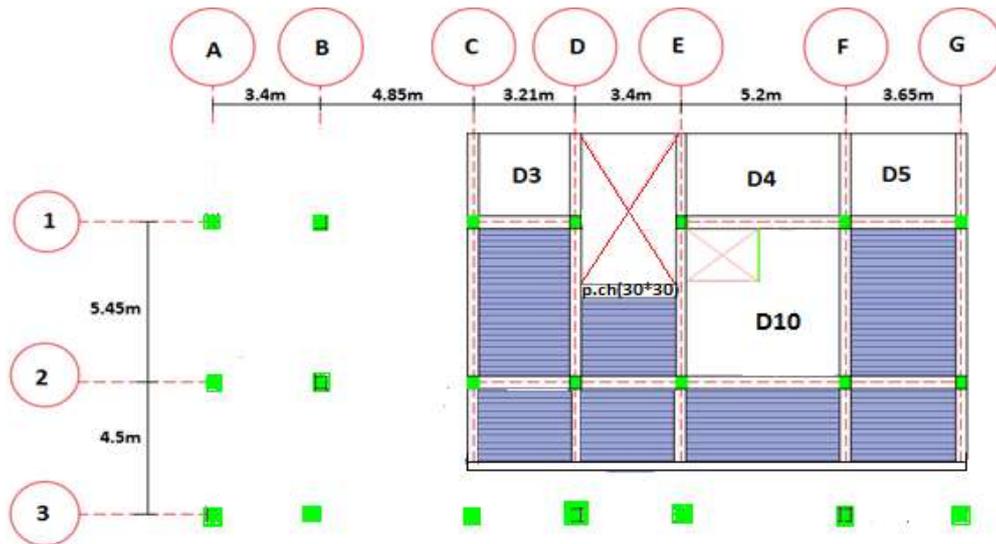


Fig.II.4: disposition des poutrelles dans RDC

Suite à cette disposition On a :

$$L_{\max} = 520 - 30 = 515\text{cm} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{490}{22,5} = 21.77\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{dc} = 20 + 4$ ) = 24 cm.

- $h_{cc} = 20$  cm : Hauteur du corps creux.
- $H_{dc} = 4$  cm : hauteur de la dalle de compression.

**a. Poutrelles**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3) (1)}$$

$b$  : Largeur de la table de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure,  $b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$  Alors on prend  $b_0 = 10\text{cm}$ .

$h_{dc}$  : Epaisseur de la dalle de compression, avec  $h_{dc} = 5\text{cm}$ .

$l_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles successives, ( $l_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$ ).

$l_y$  : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale de l'élément calculé, ( $321 - 30 = 291\text{cm}$ ).

A partir de l'équation (1) on trouve :  $b \leq \text{min} (55 ; 58,2) + 10 \rightarrow b \leq 65\text{cm}$ .

On adopte :  $b = 65\text{cm}$ .

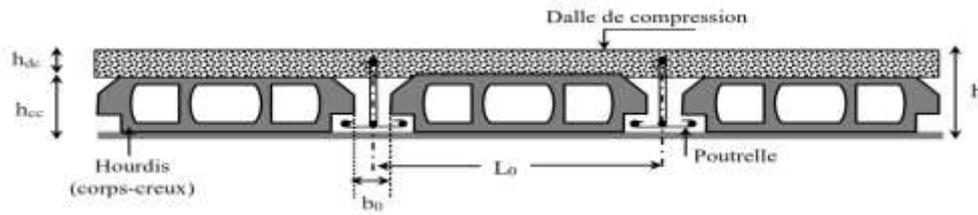


Fig.II.5: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

**II.2.1.2. Plancher à dalle pleines**

Ce sont des plaques minces totalement en béton armé coulé sur place dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants, donnés par les règlements :

**a. Résistance au feu**

- $e \geq 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

**b. Résistance à la flexion**

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur quatre ou deux appuis perpendiculaires et  $\rho > 0.4$ .
- $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur trois ou quatre appuis et  $\rho > 0.4$ .

$L_x$  est la plus petite portée.

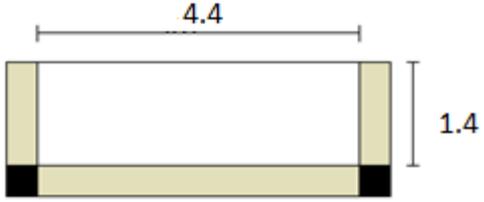
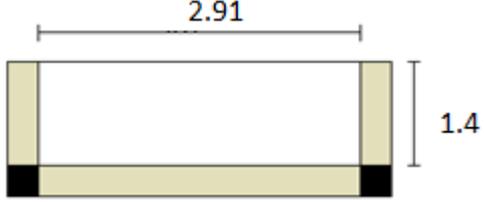
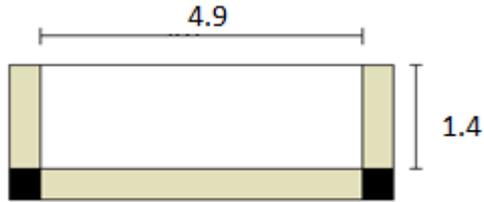
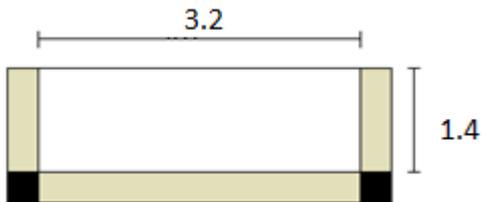
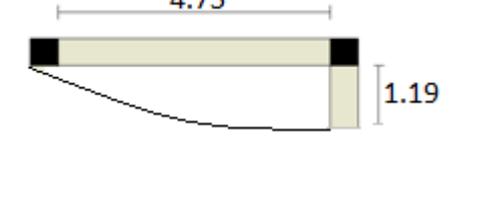
**c. Isolation phonique**

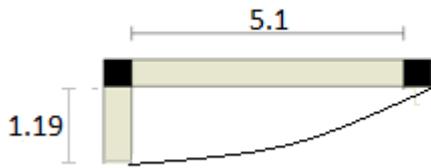
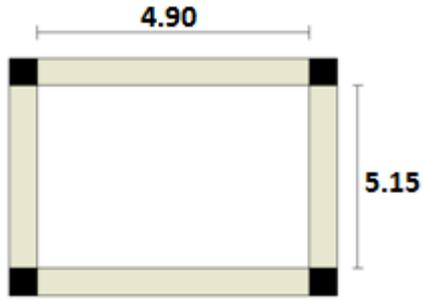
Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égal à 14 cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

Dans notre projet les étages sont identiques sauf le RDC, en ce qui concerne les dalles pleines on a récapitulé toutes les formes géométriques dans le tableau qui suit.

Tableau.II.1 : Les différents types de dalles pleines

Niveau	Calculs	Forme géométriques
Du 1 <sup>er</sup> au dernier plancher (D1)	$\rho = \frac{1,4}{3,4} , 0,41 > 0,4$ Travail dans les deux sens alors : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow e = 4$ cm	

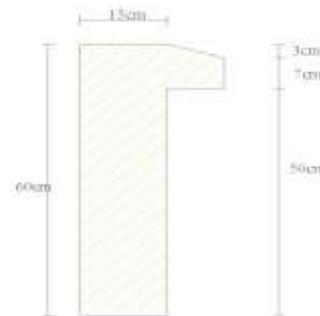
<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D2)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,4}{4,4}</math> , <math>0,32 &lt; 0,4</math>                      Travail comme consol alors :  <math>e \geq \frac{L_x}{20}</math> , <math>e \geq \frac{140}{20} = 7\text{ cm}</math></p>	
<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D3)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,4}{2,91}</math> , <math>0,48 &gt; 0,4</math>                      Travail dans les deux sens alors :  <math>\frac{L_x}{20} \leq e \leq \frac{L_x}{15} \Rightarrow e = 8\text{ cm}</math></p>	
<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D4)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,4}{4,9}</math> , <math>0,28 &lt; 0,4</math>                      Travail comme consol alors :  <math>e \geq \frac{L_x}{20}</math> , <math>e \geq \frac{140}{20} = 7\text{ cm}</math></p>	
<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D5)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,4}{3,2}</math> , <math>0,37 &lt; 0,4</math>                      Travail comme consol alors :  <math>e \geq \frac{L_x}{20}</math> , <math>e \geq \frac{140}{20} = 7\text{ cm}</math></p>	
<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D6)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,19}{4,75}</math> , <math>0,25 &lt; 0,4</math>                      Travail comme consol alors :  <math>\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow e = 4\text{ cm}</math></p>	
<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D7)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,19}{2,95}</math> , <math>0,4 = 0,4</math>                      Travail dans les deux sens alors :  <math>\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow e = 3\text{ cm}</math></p>	
<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D8)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,19}{3,21}</math> , <math>0,37 &lt; 0,4</math>                      Travail comme consol alors :  <math>\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow e = 3\text{ cm}</math></p>	

<p>Du 1<sup>er</sup> au dernier plancher (D9)</p>	<p><math>\rho = \frac{1,19}{5,1}</math> , <math>0,23 &lt; 0,4</math>                  Travail comme consol alors :  <math>\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow e = 4 \text{ cm}</math></p>	
<p>Du rdc au 7eme ascenseur (D10)</p>	<p><math>\rho = \frac{4,9}{5,15}</math> , <math>0,95 &gt; 0,4</math>                  Travail dans les deux sens alors :  <math>\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow e = 10 \text{ cm}</math></p>	

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est les critères de coupe-feu et d'isolation phonique qui sont déterminant. Donc, on opte pour des dalles pleines d'épaisseur **e=15cm**.

**II.2.2. pré dimensionnement de l'acrotère**

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du dernier plancher et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles entre la forme de pente et le plancher terrasse. L'acrotère a des dimensions standard.



**Fig.II.6 : L'acrotère**

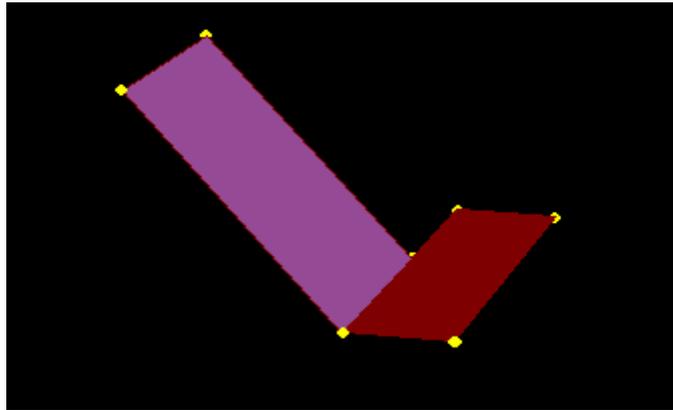
**II.2.3. Pré dimensionnements des escaliers**

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.

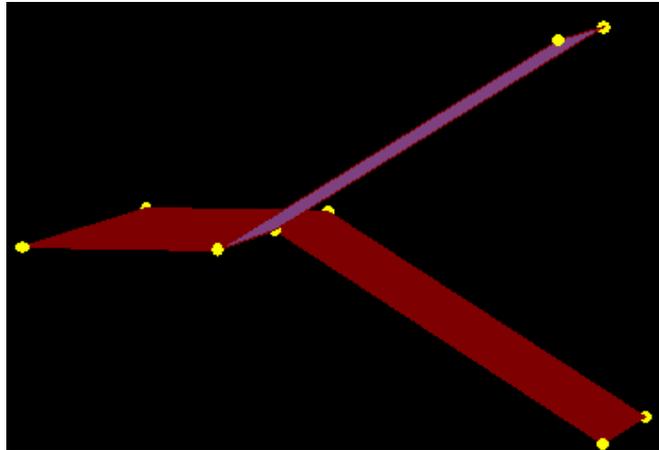
**II.2.3.1. Types d'escaliers**

Nous disposons de deux (02) types d'escalier dans notre projet, illustré sur la figure ci-dessous :

**Type1** : escaliers à une seule volée (RDC) :

**Fig.II.7 : Escalier RDC**

**Type2** : escaliers à deux volées (étage courant) :

**Fig.II.8 : Escalier étage courant**

### II.2.3.2. Pré dimensionnement

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

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

Type 1 : escaliers droit à une seule volée (RDC) :

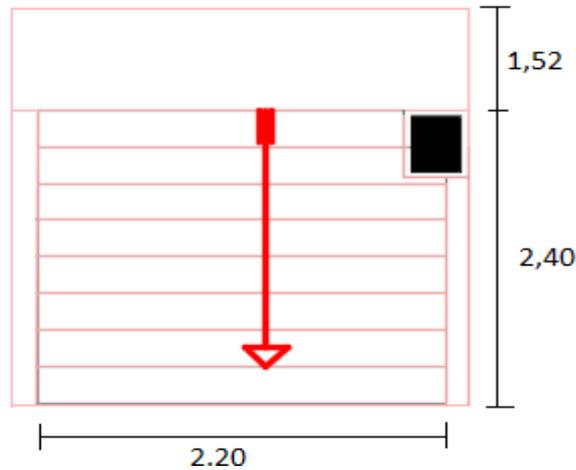


Fig.II.9 : schéma statique escalier secours RDC

➤ Etude de la volée

- Epaisseur de la paillasse (e)

$$L = L_p + \sqrt{(L^2_0 + H^2_0)} = 152 + \sqrt{240^2 + 153^2} = 436,62\text{cm.}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e < \frac{L}{20} \\ \frac{436,62}{30} \leq e < \frac{436,62}{20} \\ 14,55\text{cm} \leq e < 21,83\text{cm} \end{cases}$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu on prend  $e = 18\text{cm}$ .

- calcul du nombre de marche et de contre marche

$$\text{On a: } \begin{cases} L_0 = 2,40\text{ m} \\ H = 1,53\text{m} \\ 64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \\ 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0 \\ 64n^2 - 610n + 306 = 0 \end{cases}$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est :  $n=9$

Le nombre de marche est :  $(n - 1) = 8$

- Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \\ h = \frac{H}{9} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \end{cases}$$

⇒ g = 30cm et h = 17cm.

L'angle (α)  $\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1,53}{2,40} = 0,637 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

Type 2 : escaliers droit à deux volées (Etage courant).

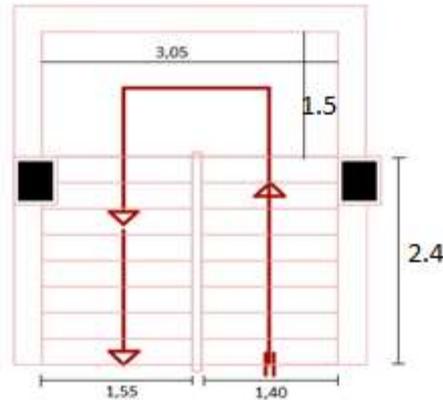


Fig.II.10 : schéma statique escalier étage courant

➤ Etude des deux volées

- Epaisseur des deux paillasse (e)

$$L = L_p + \sqrt{(L^2_0 + H^2)} = 150 + \sqrt{235^2 + 153^2} = 430,41 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e < \frac{L}{20} \\ \frac{460,41}{30} \leq e < \frac{460,41}{20} \\ 14,34 \text{ cm} \leq e < 21,20 \text{ cm} \end{cases}$$

e ≥ 11cm pour deux heures de coupe-feu on prend e = 16cm.

- calcul du nombre de marche et de contre marche

$$\text{On a: } \begin{cases} L_0 = 2,35 \text{ m} \\ H = 1,53 \text{ m} \\ 64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \\ 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 235)n + 2 \times 153 = 0 \\ 64n^2 - 605n + 306 = 0 \end{cases}$$

En résolvant la dernière équation en obtient : Le nombre de contre marche est : n=9

Le nombre de marche est : (n - 1) = 8

- Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{235}{8} = 29,37 \text{ cm} \\ h = \frac{H}{9} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ g = 30cm et h = 17cm.

L'angle (α)  $\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1,53}{2,35} = 0,651 \rightarrow \alpha = 33,06^\circ$

• Pré dimensionnement des poutres palière

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \\ 22.66 \leq h \leq 34 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit h = 30

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA (ART.7.5.1)} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Donc : h = 30cm et b = 30cm section rectangulaire (b×h) = (30×30) cm².

Tableau.II.2 : Différents épaisseurs des paillasse d'escaliers

Type	Volée (cm)	Palier (cm)
RDC	18	18
Etage courant	16	16

Les dimensions des marches et contremarches sont les même dans tous les type d'escaliers.

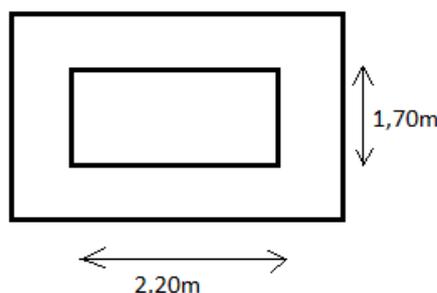
Hauteur de la contremarche 17cm.

Largeur de la marche 30cm.

II.2.4. Ascenseur

L'ascenseur est un dispositif mobil ou semi-mobil assurant le déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur est composé de deux éléments, la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont en fonction du nombre de personnes à transporter.



- l : Longueur : 220cm.
- L : Largeur : 170cm.
- H : Hauteur : 220cm
- V = 1,6m/s → Vitesse de levage.
- P<sub>m</sub> = 15KN : Charge due à la salle des machines.
- D<sub>m</sub> = 51KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F<sub>c</sub> = 145KN : Charge due à la tension dans les câbles.
- P<sub>p</sub> = poids de 08 personnes = 630Kg = 6,3 KN.
- Course maximale = 50m.
- G = D<sub>m</sub>+P<sub>m</sub>+P<sub>p</sub> = 72,3KN.

### II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

#### II.3.1. Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles), leurs portée est prise entre nus d'appuis.

On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

##### II.3.1.1. Les poutres principales

Ce sont les poutres susceptibles qui reprenne les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Leurs pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche suivante :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \\ 34,33 \leq h \leq 51,5 \end{cases}$$

Avec : L<sub>max</sub> = Portée maximale de la poutre principale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 545 - 30 = 515\text{cm}$$

On prend : h = 40 cm.

Donc on adopte pour des poutres principales une section de : (b×h) = (30 ×40) cm<sup>2</sup>.

- **Vérification**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots \text{verifié} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots \text{verifié} \dots\dots\dots \text{RPA99 (version2003 Art.7.5.1)} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{40} = 0,75 < 4 \dots\dots \text{verifié} \end{cases}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

### II.3.1.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur sont données par les mêmes lois et condition des poutres principales.

Avec :  $L_{\max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$ .

Après calcul et vérification des conditions on adopte les dimensions suivantes :

- Poutre principales :  $b \times h = (30 \times 40)$ .
- Poutre secondaire :  $b \times h = (30 \times 40)$ .

### Vérification

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{verifié} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{verifié} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{40} = 0,75 < 4 \dots\dots \text{verifié} \end{cases} \dots\dots \text{RPA99 (version2003 Art.7.5.1)}$$

### II.3.2. Les voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :  $e \geq \text{Max} (h_e/20 ; 15 \text{ cm})$

- Voile étage courant : 20cm.
- Voile RDC : 25cm.
- Voile sous-sol : 25cm.

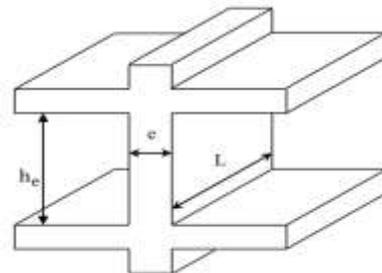


Fig.II.11 : Coupe transversale d'un voile

**Remarque :** C'est éléments sont considéré comme des voile dans le cas où il satisfait la loi suivante  $L \geq 4e$  (avec L la longueur du voile).

### II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critère de résistance ;
2. Critère de stabilité de forme (flambement);
3. Condition RPA ;

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA**.

Sachant que :

$h_e$  : 2.87m. (Avec  $h_e$  Hauteur libre d'étage)

$h_{RDC}$  : 5.42m

$h_{s-s}$  : 3.21m.

**Tableau.II.3** : Les sections des poteaux préalablement adoptées

Etage	S-S	RDC	1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup>
Section (b×h) cm <sup>2</sup>	55× 55	50× 50	45× 45	40 × 40	35× 35	30× 30

#### II.4. Evaluation de charges et surcharges

Les différents résultats sont représentés dans les tableaux ci-dessous

**Tableau. II.4** : Plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0 .04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	0.24	/	3.3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1,43
Charge permanente totale	6.01KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Terrasse accessible		1.5 KN/m <sup>2</sup>
	Terrasse inaccessible		1 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau.II.5.** Plancher étages courants

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0 .02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	/	/	3.3

Cloison de séparation	0.01	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	5.56KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Plancher à usage d'habitation		1.5 KN/m <sup>2</sup>
	Plancher à usage commercial		5 KN/m <sup>2</sup>

Tableau. II.6. dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0 .02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	5.11 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation balcon	3.5KN/m <sup>2</sup>		

Tableau.II.7 : Palier de repos

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0 .02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine 16	0.16	25	4
Dalle pleine 18	0.18	25	4.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale 16	5.36KN/m <sup>2</sup>		
Charge permanente totale 18	5.86 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation CE Etage courant	2.5 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation CE Etage commercial	5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau.II.8 :** Les escaliers (Volée)

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal		0.02	20	0.40
Revêtement vertical		0.02	20	0.40
Mortier de pose		0.02	20	0.40
Lit de sable		0.02	18	0.36
Marches		0.17/2	10	0.85
paillasse	Type 1	0.18	25	4,5
	Type 2	0.16	25	5.5
Charge permanente totale 16		7.91 KN/m <sup>2</sup>		
Charge permanente totale 18		6.91 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation(EC)		2.5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau.II.9 :** charges sur les volées

Type d'escaliers	e'(m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
Type I	$0.18/\cos 33.06 = 0.15$	6.91
Type II	$0.16/\cos 32.51 = 0.13$	7.91

**Tableau.II.10 :** Évaluation des charges de l'ascenseur

Poids propre de la dalle et revêtement	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN/ m <sup>2</sup> )
$G1=25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S=L_x \times L_y$ $=2.20 \times 1.70$	$G_2=F_0/S$ $=145/3.74$	$G=G1+G2$ $=4.63+38.77$
$G1=4.63\text{KN/m}^2$	3.74	38.77	$G=43.40$

**Tableau.II.11 :** Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.20	20	0.4

Enduit de plâtre intérieur	0.20	10	0.2
Charge permanente totale	2.85KN/m <sup>2</sup>		

Tableau.II.12 : L'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.069	25	1.725
Enduit de ciment intérieur	2	0.012	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	2	0.01	20	0.2
Charge permanents Totale	G = 2.165 KN/ml			
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/ml			

## II.5. Décence de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente des charges va être effectuée pour le poteau (voir fig II-2 page 2).

Préalablement on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau.II.3 qui vérifient les conditions de RPA99 (2003).

### a- La loi de dégression (DTR-BC2-2)

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux, nous appliquant la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commerciale et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

**Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d’exploitations ne sont égales pour tous les niveaux.

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0+Q_1$

Niveau 2 :  $Q_0+0,95 \times \Sigma Q_i$

Niveau 3 :  $Q_0+0,90 \times \Sigma Q_i$

Niveau 4 :  $Q_0+0,85 \times \Sigma Q_i$

Niveau 5 :  $Q_0+0,80 \times \Sigma Q_i$

Niveau 6 :  $Q_0+0,75 \times \Sigma Q_i$

Niveau 7 :  $Q_0+0,71 \times \Sigma Q_i$ .....(RDC)

Niveau 8 :  $Q_0+Q_{RDC} +0,687 \times \Sigma Q_i$ .....(RDC)

Niveau 9 :  $Q_0+ Q_{RDC(2.55)} +Q_{RDC(0.00)} +0,66 \times \Sigma Q_i$ .....(Sous-sol)

**II.5.1. Descente des charges pour le poteau (F-2)**

**a- Terrasse inaccessible et plancher de l’étage courant**



**Fig.II.12 : Surface afférant du poteau (F-2)**

- **Calcul des surfaces afférentes**

**Surface dalle pleine :**

$$S_1 = 2.575 \times 2.45 = 6.31m^2.$$

**Surface corps creux:**

$$S_2 = 2.575 \times 1.675 = 6.88m^2.$$

$$S_3 = 2.1 \times 2.45 = 5.14m^2.$$

$$S_4 = 2.1 \times 1.675 = 3.51m^2.$$

$$S_{total} = S_2 + S_3 + S_4 = 15.53m^2$$

**Tableau.II.13** : Calcul du poids des éléments

Eléments	Poids (KN/m2)	Surface (m2)	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible	6.01	15.53	93.33
Plancher d'étage courant (16+5)	5.56	15.53	86.34
Plancher Dalle pleine (d'étage courant)	5.11	6.31	32.24
Plancher Dalle (terrasse inaccessible)	7.62	6.31	48.08

**Calcul Poids propre**

$$G_{pp} = b \times h \times l \times \rho = 0,3 \times 0,4 \times (2,1 + 2,575) \times 25$$

**G<sub>pp</sub> = 14,025KN.**

$$G_{ps} = b \times h \times l \times \rho = 0,3 \times 0,4 \times (2,45 + 1,675) \times 25$$

**G<sub>ps</sub> = 12,375KN.**

$$G_{pot} = b \times h \times H \times \rho. \quad (\text{Les résultats dans le tableau ci-dessous}).$$

$$G_{mur} = G \times l \times H = 2,85 \times (1,675 + 0,5 + 2,1) \times 2,82$$

**G<sub>mur</sub> = 34,36KN.**

**Tableau.II.14** : Poids propre des poteaux

Poteau	Section(m <sup>2</sup> )	Hauteur(m)	G <sub>pot</sub> (KN)
S-Sol	0.55 × 0.55	3.16	23.89
RDC(0,00)	0.5 × 0.5	2.31	14.43
RDC(2,55)	0.5 × 0.5	2.82	17.63
1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	0.45 × 0.45	2.82	14.27
3 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup>	0.4 × 0.4	2.82	11.28
5 <sup>eme</sup> -6 <sup>eme</sup>	0.35 × 0.35	2.82	8.63
7 <sup>eme</sup>	0.3 × 0.3	2.82	6.34

**Tableau.II.15** : Poids propre des éléments (Descente de charges)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	141.41	
	Poteau (30 × 30)	6.34	
	PP et PS	26.4	

	Mur double cloison	34.36	
	Σ	208.51	37.61
N1	N0	208.51	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (35× 35)	8.63	
	PP et PS	26,4	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	396.48	82.99
N2	N1	396.48	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (35× 35)	8.63	
	PP et PS	26.4	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	584.45	123.83
N3	N2	584.45	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (40× 40)	11.28	
	PP et PS	26.4	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	775.07	160.14
N4	N3	775.07	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (40× 40)	11.28	
	PP et PS	26.40	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	965.69	191.902
N5	N4	965.69	
	Plancher étage courant	118.58	
	PP et PS Poteau (45× 45)	14, 27	
	PP et PS	26.40	

	Mur double cloison	34.36	
	Σ	1159.3	219.19
N6	N5	1159.3	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (45× 45)	14.27	
	PP et PS	26.40	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	1352.91	241.82
N7	N6	1352.91	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (50× 50)	17.63	
	PP et PS	26.40	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	1549.88	263.15
N8	N7	1549.88	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (50× 50)	14.43	
	PP et PS	26.40	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	1743.65	355.57
N9	N8	1752.36	
	Plancher étage courant	118.58	
	Poteau (55× 55)	23.89	
	PP et PS	26.40	
	Mur double cloison	34.36	
	Σ	2091.86	446.73
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$	$N_u = 3494.106$		
$N_s = G_t + Q_t$	$N_s = 2538.59$		

Le poteau le plus sollicité est F-2 avec un effort normal égal à :

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 1951.45 + 1.5 \times 446.73 = \mathbf{3494.106 \text{ KN}}$$

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Après majoration on trouve  $Nu^*=3843.52KN$

## II.6. Vérification

### II.6.1. Vérification des poteaux a la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ; avec B : section du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

La limite admissible c'est 14.2 MPa

**Tableau. II.16 :** Vérification des poteaux à la compression simple

Etage	Nu* (KN)	Section	Condition $\sigma_{bc} \geq \sigma_{calculé}$		Remarque
			$\sigma_{bc}$	$\sigma_{calculer}$	
S-S	3843.52	0.55 × 0.55	14.2	12.7	Vérifier
RDC	3176.01	0.5 × 0.5	14.2	12.7	
RDC	2735.77	0.5 × 0.5	14.2	10.94	
1 <sup>er</sup>	2408.07	0.45 × 0.45	14.2	11.89	
2 <sup>eme</sup>	2083.22	0.45 × 0.45	14.2	10.28	
3 <sup>eme</sup>	1750.68	0.4 × 0.4	14.2	10.94	
4 <sup>eme</sup>	1415.21	0.4 × 0.4	14.2	8.84	
5 <sup>eme</sup>	1072.22	0.35× 0.35	14.2	8.75	
6 <sup>eme</sup>	725.7	0.35× 0.35	14.2	5.92	
7 <sup>eme</sup>	371.7	0.30× 0.30	14.2	3.034	

### II.6.2. Vérification du critère de stabilité de forme

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1) on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq Nu_{bar} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.

$A_s = (0,8 \% B_r \text{ à } 1,2 \% B_r)$  : section d'armature comprimée.

On prend :  $A_s = 1\% B_r$

$\gamma_b$  : Coefficient de la sécurité du béton =1,5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1,15

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$Br_{cal} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{Fe}{100\gamma_s} \right)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad ; \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad ; \quad \text{Pour } 50 < \lambda < 70$$

On calcul l'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times l_0$$

Avec :

$l_f$  : Longueur du flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration, } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

**Vérification du poteau du RDC**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 2,82 = 1,974 \text{ m.}$$

$$B = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ m}^2.$$

$$I = (0,5 \times 0,5^3) / 12 = 5,208 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5,208 \cdot 10^{-3}}{0,25}} = 0,144 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1,974}{0,144} = 13,71 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{13,71}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,824.$$

$$Br = (50 - 2) \times (50 - 2) \cdot 10^{-4} = 0,2304 \text{ m}^2.$$

$$Br_{cal} \geq \frac{2735,77 \cdot 10^{-3}}{0,824 \times \left( \frac{25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{400}{100 \cdot 1,15} \right)} \Rightarrow Br_{cal} \geq 0,151 \text{ m}^2.$$

$Br = 0,2304 \text{ m}^2 > 0,151 \text{ m}^2$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.17 : Vérifications au flambement**

Etage	Nu* (KN)	Section	Br ≥ Br <sub>cal</sub>		Remarque
			Br	Br <sub>cal</sub>	
S-S	3843.52	0.55 × 0.55	0.2809	0.212	Vérifier
RDC	3176.01	0.5 × 0.5	0.2304	0.173	
RDC	2735.77	0.5 × 0.5	0.2304	0.151	
1 <sup>er</sup>	2408.07	0.45 × 0.45	0.1849	0.133	
2 <sup>eme</sup>	2083.22	0.45 × 0.45	0.1849	0.115	

3 <sup>eme</sup>	1750.68	0.4 × 0.4	0.1444	0.1	
4 <sup>eme</sup>	1415.21	0.4 × 0.4	0.1444	0.08	
5 <sup>eme</sup>	1072.22	0.35× 0.35	0.1089	0.06	
6 <sup>eme</sup>	725.7	0.35× 0.35	0.1089	0.04	
7 <sup>eme</sup>	371.7	0.3× 0.3	0.0784	0.02	

Le tableau ci-dessus résume la vérification au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que les résultats sont vérifiés pour tous les étages, donc il n’y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

**II.6.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{verifié} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{verifié} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots \text{verifié} \end{cases}$$

**II.7. Conclusion**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes (Tableau. II.18) :

**Tableau. II.18 : Section adoptée pour les poutres et voiles**

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	40
Voile S-S et RDC	25	
Voile EC	20	

**Tableau. II.19 : Section adoptée pour les poteaux**

Etage	S-S	RDC	1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup>
Section (b×h) cm <sup>2</sup>	55× 55	50× 50	45× 45	40 × 40	35× 35	30× 30

**Chapitre III**  
**Calcul des éléments secondaires**

### III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire qui n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Dans ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ La dalle d'ascenseur ;
- ✓ Les poutres de chaînage ;
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les escaliers

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- Dalle de compression.

### II.2. Calculs des planchers

#### III.2.1. Planchers à corps creux

##### 1. Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- – Méthode forfaitaire.
- – Méthode de Caquot.

Tableau III.1 : Différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques
Type1	
Type2	
Type3	

##### III. 2.1.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

-à l'ELU :  $p_u = b \times (1.35 G + 1.5 Q)$

-à l'ELS :  $p_s = b \times (G + Q)$

Tableau III.2 : Chargement des poutrelles

Type de plancher	G (KN /m2)	Q (KN /m2)	L <sub>0</sub> (m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.01	1	0.65	6.25	4.55
Terrasse accessible	6.01	1.5	0.65	6.73	4.88
Etages courants	5.56	1.5	0.65	6.34	4.59
RDC (commercial)	5.56	5	0.65	9.75	6.86

b : largeur de la table d'entre-axes des poutrelles.

P<sub>u</sub> : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

P<sub>s</sub> : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

### III.2.1.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires

#### Conditions d'application :

1- Plancher a surcharge modérée :  $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

- Plancher Terrasse inaccessible :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.01 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Plancher Terrasse accessible :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.01 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Plancher étage courant :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.56 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Plancher de RDC :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.56 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3- Le rapport  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \dots\dots$  est n'est pas vérifié pour les types (1,2).

4- Fissuration peu nuisible

#### III.2.1.4. Exemple illustratif

**Type 2** : étage courant pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode de Caquot minorée et les autres types seront résumés dans des tableaux.

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifier :

$$\frac{3.4}{4.85} = 0.7 < 0.8$$

##### III.2.1.4.1. Calcul des sollicitations

$$G' = 2/3 \times G$$

$$G' = (2/3) \times 5.56 = 3.7 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u' = 4.71 \text{ KN/m.}$$

$$P_s' = 3.38 \text{ KN/m.}$$

### • Moments aux appuis

$$M_i = \frac{(-p_g \times l_g'^3 + p_d \times l_d'^3)}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$p_g$ ,  $p_d$  : Étant le chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$l_g'$ ,  $l_d'$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

### Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.4 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} = 3.88 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3.21 \text{ m}$$

#### • ELU

$$P_u' = 4.71 \text{ KN/m} \quad M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -\frac{4.71 \times (3.4^3 + 3.88^3)}{8.5 \times (3.4 + 3.88)} = -7.44 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.54 \times (3.88^3 + 3.21^3)}{8.5 \times (3.68 + 3.68)} = -7.16 \text{ KN.m}$$

#### • ELS

$$P_s' = 3.38 \text{ KN/m} \quad M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -\frac{3.38 \times (3.4 + 3.88^3)}{8.5 \times (3.4 + 3.88)} = -5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.38 \times (3.88^3 + 3.21^3)}{8.5 \times (3.88 + 3.21)} = -5.14 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments en travées

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

$$M_0(x) = \frac{P \times x}{2} (L - x)$$

$$M_t^{\max} = M_0(x)$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{L \times P}\right)$$

#### ✓ Travée (AB)

##### • ELU

$$X_0 = \frac{3.4}{2} - \left(\frac{0 - (-5.34)}{3.4 \times 6.34}\right) = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.34 \times 1.35}{2} (3.4 - 1.35) = 8.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = \frac{6.34 \times 1.35}{2} (3.4 - 1.35) + 0 + \frac{1.35}{3.4} \times (-5.34) = 5.818 \text{ KN.m}$$

• ELS

$$X_0 = \frac{3.4}{2} - \left( \frac{0 - (-5.34)}{3.4 \times 6.34} \right) = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{3.38 \times 1.35}{2} (3.4 - 1.35) = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 6.07 + 0 + \frac{1.35}{3.4} \times (-5.34) = 3.95 \text{ KN.m}$$

✓ Travée (BC)

• ELU

$$X_0 = 2.43 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 11.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 7.94 \text{ KN.m}$$

✓ Travée (CD)

• ELU

$$X_0 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = 7.79 \text{ KN.m}$$

• ELS

$$X_0 = 2.43 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 8.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 7.13 \text{ KN.m}$$

• ELS

$$X_0 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = 4.761 \text{ KN.m}$$

Evaluation de l'effort tranchant

$$V(x) = V_0(x) + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$V(x) = q \times \frac{L}{2} - (q \times x) + \frac{M_d - M_g}{L}$$

• A l'appui A :  $V_g = q \times \frac{L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$

• A l'appui B :  $V_d = -q \times \frac{L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$

✓ Travée (AB) :

$$V_A = 6.34 \times \frac{3.4}{2} + \frac{7.44}{3.4} = 12.96 \text{ KN}$$

$$V_B = -6.34 \times \frac{3.4}{2} + \frac{7.16}{3.4} = -8.67 \text{ KN}$$

✓ Travée (BC) :

$$V_B = 6.34 \times \frac{3.88}{2} + \frac{(-7.44 + 7.16)}{3.88} = 12.88 \text{ KN}$$

$$V_C = -6.34 \times \frac{3.88}{2} + \frac{(-7.44 + 7.16)}{3.88} = -12.37 \text{ KN}$$

✓ Travée (CD) :

$$V_C = 6.34 \times \frac{3.21}{2} + \frac{(-7.16)}{3.21} = 7.94 \text{ KN}$$

$$V_D = -6.34 \times \frac{3.21}{2} + \frac{(-7.16)}{3.21} = -12.4 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$

➤ Plancher étage courant (d’habitation) :  $G = 5.56\text{KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5\text{KN/m}^2$

**Tableau III.3 :** Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant

Types de poutrelles	ELU				ELS	
	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travées</sub> (KN.m)	V (KN)		M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travées</sub> (KN.m)
Type 1	M <sub>A</sub> =M <sub>G</sub> =-2.67	M <sub>AB</sub> =5.82	Travée (AB)	V <sub>A</sub> =12.97 V <sub>B</sub> =-8.59	M <sub>A</sub> =M <sub>E</sub> =-1.71	M <sub>AB</sub> =4.23
	M <sub>B</sub> =-7.44	M <sub>BC</sub> =11.68	Travée (BC)	V <sub>B</sub> =15.18 V <sub>C</sub> =-15.57	M <sub>B</sub> =-5.34	M <sub>BC</sub> =8.49
	M <sub>C</sub> =-6.48	M <sub>CD</sub> =3.03	Travée (CD)	V <sub>C</sub> =9.37 V <sub>D</sub> =-10.98	M <sub>C</sub> =-4.65	M <sub>CD</sub> =2.22
	M <sub>D</sub> =-3.89	M <sub>DE</sub> =3.59	Travée (DE)	V <sub>D</sub> =11.82 V <sub>E</sub> =-9.74	M <sub>D</sub> =-2.79	M <sub>DE</sub> =2.63
	M <sub>E</sub> =-7.42	M <sub>EF</sub> =13.44	Travée (EF)	V <sub>E</sub> =16.71 V <sub>F</sub> =-16.27	M <sub>E</sub> =-5.33	M <sub>EF</sub> =-2.19
	M <sub>F</sub> =-8.56	M <sub>FG</sub> =6.71	Travée (FG)	V <sub>F</sub> =9.22 V <sub>G</sub> =-13.92	M <sub>F</sub> =-6.15	M <sub>FG</sub> =4.88
	M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =8.56	M <sub>travees</sub> <sup>max</sup> =13.44	V <sup>max</sup> =16.71		M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =6.15	M <sub>travees</sub> <sup>max</sup> =8.49
Type2	M <sub>A</sub> =M <sub>D</sub> =-1.02	M <sub>AB</sub> =5.82	Travée (AB)	V <sub>A</sub> =12.97 V <sub>B</sub> =-8.59	M <sub>A</sub> =M <sub>D</sub> =-0.73	M <sub>AB</sub> =4.23
	M <sub>B</sub> =-7.44	M <sub>BC</sub> =11.34	Travée (BC)	V <sub>B</sub> =15.32 V <sub>C</sub> =-15.43	M <sub>B</sub> =-5.34	M <sub>BC</sub> =8.25
	M <sub>C</sub> =-7.16	M <sub>CD</sub> =4.98	Travée (CD)	V <sub>C</sub> =7.95 V <sub>D</sub> =-12.41	M <sub>C</sub> =-5.14	M <sub>CD</sub> =3.62
	M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =7.44	M <sub>travees</sub> <sup>max</sup> =11.34	V <sup>max</sup> =15.43		M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =5.34	M <sub>travees</sub> <sup>max</sup> =8.25
Type3	M <sub>A</sub> =M <sub>B</sub> =-2.43	M <sub>AB</sub> =16.24	V <sub>A</sub> =17.80 V <sub>B</sub> =-17.80		M <sub>A</sub> =M <sub>B</sub> =-1.76	M <sub>AB</sub> =11.75

➤ Plancher RDC (commercial) :  $G=5.56\text{KN/m}^2$   $Q=5\text{KN/m}^2$

Tableau III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC

Types de poutrelles	ELU				ELS	
	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travées</sub> (KN.m)	V (KN)		M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travées</sub> (KN.m)
Type 1	M <sub>A</sub> =M <sub>G</sub> =-2.03	M <sub>AB</sub> =8.41	Travée (AB)	V <sub>A</sub> =20.35 V <sub>B</sub> =-12.81	M <sub>A</sub> =M <sub>E</sub> =-1.41	M <sub>AB</sub> =5.95
	M <sub>B</sub> =-12.83	M <sub>BC</sub> =16.68	Travée (BC)	V <sub>B</sub> =23.31 V <sub>C</sub> =-24	M <sub>B</sub> =-8.93	M <sub>BC</sub> =11.83
	M <sub>C</sub> =-11.17	M <sub>CD</sub> =3.72	Travée (CD)	V <sub>C</sub> =14.26 V <sub>D</sub> =-17.05	M <sub>C</sub> =-7.78	M <sub>CD</sub> =2.68
	M <sub>D</sub> =-6.70	M <sub>DE</sub> =4.51	Travée (DE)	V <sub>D</sub> =18.37 V <sub>E</sub> =-14.78	M <sub>D</sub> =-4.66	M <sub>DE</sub> =3.24
	M <sub>E</sub> =-12.8	M <sub>EF</sub> =19.19	Travée (EF)	V <sub>E</sub> =25.74 V <sub>F</sub> =-24.99	M <sub>E</sub> =-8.91	M <sub>EF</sub> =-4.30
	M <sub>F</sub> =-14.77	M <sub>FG</sub> =9.70	Travée (FG)	V <sub>F</sub> =13.75 V <sub>G</sub> =-21.85	M <sub>F</sub> =-10.28	M <sub>FG</sub> =6.87
	M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =14.77	M <sub>travées</sub> <sup>max</sup> =16.68	V <sup>max</sup> =25.74		M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =10.28	M <sub>travées</sub> <sup>max</sup> =11.83
Type2	M <sub>A</sub> =M <sub>D</sub> =-2.03	M <sub>AB</sub> =8.41	Travée (AB)	V <sub>A</sub> =20.35 V <sub>B</sub> =-12.81	M <sub>A</sub> =M <sub>D</sub> =-1.41	M <sub>AB</sub> =5.95
	M <sub>B</sub> =-12.83	M <sub>BC</sub> =16.09	Travée (BC)	V <sub>B</sub> =23.55 V <sub>C</sub> =-23.75	M <sub>B</sub> =-8.94	M <sub>BC</sub> =11.42
	M <sub>C</sub> =-12.34	M <sub>CD</sub> =7.15	Travée (CD)	V <sub>C</sub> =11.81 V <sub>D</sub> =-19.50	M <sub>C</sub> =-8.59	M <sub>CD</sub> =5.07
	M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =12.83	M <sub>travées</sub> <sup>max</sup> =16.09	V <sup>max</sup> =23.75		M <sub>appuis</sub> <sup>max</sup> =8.94	M <sub>travées</sub> <sup>max</sup> =11.42
Type3	M <sub>A</sub> =M <sub>B</sub> =-3.74	M <sub>AB</sub> =24.98	V <sub>A</sub> =27.38 V <sub>B</sub> =-27.38		M <sub>A</sub> =M <sub>B</sub> =-2.63	M <sub>AB</sub> =17.58

➤ Plancher terrasse inaccessible : G=6.01KN/m<sup>2</sup> ; Q=1KN/ m<sup>2</sup>

Tableau III.5 : Sollicitations des poutrelles de la terrasse inaccessible

Types de poutrelles	ELU				ELS	
	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travées</sub> (KN.m)	V (KN)		M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travées</sub> (KN.m)
Type 1	M <sub>A</sub> =M <sub>G</sub> =-1.12	M <sub>AB</sub> =5.83	Travée (AB)	V <sub>A</sub> = 12.71 V <sub>B</sub> =-8.53	M <sub>A</sub> =M <sub>E</sub> =-0.81	M <sub>AB</sub> =4.26
	M <sub>B</sub> =-7.09	M <sub>BC</sub> =11.74	Travée (BC)	V <sub>B</sub> =14.96 V <sub>C</sub> =-15.34	M <sub>B</sub> =-5.14	M <sub>BC</sub> =8.59
	M <sub>C</sub> =-6.17	M <sub>CD</sub> =3.15	Travée (CD)	V <sub>C</sub> =9.26 V <sub>D</sub> =-10.8	M <sub>C</sub> =-4.47	M <sub>CD</sub> =2.32
	M <sub>D</sub> =-3.70	M <sub>DE</sub> =3.72	Travée (DE)	V <sub>D</sub> =11.61 V <sub>E</sub> =-9.63	M <sub>D</sub> =-2.68	M <sub>DE</sub> =2.73

	$M_E = -7.07$	$M_{EF} = 13.51$	Travée (EF)	$V_E = 16.45$ $V_F = -16.04$	$M_E = -5.12$	$M_{EF} = -1.99$
	$M_F = -8.16$	$M_{FG} = 6.72$	Travée (FG)	$V_F = 9.17$ $V_G = -13.64$	$M_F = -5.91$	$M_{FG} = 4.92$
	$M_{appuis}^{max} = 8.16$	$M_{travees}^{max} = 13.51$	$V^{max} = 16.45$		$M_{appuis}^{max} = 5.91$	$M_{travees}^{max} = 8.59$
Type2	$M_A = M_D = -0.973$	$M_{AB} = 5.83$	Travée (A B)	$V_A = 12.71$ $V_B = -8.53$	$M_A = M_D = -0.705$	$M_{AB} = 4.26$
	$M_B = -7.1$	$M_{BC} = 11.42$	Travée (BC)	$V_B = 15.1$ $V_C = -15.21$	$M_B = -5.14$	$M_{BC} = 8.36$
	$M_C = -6.82$	$M_{CD} = 5$	Travée (CD)	$V_C = 7.9$ $V_D = -12.15$	$M_C = -4.94$	$M_{CD} = 3.66$
	$M_{appuis}^{max} = 7.1$	$M_{travees}^{max} = 11.42$	$V^{max} = 15.21$		$M_{appuis}^{max} = 5.14$	$M_{travees}^{max} = 8.36$
Type3	$M_A = M_B = -2.40$	$M_{AB} = 16.01$	$V_A = 17.54$ $V_B = -17.54$	$M_A = M_B = -1.75$	$M_{AB} = 11.67$	

➤ Plancher terrasse accessible :  $G = 6.01 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**Tableau III.6 :** Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible

Types de poutrelles	$M_{appuis}$ (KN.m)	$M_{travées}$ (KN.m)	V (KN)		$M_{appuis}$ (KN.m)	$M_{travées}$ (KN.m)
Type 1	$M_A = M_G = -1.24$	$M_{AB} = 6.20$	Travée (AB)	$V_A = 13.76$ $V_B = -9.14$	$M_A = M_G = -0.89$	$M_{AB} = 4.51$
	$M_B = -7.86$	$M_{BC} = 12.46$	Travée (BC)	$V_B = 16.12$ $V_C = 16.54$	$M_{BC} = -5.65$	$M_{BC} = 9.07$
	$M_C = -6.84$	$M_{CB} = 3.25$	Travée (CD)	$V_C = 9.96$ $V_D = 11.66$	$M_{CB} = -4.92$	$M_{CB} = 2.39$
	$M_D = -4.10$	$M_{DE} = 3.85$	Travée (DE)	$V_D = 12.55$ $V_E = -10.35$	$M_{DE} = -2.95$	$M_{DE} = 2.82$
	$M_E = -7.84$	$M_{EF} = 14.33$	Travée (EF)	$V_E = 17.74$ $V_F = -17.28$	$M_{EF} = -5.64$	$M_{EF} = -2.29$
	$M_F = -9.04$	$M_{FG} = 7.15$	Travée (FG)	$V_F = 9.81$ $V_G = -14.77$	$M_{FG} = -6.50$	$M_{FG} = 5.20$
	$M_{appuis}^{max} = 9.04$	$M_{travees}^{max} = 14.33$	$V^{max} = 17.74$		$M_{appuis}^{max} = 6.50$	$M_{travees}^{max} = 9.07$

Tableau III.7: Les sollicitations maximales aux états limitent

Etage	Type de poutrelle	ELU				ELS		$M_{max}^{trav}$
		$M_{max}^{appuis}$ (KN.m)		$M_{max}^{travees}$	$V_{max}$	$M_{max}^{appuis}$ (KN.m)		
		Rive	Interne			Rive	Interne	
RDC	1	2.03	14.77	16.68	25.74	1.41	10.32 8	11.83
	2	2.03	12.83	16.09	23.75	1.41	8.94	11.42
	3	3.74	/	24.98	27.38	2.63	/	17.58
Etage courant	1	2.67	8.56	13.44	16.71	1.71	6.15	8.49
	2	1.02	7.44	11.34	15.43	0.73	5.34	8.25
	3	2.43	/	16.24	17.8	1.76	/	11.75
Terrasse accessible	1	1.24	9.04	14.33	17.74	0.89	6.5	9.07
Terrasse inaccessible	1	1.12	8.16	13.51	16.34	0.81	5.91	8.59
	2	0.973	7.1	11.42	15.21	0.705	5.14	8.36
	3	2.4	/	16.01	17.54	1.75	/	11.67

III.2.1.4.2. Ferrailage des poutrelles

III.2.1.4.2.1 Poutrelles du plancher d'étage courant

1. Les sollicitations maximales :

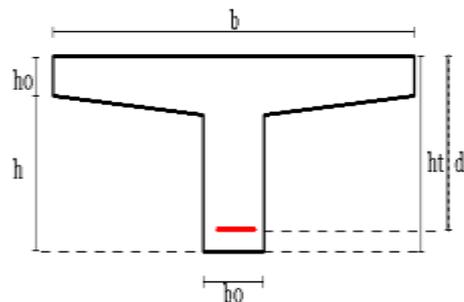
$M_{t_{max}} = 16.24 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a_{inter}} = 8.56 \text{ KN.m}$  ;

$M_{a_{rive}} = 2.67 \text{ KN.m}$  ;  $V_{MAX} = 17.8 \text{ KN}$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b = 65 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $h_t = 24 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 22 \text{ cm}$



1. Ferrailage longitudinal

Calcul à l'ELU :

a) En travée :

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

$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.22 - 0.04 / 2) \Rightarrow M_{tu} = 73.67 \text{ KN.m}$

$M_{tu} > M_u = 22.56 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire

$$U_{bu} = \frac{M_{t_{max}}}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{16.24 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0364$$

$U_{bu} < 0.186$  (pivot A)

$F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$U_{bu} < U_L = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0364}) = 0.0464$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.0464) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_t = (16.24 \times 10^{-3}) / (348 \times 0.216) = 2.16 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2 \quad A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**b) Aux appuis :**

**1. Appuis intermédiaire :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$M_a^{\text{inter}} = 8.56 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.56 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.124$$

$$U_{bu} < 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$U_{bu} < U_L = 0.39 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}}) = 0.167$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.205 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = (8.56 \times 10^{-3}) / (348 \times 0.205) = 1.2 \text{ cm}^2.$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times F_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}$$

$$A_{\min} < A_a^{\text{int}} \text{ Le choix } A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times F_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}$$

$$A_{\min} < A_a^{\text{int}} \text{ Le choix } A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**2. Appuis de rives**

$$M_a^{\text{inter}} = 2.67 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0388$$

$$U_{bu} < 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$U_{bu} < U_L = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}}) = 0.0495$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.2156 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = (2.67 \times 10^{-3}) / (348 \times 0.215) = 0.355 \text{ cm}^2.$$

### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times F_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_a^{\text{int}} \quad \text{Le choix } A = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

## 2. Ferrailage transversale

### 1. vérification de la contrainte de cisaillement : $V_u = 17.80 \text{ KN}$

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_v = (V_u / b_0 \times d) = (17.8 \times 10^{-3}) / (0.1 \times 0.22) = 0.81 \text{ MPa}$$

$\tau_v < \bar{\tau}_u$  .....condition vérifiée, pas de risque de cisaillement

#### ➤ Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_l \text{ min} ; h/35 ; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min(8 ; 24/35 ; 10/10) = 0.6 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

On choisit un étrier  $\Phi_t$   $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

#### ➤ Espacement :

$St \leq \min$  :

- $(0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm}$
- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm}$
- $\frac{A_t \times 0.8 \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(T_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} = 66.08 \text{ cm}$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$

## 2. vérifications diverse :

### a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

**a.1) Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$a \leq 0.9 \cdot d = 0.198 \text{ m}$  soit :  $a = 0.2 \text{ m}$

$V_u = 17.8 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.2 \times 0.1 \times 25000 = 133.5 \text{ KN}$  **condition vérifiée**

**3. Vérification des armatures longitudinales :****➤ Appuis intermédiaire :**

$$A_L \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L \geq \frac{1.15}{400} \left( 17.8 - \frac{8.56}{0.9 \times 0.22} \right) \times 10 = -0.000731 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$ . Donc  $A_L = 3.39 + 2.26 = 5.65 \text{ cm}^2$  **condition vérifiée.**

**➤ Appuis de rives :**

$$\frac{\gamma_s \times V_d}{f_e} = \frac{1.15 \times 0.0178}{400} = 0.0000511 \text{ cm}$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$   $A_L = 3.39 + 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2$

**III.2.1.5. Vérification des poutrelles a l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

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

**III.2.1.5.1. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**III.2.1.5.2. Etat limite de compression du béton**

**Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

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

$$M_{t \max} = 11.75 \text{ KN.m} ; M_a = 6.15 \text{ KN.m}$$

**a. En travée :****• Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = (b \times h_0^2 / 2) - 15 \times A \times (d - h_0) = (65 \times 4^2 / 2) - 15 \times 3.39 \times (22 - 4) = -395.3 \text{ cm}^3$$

$H < 0$  vérification des contraintes pour une section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 \times [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[ (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$5y^2 + 270.85 y - 1228.7 = 0$$

Après résolution de l'équation  $y = 5.13 \text{ cm}$

**Calcul de I :**

$$I = (b/3) y^3 - (b-b_0) \times ((y-h_0)^3/3) + 15A (d-y)^2 + 15A'(d'-y')^2 A' = 0$$

$$I = (65/3) \times 5.13^3 - (65-10) \times ((5.13-4)^3/3) + 15 \times 3.39 \times (22-5.13)^2 + 0$$

$$I = 17397 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = (11.75 \times 10^{-3}) \times 5.13 \times 10^{-2} / (17397 \times 10^{-8}) = 3.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

**b. Aux appuis :**

**Appuis intermédiaire :**

$$y = 4.29 \text{ cm} \quad I = 1136 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

### III.2.1.5.3. Etat limite de déformation

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots 2 \quad \text{Pour notre cas on a : } h=24 \text{ cm, } l=5.45 \text{ m}$$

$$\triangleright \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

$$\frac{h}{l} = 0.044 \leq \frac{1}{16}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article.

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

Avec :

- $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- $f_{ji}$  : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- $f_{pi}$  : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

Les propriétés de la section :  $A = 3.39 \text{ cm}^2$  ;  $y = 5.13 \text{ cm}$  ;  $I = 17397 \text{ cm}^4$ .

$$- \rho = \frac{A}{b \times d} = 0.0154$$

- $I_f = 1.1 \times (I_0/1 + \lambda_\mu)$
- $A = 4.21 \text{ cm}^2 \quad y_G = 2.51 \text{ cm}$
- $I_0 = \left( \frac{b_0 \times h^3}{3} + (b_0 \times h) \left( \frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right) + \left( (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + 15 \times A (d - y_G)^2$
- $I_0 = 33297.5 \text{ cm}^4$
- $\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{2 + 3 \times \frac{b_0}{b}} \times (1/\rho) = 2.77 \quad ; \quad \lambda_v = 1.107$

$q_{jser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times (3.3 + 0.9) = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.56 = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.56 + 1.5) = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 5.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 6.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

- $M_j = 3.86 \Rightarrow \sigma_{sj} = 56.18 \text{ Mpa} \Rightarrow \mu_j = 0.339$
- $M_g = 5.11 \Rightarrow \sigma_{sg} = 74.38 \text{ Mpa} \Rightarrow \mu_g = 0.450$
- $M_p = 6.49 \Rightarrow \sigma_{sp} = 94.45 \text{ Mpa} \Rightarrow \mu_p = 0.536$

### Calcul des moments d'inerties fictifs

- $I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times U_j} = \frac{1.1 \times 33297.5}{1 + 2.77 \times 0.339} = 18884.2 \text{ cm}^4$
- $I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times U_g} = \frac{1.1 \times 33297.5}{1 + 2.77 \times 0.45} = 16305.2 \text{ cm}^4$
- $I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times U_p} = \frac{1.1 \times 33297.5}{1 + 2.77 \times 0.536} = 14745.4 \text{ cm}^4$
- $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times U_g} = \frac{1.1 \times 33297.5}{1 + 1.707 \times 0.536} = 24441.9 \text{ cm}^4$

### Calcul des flèches

- $f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 0.839$
- $f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 1.28$
- $f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 1.81$
- $f_{vg} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} = 2.57$

La flèche totale  $\Delta f$ :  $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.57 - 0.839 + 1.81 - 1.28 = 0.226 \text{ cm}$

### Valeur limite de la flèche

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \quad \text{Si la portée } l \leq 5 \text{ m. Sinon à : } 0.005 + \frac{l}{500}$$

Dans notre cas on a :  $l = 3.65 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm}$ .

$\Delta f = 0.226 \text{ cm} < 0.73 \text{ cm}$ . **La flèche est vérifiée**

### III.2.1.5.4. Poutrelles du plancher de l'étage courant

**Tableau III.8 :** Evaluation de la flèche dans le plancher de l'étage courant

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.65	3.39	3.86	5.11	6.49	17397	33297.5
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
5.13	18884.2	16305	14745	24442	0.226	0.73

### III.2.1.5.5. Poutrelles du plancher de RDC

**Tableau III.9 :** Evaluation de la flèche dans le plancher de RDC

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.65	3.39	3.86	5.11	9.71	17397	33297.5
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
5.13	18884.2	16305	12957	24442	0.352	0.73

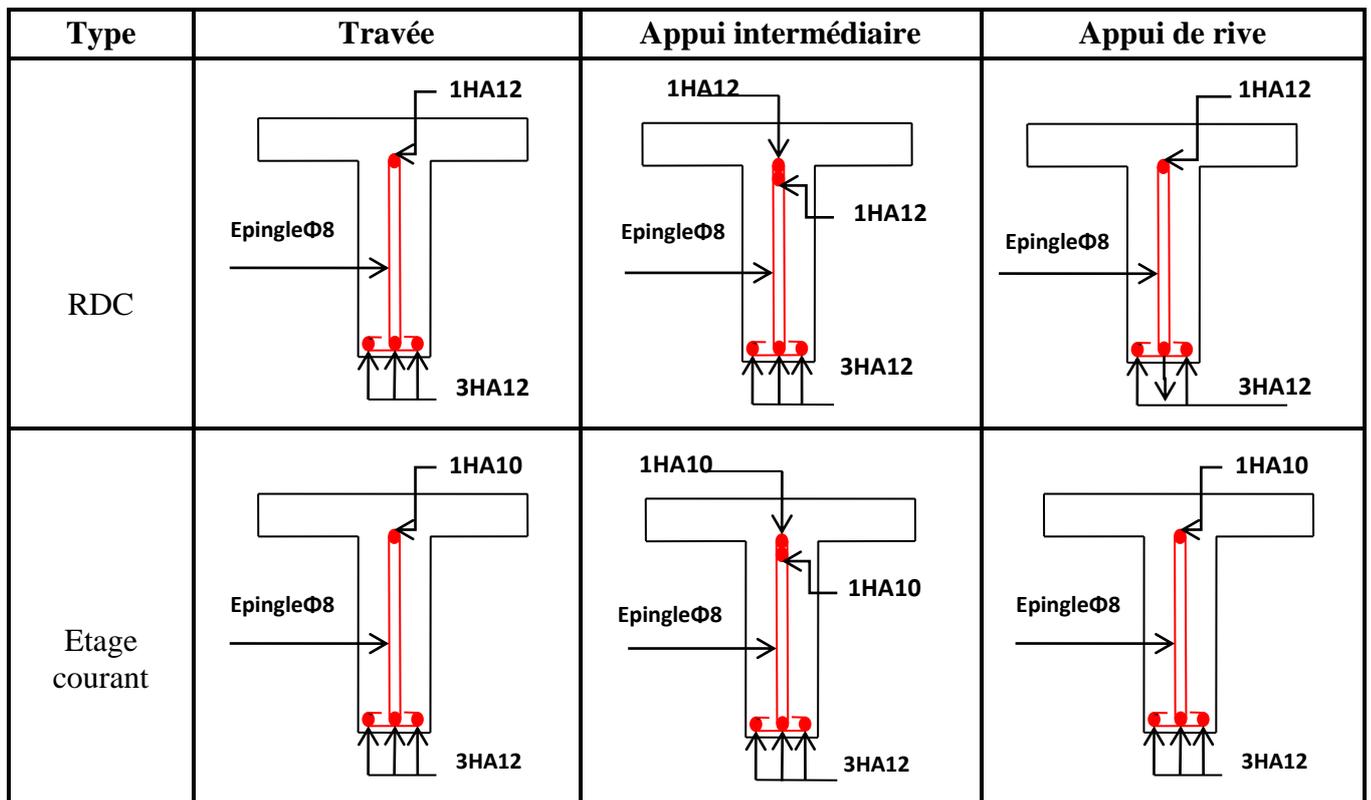
### III .2.1.6. Ferrailage des poutrelles

**Tableau.III.10 :** Tableau du ferrailage des poutrelles

		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	24.98	0.056	0.072 1	0.213	3.36	1.73	3HA12=3.39
	Appui Intermédiaire	14.77	0.215	0.306	19.3	2.20	0.27	2HA12=2.26
	Appui de rive	3.74	0.054	0.067	21.4	0.502	0.27	1HA12=1.73
ETAG- E Courant	Travée	16.24	0.036	0.046	21.6	2.16	1.73	3HA12=3.39
	Appui Intermédiaire	8.56	0.124	0.167	20.5	1.20	0.27	2HA10=1.57

	Appui de rive	2.67	0.039	0.049	21.5	0.355	0.27	1HA10=0.79
Terrasse Accessible	Travée	14.33	0.032	0.041	21.6	1.9	1.73	3HA10=2.36
	Appui Intermédiaire	9.04	0.132	0.177	20.4	1.27	0.27	1HA8+1HA10=1.29
	Appui de rive	1.24	0.018	0.022	21.7	0.16	0.27	1HA8=0.5
Terrasse inaccessible	Travée	16.01	0.036	0.045	21.6	2.14	1.73	3HA12=3.39
	Appui Intermédiaire	9.04	0.119	0.159	20.6	1.14	0.27	2HA10=1.57
	Appui de rive	2.4	0.035	0.044	21.6	0.32	0.27	1HA10=0.79

Tableau.III.11 : Schémas de ferrailage des différents types de poutrelles



Terrasse accessible			
Terrasse inaccessible			

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A^{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A^{\perp} / 2 = 0.553 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$4\text{HA}6/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ perpendiculaires aux poutrelles} \rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20\text{cm} \quad \dots \text{Vérifiée.}$$

$$3\text{HA}6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ parallèles aux poutrelles} \rightarrow St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \dots \text{Vérifiée.}$$

### III.3. Plancher à dalle pleine

Le rapport des deux dimensions de la plaque ( $L_x/L_y$ ), est nécessaire pour l'étude de dalles.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

Types de dalles pleines :

Type 1 : dalles sur un seul appui. (D1, D2, D3, D4, D5)

Type 2 : dalles sur 2 appuis. (D6, D9)

Type 3 : dalle sur 3 appuis. (D7, D8)

Type 4 : dalles sur 4 appuis. (D10)

➤ 3<sup>ème</sup> Type : dalle sur trois appuis (D8)

$L_x=1.19 \text{ m}$

$L_y=3.21\text{m}$

Charge permanente :  $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$ .

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

$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = 0.37 < 0.4 \Rightarrow$  Travail comme un consol

**Méthode de calcul :** on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{oy} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_{ox} = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{array} \right. \\ l_x < \frac{l_y}{2} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{oy} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{ox} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

On a  $\frac{l_y}{2} = 1.6\text{m} > l_x = 1.21\text{m}$  Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Evaluation des charges et surcharge :**

$G= 5.11 \text{ KN/m}^2$   $Q= 3.5 \text{ KN/m}^2$   $e= 15 \text{ cm}$

$P_u = (1,35 G+ 1.5 Q)$

$P_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 3.5) = 12.15 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul à l'ELU**

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$M_{0x}=13.96 \text{ KN.m}$

$M_{0y}=3.41 \text{ KN.m}$

$M_x^t =0.85 \times M_{0x} = 11.86 \text{ KN.m}$

$M_y^t =0.85 \times M_{0y}=2.9 \text{ KN.m}$

$M_x^a =-0.4 \times M_{0x}=-4.18 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.4 \times M_{0y} = -1.02 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} = \frac{12.15 \times 1.2}{2} = 7.23 \text{ KN}$$

**Ferraillage**

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{soit } \phi = 1 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 15 - \left(\frac{1}{2} + 2\right) = 12.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 15 - \left(\frac{1}{2} + 1 + 2\right) = 11.5 \text{ cm}$$

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

**a) Selon Lx :**

**En travée :**

$$M_x^t = 11.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.053 < \mu_\ell = 0.0495 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0635 ; z = 0.126 \text{ m}$$

$$A_s = (11.86 \cdot 10^{-3}) / (0.126 \times 348) = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**En appuis :**

$$M_x^a = -4.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0174 < \mu_\ell = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.022 ; z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_s = (4.18 \cdot 10^{-3}) / (0.128 \times 348) = 0.93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{x \min} = \rho_0 \times b \times h$$

Avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour fe400

$$A_{x \min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{\min}^t < A_s$  on choisit

$A_{\min}^a < A_s$  on choisit

**a) Selon Ly :**

**En travée :**

$$M_y^t = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0.0121 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,016 ; z = 0,126m$$

$$A_s = (2.9 \cdot 10^{-3}) / (0,126 \times 348) = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**En appuis :**

$$M_y^a = -1.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0.0042 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0053 ; z = 0,129m$$

$$A_s = (1.02 \times 10^{-3}) / (0.129 \times 348) = 0.226 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{y \min} = \rho_0 \times b \times h$$

Avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour fe400

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 1 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{y \min} > A_s^t$  et  $A_{y \min} > A_s^a$  donc on ferraille avec  $A_{\min}$

$$A_y^t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ et } A_y^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures :**

$$FN : S_t \leq \min (2e, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (30\text{cm}, 25\text{cm}).$$

On opt:  $S_t = 25\text{cm}$

**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{7.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$\tau_u = 0.056 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa}$ ..... Vérifié (Pas de risque de cisaillement)

**Vérification à l'ELS**

$$P_s = G + Q = 8.61 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = 9.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 2.41 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 2.05 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.4 \times M_{0x} = -2.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.4 \times M_{0y} = -0.725 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes**

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d$

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

**Tableau III.12 : Les résultats de la vérification**

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	remarque
travée x-x	8.41	3.06	5608.74	4.59	15	Vérifiée
travée y-y	2.05	0.453	5108.08	0.182	15	Vérifiée
Appui x-x	2.96	2.51	3844.8	1.94	15	Vérifiée
Appui y-y	0.725	2.51	3844.8	0.474	15	Vérifiée

**La contrainte dans l'acier :**

**Sens x-x**

**Travée :**  $\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

$$15 \times \frac{8.41 \cdot 10^{-3}}{5608.74 \times 10^{-8}} (0,13 - 0,0306) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 223.62 > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{on opte pour}$$

$$A = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 180.22 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

**Sens y-y**

**Travée :**  $15 \times \frac{2.05 \cdot 10^{-3}}{5108.08 \cdot 10^{-8}} (0,13 - 0,00453) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$

$$\sigma_{st} = 75.93 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

**Sens x-x**

**Appui :**  $15 \times \frac{2.96 \cdot 10^{-3}}{3844.8 \cdot 10^{-8}} (0,13 - 0,0251) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$

$$\sigma_{st} = 121.45 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

**Sens y-y**

Appui :  $15 \times \frac{0,725 \cdot 10^{-3}}{3844.8 \cdot 10^{-8}} (0,13 - 0,0251) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$

$\sigma_{st} = 29.67 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... Vérifier

Tableau III.13 : sollicitations maximales des dalles pleines

Types	Sollicitations								
	ELU					ELS			
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	$M_x^a$ (KN.m)	$M_y^a$ (KN)	V KN	$M_x^{travée}$ KN.m	$M_y^{travée}$ KN.m	$M_x^a$ KN.m	$M_y^a$ Kn.m
D1, D2, D3, D4, D5	2.52	/	/	/	8.5	1.79	/	/	/
D6, D9	12.81	/	/	/	17.99	9.21	/	/	/
D7	9.96	2.9	3.51	1.02	6.5	7.06	2.05	2.49	0.725
D8	11.86	2.9	4.18	1.02	7.23	8.41	2.05	2.96	0.725
D10	10.17	9.02	3.58	3.18	16.36	7.20	6.39	2.54	2.25

Tableau III.14 : ferrailage adopté aux dalles pleines

Type	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	
D1, D2, D3, D4, D5	0.0105	0.0132	0.129	0.559	1.2	4HA8=2.01	
D6, D9	0.053	0.068	0.126	2.91	1.2	5HA10=3.93	
D7	Travée x-x	0.0416	0.053	0.127	2.25	1.2	4HA10=3.14
	Appuis x-x	0.0146	0.0185	0.129	0.783	1.2	4HA8=2.01
	Travée y-y	0.0121	0.0152	0.129	0.645	1.2	4HA8=2.01
	Appuis y-y	0.0042	0.0053	0.129	0.226	1.2	4HA8=2.01
D8	Travée x-x	0.0495	0.0635	0.126	2.69	1.2	5HA10=3.93
	Appuis x-x	0.0174	0.022	0.128	0.934	1.2	4HA8=2.01
	Travée y-y	0.0121	0.0152	0.129	0.645	1.2	4HA8=2.01
	Appuis y-y	0.0042	0.0053	0.129	0.226	1.2	4HA8=2.01
D10	Travée x-x	0.067	0.046	0.127	1.98	1.2	4HA8=2.01
	Appuis x-x	0.0116	0.0146	0.129	0.619	1.2	4HA10=3.14
	Travée y-y	0.0276	0.042	0.127	1.81	1.2	4HA10=3.14
	Appuis y-y	0.0116	0.0146	0.129	0.619	1.2	4HA8=2.01

Tableau III.15 : Vérification de l'effort tranchant

Type	$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs.
D1, D2, D3, D4, D5	8.5	$0.065 \leq 1.25$	Vérifier
D6, D9	17.99	$0.138 \leq 1.25$	Vérifier
D7	6.5	$0.05 \leq 1.25$	Vérifier

<b>D8</b>	7.22	$0.05 \leq 1.25$	Vérifier
<b>D10</b>	2.09	$0.155 \leq 1.25$	Vérifier

**Tableau III.16.** Vérifications les contraintes à ELS

Type	$M^s$ KN.m	Y cm	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPA	Obs	
<b>D1, D2, D3, D4, D5</b>	1.79	2.51	3844.8	$1.17 < 15$	vérifier	$73.22 < 201.63$	V	
<b>D6, D9</b>	9.21	3.37	6742.6	$4.604 < 15$	vérifier	$197.40 < 201.63$	V	
<b>D7</b>	Travée x-x	7.06	4.12	6045.2	$4.81 < 15$	vérifier	$155.66 < 201.63$	V
	Appuis x-x	2.49	2.51	3844.8	$1.63 < 15$	vérifier	$101.99 < 201.63$	V
	Travée y-y	2.05	2.51	3844.8	$1.34 < 15$	vérifier	$84.08 < 201.63$	V
	Appuis y-y	0.725	2.51	3844.8	$0.474 < 15$	vérifier	$29.67 < 201.63$	V
<b>D8</b>	Travée x-x	8.41	3.06	5608.74	$4.59 < 15$	vérifier	$180.22 < 201.63$	V
	Appuis x-x	2.96	0.45	5108.08	$0.182 < 15$	vérifier	$75.93 < 201.63$	V
	Travée y-y	2.05	2.51	3844.8	$1.74 < 15$	vérifier	$121.45 < 201.63$	V
	Appuis y-y	0.725	2.51	3844.8	$0.474 < 15$	vérifier	$29.67 < 201.63$	V
<b>D10</b>	Travée x-x	7.20	3.37	6742.6	$3.60 < 15$	vérifier	$154.35 < 201.63$	V
	Appuis x-x	2.54	3.06	5608.7	$3.93 < 15$	vérifier	$104.01 < 201.63$	V
	Travée y-y	6.39	3.06	5608.7	$3.48 < 15$	vérifier	$169.97 < 201.63$	V
	Appuis y-y	2.25	2.51	3844.8	$1.47 < 15$	vérifier	$92.31 < 201.63$	V

**La vérification de la flèche :** La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

**Tableau III.17.** Vérifications des conditions

Type	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{At}{b * d}$	$\frac{2.4}{f_e}$	$\frac{At}{b * d} \leq \frac{2.4}{f_e}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10Mo}$
<b>D1, D2, D3, D4, D5</b>	0.107	0.0625	vérifier	0.0015	0.006	vérifier	/	vérifier
<b>D6, D9</b>	0.126	0.0625	vérifier	0.0024	0.006	vérifier	/	vérifier
<b>D7</b>	x-x	0.126	vérifier	0.0024	0.006	vérifier	0.050	vérifier
	y-y	0.126		0.0015			0.006	0.014
<b>D8</b>	x-x	0.126	vérifier	0.0024	0.006	vérifier	0.085	Vérifier
	y-y	0.126		0.0015			0.006	0.085
<b>D10</b>	x-x	0.03	NON	0.0015	0.006	vérifier	0.085	Vérifier
	y-y	0.03	vérifier	0.0015			0.006	0.085

La vérification de la flèche est nécessaire seulement pour la dalle D10

**Sens x-x**

$L_x$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
4.9	2.01	3.69	5.03	8.48	3844.81	29037
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta_f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)

2.51	31941	31941	11287	31941	0.704	0.98
------	-------	-------	-------	-------	-------	------

**Sens y-y**

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
5.15	3.14	3.41	4.65	7.83	5608.7	29549.8
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δ <sub>f</sub> (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.05	32505	32505	16873	32505	0.527	1.035

**Valeur limite de la flèche**

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ Si la portée } l \leq 5 \text{ m. Sinon à : } 0.005 + \frac{l}{500}$$

Dans notre cas on a :  $lx = 4.9 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$ .

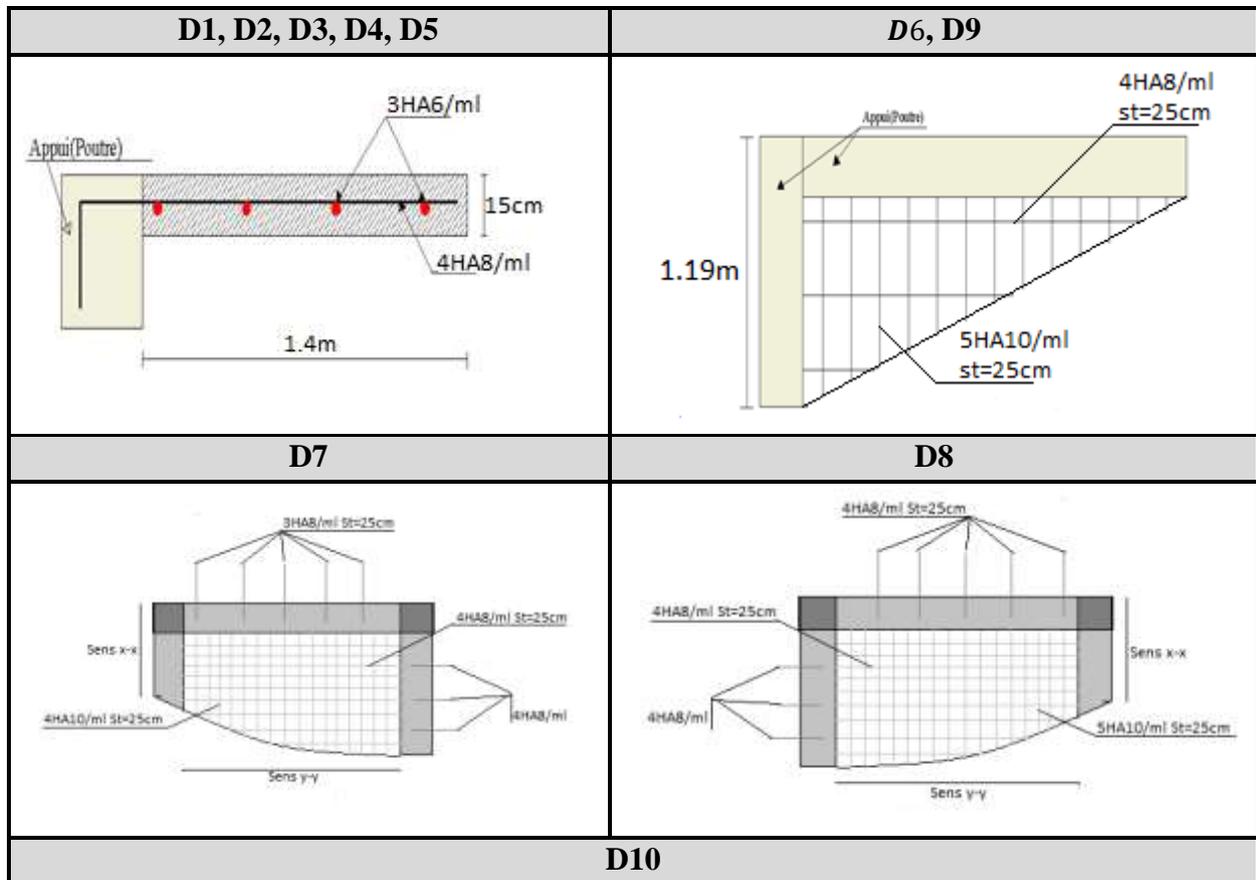
$$Ly = 5.15 \Rightarrow f_{adm} = 0.005 + \frac{515}{500} = 1.035$$

**Sens x-x**

$\Delta f = 0.704 \text{ cm} < 0.98 \text{ cm}$ . **La flèche est vérifiée.**

**Sens y-y**

$\Delta f = 0.527 \text{ cm} < 1.035 \text{ cm}$ . **La flèche est vérifiée.**



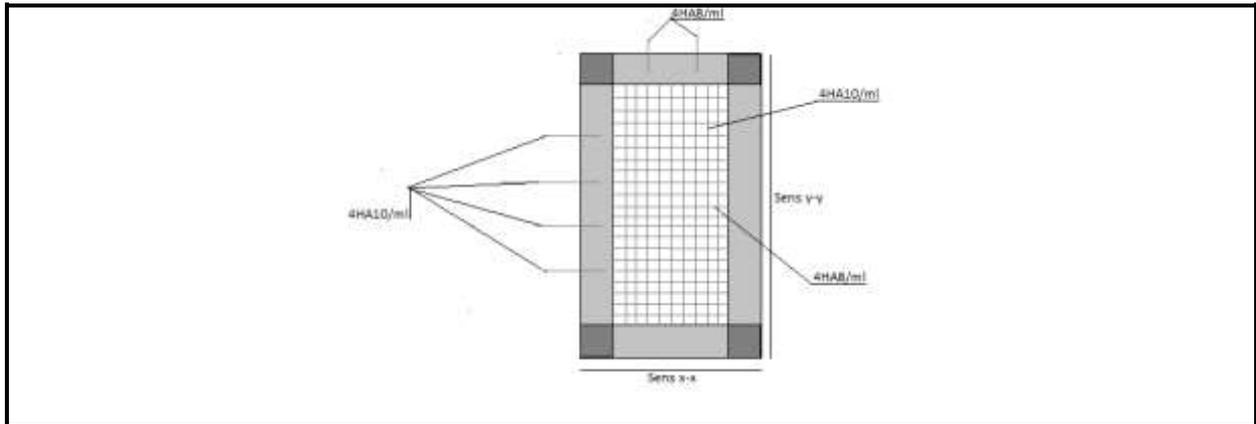


Figure.III.18 : Schéma de ferrailage des dalles pleines

### III.4. Etude de l'acrotère

#### III.4.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ La fissuration est considéré préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée

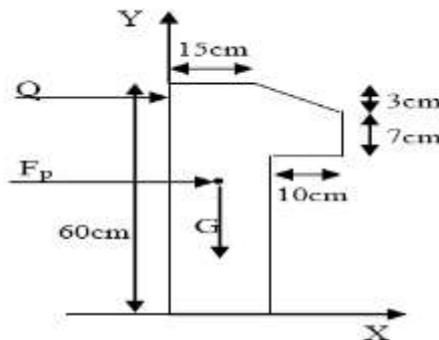


Figure III.2 : Schéma de L'acrotère

#### III.4.2 Evaluation des charges et surcharges

##### ➤ Poids propre et la surcharge d'exploitation

Le résultat est donné dans le tableau ci-dessous

Tableau III 18 : surcharge d'exploitation de l'acrotère

Surface (m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0985	2.9425	1

##### ➤ La force sismique

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3}) [1]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa)

A= 0.15).

C<sub>p</sub>: Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0.8).

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère.

Donc : F<sub>p</sub> = 4×0.15×0.8×2.9425 = 1.4124KN

**III.4.3 : Calcul des sollicitations**

**Calcul du centre de gravité :**

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

X<sub>c</sub> = 0.213 m

Y<sub>c</sub> = 0.284 m

❖ **L'acrotère est soumis à :**

M<sub>G</sub> = 0KN.m

M<sub>Q</sub> = Q × h      M<sub>Q</sub> = 1 × 0.6 = 0.60KN.m      ⇒      M<sub>Q</sub> = 0.60 KN.m

M<sub>Fp</sub> = F<sub>p</sub> × Y<sub>c</sub>      M<sub>Fp</sub> = 1.4124 × 0.284 = 0.4011 KN.m      ⇒      M<sub>Fp</sub> = 0.4011 KN.m

➤ **Différentes combinaisons à utiliser**

**Tableau III.19 : les différentes combinaisons à utiliser**

Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + F <sub>p</sub>	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2.9425	3.97	2.9425
M (KN)	1	0.9	0.6

**III.4.4. Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion composée

➤ **Calcul de l'excentricité**

e<sub>0</sub> = M<sub>U</sub> / N<sub>u</sub> = 0.9 / 3.97 = 22.67cm

h/6 = 0.60/6 = 0.1cm      e<sub>0</sub> > H/6

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua} = N_u \times e$ , les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u/N_u$ ) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est :  $e = e_0 + e_a + e_2$

**Avec :**

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$ , tels que L : portée de l'élément  $L = 60\text{cm}$

$e_a = \max(2\text{cm}, 60/250) = \max(2\text{cm}; 0.24\text{cm}) = 2\text{cm}$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\varphi) \dots\dots\dots \text{(RPA.Art A.4.3.5)[1]}$$

$\varnothing$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

D'où :  $e = 22.67 + 0.576 + 2 = 25.24\text{cm}$

Les sollicitations deviennent alors :

$$N_u = 3.97\text{KN}$$

$$M_u = 3.97 \times 0.2524 = 1\text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à L'ELU**

On calcule les armatures à L'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à L'ELS  $e_0 > H/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_F = M_u + N_u (d - h/2) = 1 + 3.97 (0.13 - 0, 15/2) = 1.2183\text{ KN.m}$$

$$M_F = 1.2183\text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{1,2183 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0059 < 0,392 \text{ d'ou } A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0059}}{0,8} = 0,0074$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,0074) = 0,119$$

$$A_t = \frac{M_f}{Z \times f_s} = \frac{1,2183 \times 10^{-3}}{0,119 \times 348} = 0,294 \text{ cm}^2$$

Donc la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,294 \times 10^{-4} - \frac{3,97 \times 10^{-3}}{348} = 0,179 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400}$$

$A < A_{\min}$                       On adopte :       $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$

➤ **Armature de répartition :**

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

Soit :  $4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1,4124 + 1 = 2,4124 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1,4124 \times 10^{-3} / (1 \times 0,13) = 0,0117 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,2 \times f_{c28} / 1,5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3,33; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3,33 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$  .....Condition vérifiée

➤ **Calcul à l'ELS :**

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

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

$d = 0.12 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2.9425 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 0.6 \text{ KN}$  ;  $\eta = 1.6$  pour les HA (haute adhérence)

➤ **vérification des contraintes**

**Le béton :** 
$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

**L'acier :** 
$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2.9425} = 0,204 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{H}{2} = \frac{0.15}{2} = 0,075 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Position du centre de poussée**

$$C = d - e_G \Rightarrow C = 0.13 - 0.204 = -0.084 \text{ m}$$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots *$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

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

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.084)^2 + (0.13 + 0.084) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.017 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0.084)^3 + (0.13 + 0.084)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.002 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$= q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 3,03 \times 10^{-6}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = 0.0848 \Rightarrow y_{ser} = 0.0008 \text{ m}$ .

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15 A (d - y) = 3.59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 6.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 14.655 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

➤ Schéma de ferrailage

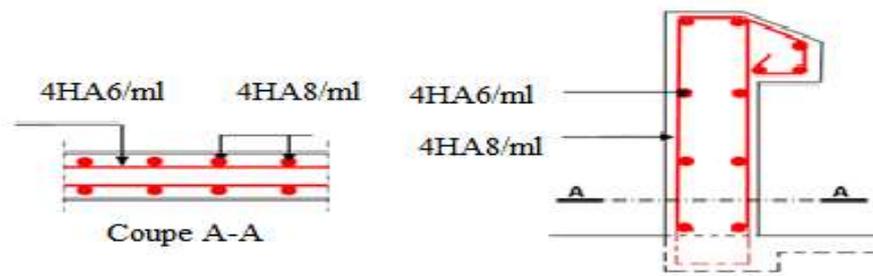


Figure III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.5. Etude des escaliers

L'escalier du RDC et d'étages courants sont identiques

a) Type 1 : escaliers droit à une seule volée (RDC).

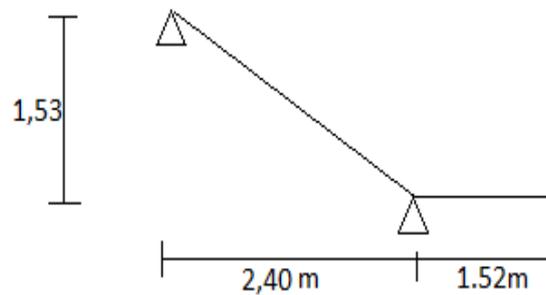


Fig. III.4 : Schéma statique

✓ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G_{\text{volée}} = 6.91 \text{ KN/ml} \quad Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G_{\text{palier}} = 5.86 \text{ KN/ml} \quad Q_{\text{palier}} = 5 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'ELU:

• La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1,35G_v + 1,5q_v = 1,35 \times 6,91 + 1,5 \times 2,5 = 13,07 \text{ KN/ml}$$

• La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1,35G_p + 1,5q_p = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 5 = 15,41 \text{ KN/ml}$$

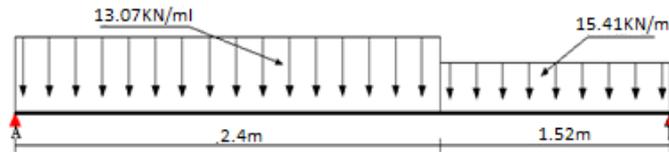


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier

✓ **Calcul des sollicitations :**

**Calcul des réactions :**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$R_A = 31.24 \text{ KN.}$

$R_B = 23.55 \text{ KN.}$

✓ **Calcul des moments :**

**1er tronçon :  $0 < x < 2.40 \text{ m}$**

$M = 31.24 x - 6.54 x^2$

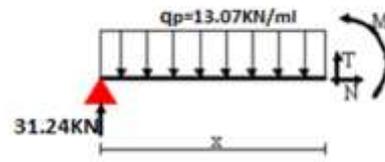
$T = 13.07 x - 31.24$

Pour  $x=0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m.}$

$T = -31.24 \text{ KN}$

Pour  $x=2.40 \rightarrow M = 37.3 \text{ KN.m}$

$T = 0.128 \text{ KN}$



✓ **2ème tronçon :  $0 \text{ m} < x < 1.52 \text{ m}$**

$M = 23.55 x - 7.71 x^2$

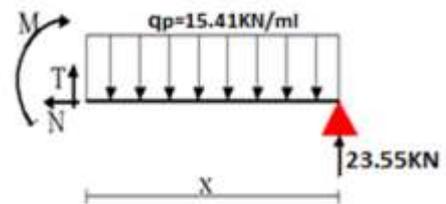
$T = 15.41 x - 23.55$

Pour  $x=0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m.}$

$T = -23.55 \text{ KN}$

Pour  $x=1.52 \rightarrow M = 17.98 \text{ KN.m}$

$T = -0.127 \text{ KN}$



✓ **Calcul  $M^{\text{max}}$  :**

$M^{\text{max}} = M(x)$

✓ **Calcul de**

$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.52 \text{ m}$

Donc  $M^{\text{max}} = 32.37 \text{ KN.m.}$

✓ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 32.37 = -16.18 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 32.37 = 27.51 \text{ KN.m.}$$

✓ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

$$e = 18 \text{ cm} \quad d = 16 \text{ cm}$$

**Tableau III.20 :** Tableau de ferraillage escalier RDC

	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St
En travée	27.51	0.075	0.098	0.153	5.14	1.93	5HA12=5.65	20
En appui	16.18	0.044	0.057	0.156	2.97	1.93	3HA12=3.39	33

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = -31.24 \text{ KN}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section  $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des espacements :**

- Armatures principales :  $S_t = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots$  Condition vérifiée.
- Armatures secondaires :  $S_t = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33 \text{ cm} \dots \dots$  Condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS :**

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 6.91 + 2.5 = 9.41 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.86 + 5 = 10.86 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21 :** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

	$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	16.75	22.34	1.77	22.53	19.15	4.42	14243	4.61	15	vérifier

En appui	16.75	22.34	1.77	22.53	11.26	3.55	9373.2	2.65	15	vérifier
----------	-------	-------	------	-------	-------	------	--------	------	----	----------

✓ Etat de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{392} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.22 : Evaluation de la flèche

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	
3.92	5.65	9.56	10.77	16.61	14243	
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.42	271002	212379	118694	258196	0.0848	0.784

• Schéma de ferrailage :

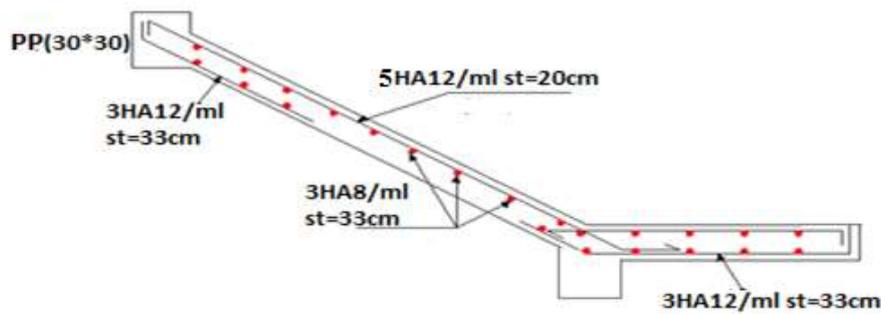


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC

### III.5.2. Etude de la poutre palière

a) Dimensionnement

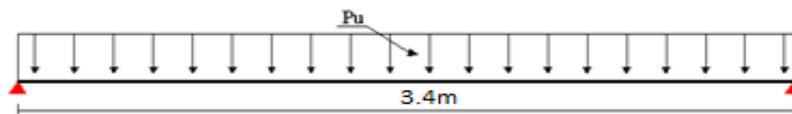


Figure III.7 : Schéma statique de la poutre palière

Condition de RPA :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases}$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 30$$

On prend : h=30 cm

b =30 cm

**b) Les charges sur la poutre :**

g<sub>0</sub>: Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-18)

ELU : R<sub>B</sub>= 23.55 KN

ELS : R<sub>B</sub>= 22.34 KN

Les sollicitations :

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 26.58 \text{ KN/m}$$

$$M^0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{26.58 \times 3.4^2}{8} = 38.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 38.42 = 32.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 38.42 = -19.21 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{26.58 \times 3.4}{2} = 45.19 \text{ KN}$$

**c) Calcul d'armature à la flexion simple :**

b=30 cm h=30 cm d=28 cm f<sub>c</sub>=25MPa f<sub>bu</sub>=14.2MPa

**Tableaux III.23 :** Calcul d'armature dans la poutre palière

	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	32.65	0.097	0.128	0.265	3.53	1.01	4HA12=4.52
En appui	19.21	0.057	0.074	0.271	2.03	1.01	3HA10=2.36

**Vérification de la condition de non fragilité**

A<sub>min</sub>= 0.5% b × h =4.5cm<sup>2</sup> on ferraille avec A<sub>min</sub>

Soit: A<sub>f</sub>= 4HA12=4.52cm<sup>2</sup>

A<sub>a</sub>= 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>

**d) Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui.

$$M^{torsion} = M_b^a = -16.18 \text{ KN.m}$$

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 (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- Al : section d'acier

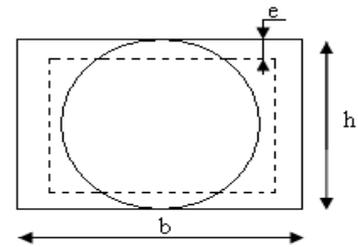


Figure III.8 : Section creuse équivalente

$$e = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.18 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.72 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 6.39 \text{ cm}^2$  soit  $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**En appui :**  $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.22 \text{ cm}^2$  soit  $A^a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.18 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{fle} = \frac{45.19}{0.30 \times 0.28} \times 10^{-3} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{6.71 + 0.0281} = 2.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.32 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifier}$$

**Ferraillage :**

**e) Calcul des armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \text{ Avec } : S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_{flx} - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 0.15 \times (0.53 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.14 \text{ cm}^2$$

- **En torsion :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.18 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.558 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } \Rightarrow A_t = \frac{0.31}{0.558} + 1.35 = 1.91 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Vérifications à ELS :**

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

**Tableau III.24 :** Vérification de la compression dans la poutre palière

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	Vérification
En travée	30.20	6.79	10.8	42728	7.64	15	Vérifiée
En appui	17.76	4.52	9.21	31750	5.16	15	Vérifiée

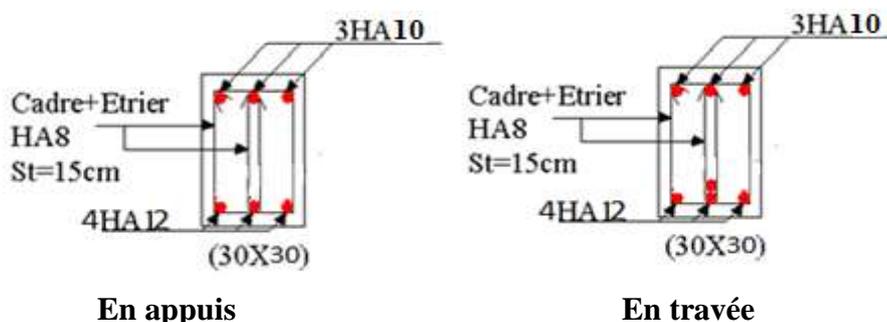
- **Etat limite de déformation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.3 \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{30.2}{10 \times 35.54} \right) \times 3.4 \right] = 0.28 \text{ m} \\ A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 30 \times 28}{400} = 8.82 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Commentaire :** Les conditions sont vérifiées, Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche.

**Schéma de ferrailage**



**Fig.III.9.** ferrailage de la poutre palière

b) **Type 2** : escaliers droit à deux volées (Etage courant).

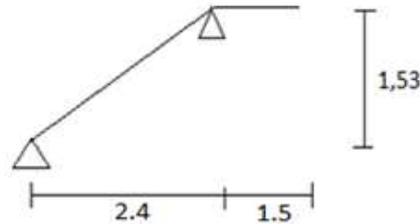


Fig. III.10 : schéma statique escalier étage courant

✓ **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$G_{\text{volée}} = 7.91 \text{ KN/ml} \quad Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$G_{\text{palier}} = 5.36 \text{ KN/ml} \quad Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

**Calcul à l'ELU:**

• **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5q_v = 1.35 \times 7.91 + 1.5 \times 2.5 = 14.43 \text{ KN/ml}$$

• **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5q_p = 1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 2.5 = 10.98 \text{ KN/ml}$$

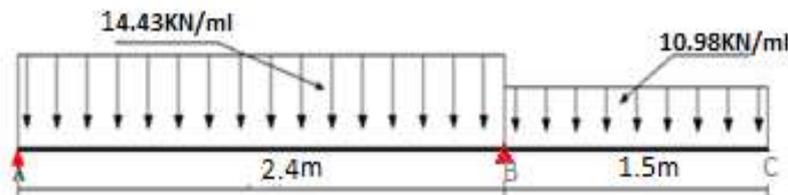


Fig. III.11 : schéma statique escalier étage courant

✓ **Calcul des sollicitations :**

**Calcul des réactions :**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 12.17 \text{ KN}$$

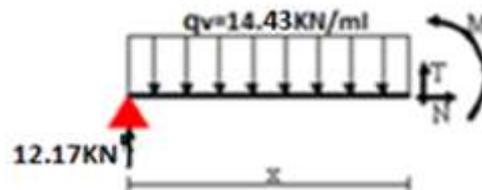
$$R_B = 38.94 \text{ N}$$

✓ **Calcul des moments :**

**1er tronçon :  $0 < x < 2.4 \text{ m}$**

$$M = 12.17x - 7.21x^2$$

$$T = 14.43x - 12.17$$



Pour  $x=0 \rightarrow M= 0\text{KN} \cdot \text{m}$ .

$T = -12.17\text{KN}$

Pour  $x=2.40 \rightarrow M= -12.35\text{KN} \cdot \text{m}$

$T = 22.46\text{KN}$

✓ **2ème tronçon :  $0 \text{ m} < x < 3.9 \text{ m}$**

$M = -5.49 x^2 + 42.81x - 83.5$

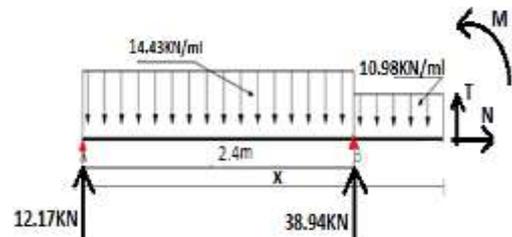
$T = 10.98x - 68.95$

Pour  $x=0 \rightarrow M= -83.5\text{KN} \cdot \text{m}$ .

$T = 68.95 \text{ KN}$

Pour  $x=4.05 \rightarrow M = -0.044\text{KN} \cdot \text{m}$

$T = -26.13\text{KN}$



✓ **Calcul  $M^{\max}$  :**

$M^{\max} = M(x)$

✓ Calcul de

$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 2.79\text{m}$

Donc  $M^{\max} = 40.72 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

✓ **Calcul des moments réels :**

$M_d = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 40.72 = -20.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 40.72 = 34.61 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

✓ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

$e = 16 \text{ cm}$      $d = 14 \text{ cm}$

**Tableau III.25 : Tableau de ferrailage**

	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St
En travée	34.61	0.062	0.08	0.135	7.34	1.69	7HA12=7.92	15
En appui	20.36	0.093	0.09	0.134	4.34	1.69	5HA12=5.65	20

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$T = -26.13\text{KN}$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Armatures de répartition :**

$A_r = A_s/6 = 7.92/6 = 1.32 \text{ cm}^2$

On adopte 3HA8 d'une section  $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$S_t = b/n = 100/3 = 33\text{cm}$

✓ **Vérification des espacements :**

- Armatures principales :  $S_t = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- Armatures secondaires :  $S_t = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} > 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ **Calcul à l'ELS :**

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$q_v = G_v + Q_v = 7.91 + 2.5 = 10.41\text{KN/ml}$ .

$q_p = G_p + Q_p = 5.36 + 2.5 = 7.86\text{KN/ml}$ .

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.26 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM**

	$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	8.8	27.96	0.84	7.49	6.36	4.70	13735.8	2.17	15	vérifier
En appui	8.8	27.96	0.84	7.49	3.745	4.09	10603.7	1.44	15	vérifier

✓ **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{390} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.27 : Evaluation de la flèche

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	
3.9	7.92	10.39	11.59	15.32	13735.8	
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.70	143093	129489	103402	178711	0.086	0.78

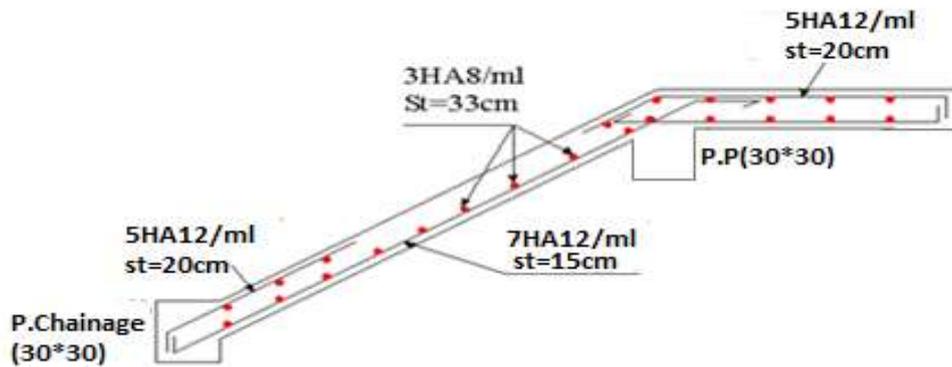
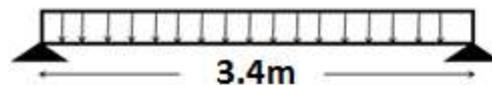


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant

### III.6. Calcul des poutres de chaînages

La portée maximale de la poutre de chaînage est : L<sub>max</sub> = 5m



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

- ✓ Hauteur minimale h ≥ 22.66 cm.
- ✓ Largeur minimale b ≥ 2/3 de l'épaisseur du mur.

On opte : (b × h) = (30 × 30)cm<sup>2</sup>.

#### III.6.1. Calcul des sollicitations

Poids propre : P<sub>p</sub> = 25 × 0.3 × 0.3 = 2.25KN/m

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35 \times 2.25 = 3.04 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 4.39 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 5.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = 2.25 = 2.25 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 3.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 3.29 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = -2.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -2.19 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -1.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III .6.2. Le ferrailage

a) Armatures longitudinales :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m.}$$

Tableau III.28 : Armatures longitudinales

	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En travée	3.29	0.01	0.013	0.268	0.352	1.12	3HA10= 2.36
En appui	2.19	0.007	0.008	0.269	0.234	1.12	3HA10= 2.36

### III.6.3. Vérifications ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.286 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa, FN}$$

Calcul des armatures transversales

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 75 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{FN} \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 20 \text{ cm}}$$

**III.6.4. Vérifications a ELS**

**Vérification de la contrainte dans le béton**

**Tableau III.29 :** Vérification de la contrainte dans le béton

	$M^s$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	2.44	6.89	17587	0.95	15
Appuis	1.62	5.67	12128	0.75	15

**Etat limite de déformation**

**Evaluation de la flèche**

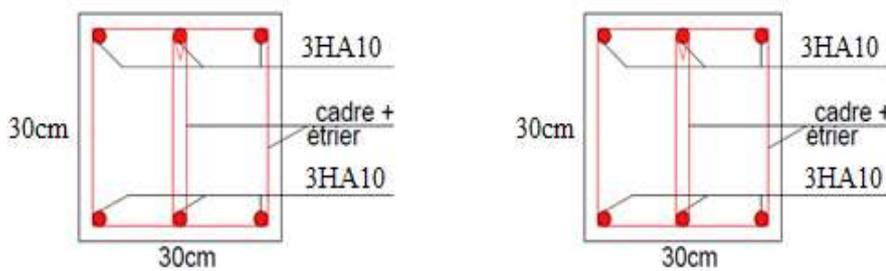
- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ✓  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{30}{340} = 0.08m \geq \frac{2.44}{10 \times 3.25} = 0.07m \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{2.51}{30 \times 27} = 3.1 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{30}{340} = 0.08m \geq \frac{1}{16} = 0.062m \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

**Commentaire :** les trois conditions sont vérifiées, la flèche n'est pas nécessaire



**En appuis**

**En travée**

**Figure III.13 :** Schéma ferrailage poutre chaînage en appuis et en travée

**III .7. Etude de l'ascenseur :**

Caractéristiques sont les suivantes :

$$\begin{cases} P_m = 15KN \\ D_m = 51KN \end{cases}$$

Avec: PM=charge due à la salle machine.

DM= charge due à l'ascenseur (cabine)

### Evaluation des charges et surcharges

$$l_x=1.7m; l_y=2.2m$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 20cm, elle est soumise aux charges suivantes :

- Charges uniformément réparties

Son poids propre  $G_0$  tels que:

$$G_0=G_1+G_2=25 \times 0.15=3,75KN/m^2 \rightarrow \text{Poids propre de la dalle.}$$

$$G_2=25 \times 0.05=1.1 KN/m^2 \rightarrow \text{Poids du revêtement sur la dalle (e=5cm).}$$

$$G_0=G_1+G_2=4,85 KN/m^2$$

$$\text{Et } Q=1KN/m$$

- Charges concentrées

La dalle est aussi soumise à une charge concentrée due au poids du système de levage:

$$G_{concentrée} = Dm + Pm = 51 + 15 = 66KN$$

$$Q_{concentrée} = P_{personnes} = 6.30KN$$

#### a. Calcul à l'ELU

##### ➤ Calcul les sollicitations

##### 1. Sous charges uniformément réparties

$$\rho = \frac{1.7}{2.2} = 0,77 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens}$$

$$\rho = 0,77 \Rightarrow \text{Annexe1} \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

$$M_{x1} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0596 \times 9.35 \times 1,7^2 = 1.67KN.m$$

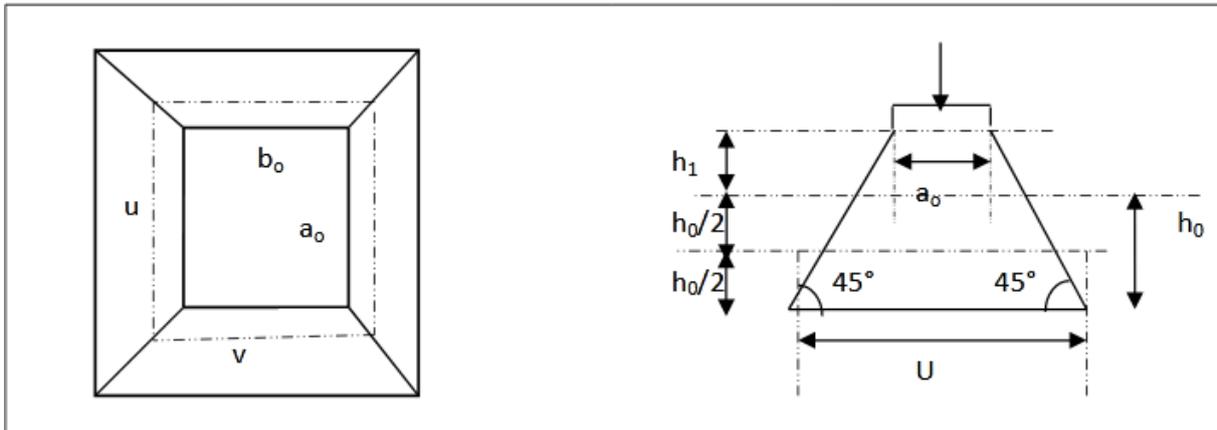
$$M_{y1} = \mu_y \times M_x^0 = 0.544 \times 1.67 = 0.9KN.m$$

**1. Sous charges concentrées**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur une aire  $uv$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$ : Surface d'application de la charge donnée en fonction de vitesse.

$v$ : dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle



**Figure III.14** : Schéma de la dalle et de sa surface d'impact

$$\begin{cases} a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ Pour } V$$

$h_1 = 5cm$  : Épaisseur de revêtement

$h_0 = 15cm$  : Épaisseur de dalle

$\xi = 1$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm$$

$$80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \nu : \text{ est le coefficient de poisson}$$

- $M_1$  est en fonction de  $\frac{\mu}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{\mu}{L_x} = \frac{110}{170} = 0,647$

- $M_2$  est en fonction de  $\frac{\mu}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{\mu}{L_y} = \frac{110}{220} = 0,5$

En se référant à l'abaque de Pigeaud (Annexe 2), on trouve :

$$M_1 = 0.085 ; M_2 = 0.067$$

Donc:

$$q_u = 1.35 \times G_{concentrée} + 1.5 \times Q_{concentrée} = 1.35 \times 66 + 1.5 \times 6.3 = 98.55KN$$

$$q_{ser} = G_{concentrée} + Q_{concentrée} = 66 + 6.30 = 72.3KN$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times M_1 = 98.55 \times 0.085 = 8.37KN.m \\ M_{y2} = q_u \times M_2 = 98.55 \times 0,076 = 7.49KN.m \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1,67 + 8,37 = 10,04 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,9 + 7,49 = 8,39 \text{KN.m} \end{cases}$$

En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 10,04 = 8,53 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 8,39 = 2,88 \text{KN.m} \end{cases}$

En appuis  $\{M_x = -0,4 \times M_x = -4,016 \text{KN.m}$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de 20cm d'épaisseur, on prendra  $d = 18 \text{cm}$ .

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau III.30** : Calcul du ferraillage de la dalle d'ascenseur

En travée							
Sens	$M_t$ (KN)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	A choisie ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
x-x	8.53	0.018	0,023	0,178	1.37	4HA8=2.01	25
y-y	2.88	0,006	0,008	0,179	0.461	4HA8=2.01	25
En appuis							
x-x/ y-y	4.01	0,007	0,009	0,179	0.536	3HA8=1,51	33

❖ **Vérifications à l'ELU**

- **Vérification de condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_t^x = 4HA8 / ml = 2,01 \text{cm}^2 / ml > A_x^{\min} = 1,96 \text{cm}^2 / ml \\ A_t^y = 4HA8 / ml = 2,01 \text{cm}^2 / ml > A_y^{\min} = 1,7 \text{cm}^2 / ml \end{cases}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le BAEL 91, aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$ : Charge de calcul à l'ELU

$h$ : Épaisseur totale de la dalle..

$\mu_c$ : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$q_u = 98,55 \text{KN} \leq 0,045 \times 4,4 \times 0,22 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 726 \text{KN}$$

$140,40 \text{KN} < 726 \text{KN} \Rightarrow$  Pas risque de poinçonnement de la dalle

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont donnés sur le tableau suivant avec :

**Tableau III.31** : Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur

Effort tranchant(KN)	Sous charge répartie	Sous charge Concentré	Superposition $V = V_1 + V_2$	$\tau^{max} = \frac{V^{max}}{bd}$ (MPa)
$V_x$	5.23	29.86	35.09	0.195
$V_y$	4.29	29.86	34.15	

Donc :

$$\tau_u = 0,195Mpa \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16Mpa \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**a. Calcul à l'ELS**

➤ **Calcul les sollicitations**

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à l'ELU, Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau III.32 :** Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur

Moments	Sous charge Repartie	Sous charge Concentré	Superposition	$M_{travée}$ (KN)	$M_{appuis}$ (KN)
$M_x$	1.19	6.14	7.33	6.23	-2.49
$M_y$	0.65	5.49	6.14	5.22	

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.33 :** vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur

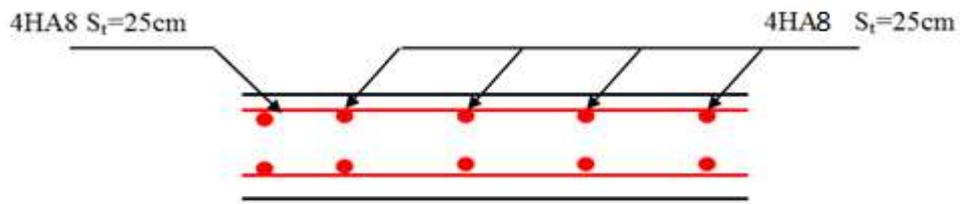
Sens	$M_t$ (KN)	A ( $cm^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation
x-x	6.23	2.01	3,34	3847.9	5.75	15	Vérifiée
y-y	5.22	2,01	2,53	2303.6	5.41	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

- 1)  $e \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20 M0}\right) \times l \Leftrightarrow e=20 \text{ cm} > 7.22 \text{ cm} \dots\dots\dots$  vérifiée
- 2)  $A \leq \frac{2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

Les deux conditions sont satisfaites, y a pas lieu de vérifiée la flèche



**Figure III.15 :** Vue en coupe du ferraillage de la dalle d'ascenseur.

### III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferraillés.

**Chapitre IV**  
**Etude dynamique**

## IV.1. Introduction

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

## IV.2. Modélisation de la structure

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux ...etc.) dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis "SAP2000 " est utilisé.

### ➤ Description du logiciel "SAP2000"

SAP est l'abréviation de «Structural Analysis Program », qui est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil (catégorie bâtiment), soit en béton, en acier ou tous autres matériaux choisis par l'utilisateur.

## IV.3. Choix de la méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

### a) Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**RPA 99/version 2003 article 4.1.2**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique (Méthode statique équivalente) 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.

### b) la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA.art.4.1.3**)

### c) la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de

comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. **(RPA.art.4.1.3)**

Dans notre cas, les conditions de la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ne sont pas satisfaites car notre structure fait plus de 23m de hauteur et la nécessité de l'intervention d'un personnel qualifié nous oblige à utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

#### IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8V_{st} / V_{dyn})$ .

Avec :

$V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculer par la méthode modal spectral).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w \quad \dots \text{(RPA.art.4.2.3)}$$

Tel que :

- $V_{st}$  : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.
- A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA**.

**A = 0.15** (Groupe d'usage : groupe 2 ; Zone sismique : zone II.a).

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- $T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

On a un sol meuble (site S3)  $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}$ ,  $T_2 = 0.5 \text{ s}$ .

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \mathcal{E})} \geq 0,7$$

Où  $\mathcal{E}(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\mathcal{E} = 7\%$  Pour un contreventement voiles porteurs.

Alors :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7$$

- Calcul de la période fondamentale (T):

$$\begin{cases} T = C_T \cdot H^{\frac{3}{4}} \text{ (4. 6. RPA)} \\ T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}} \text{ (4. 7. RPA)} \end{cases}$$

Avec :  $C_T = 0,05$  (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage **RPA99 (Tab.4.6)**)

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$L_x = 15.575 \text{ m}$  ,  $L_y = 24.26 \text{ m}$  ,  $H = 30.09 \text{ m}$ .

$$\text{a) Sens (x-x): } T_x = \min(T_1, T_2) \Rightarrow T_x = \min(0.64; 0.68)$$

$$T_x = 0.64 \text{ s}$$

$$\text{b) Sens (y-y): } T_y = \min(T_1, T_2) \Rightarrow T_y = \min(0.64; 0.55)$$

$$T_y = 0.55 \text{ s}$$

$$\text{Alors : } T_2 = 0.5 < T_{x,y} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.86 \\ D_y = 2.06 \end{cases}$$

- R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3 du RPA** en fonction du système de contreventement.

$R = 3.5$  (Voiles porteurs).

- Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA (formule 4.4)}$$

**Tableau.IV.1** : Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère q	x-x		y-y	
	Observation	$P_q$	Observation	$P_q$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0
$\Sigma$	/	0,05	/	0,05

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,05$

➤  $W$  : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$ : Charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation **Tableau (4-5 du RPA99)**. ( $\beta = 0,2$ )

Donc pour notre cas on obtient  $W = 26494,33KN$

**Donc :**

$$V_{stx} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times w \Rightarrow 2217.57KN$$

$$V_{sty} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times w \Rightarrow 2456.02KN$$

#### IV.4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0(s) \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0(s) \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule.4.13)}$$

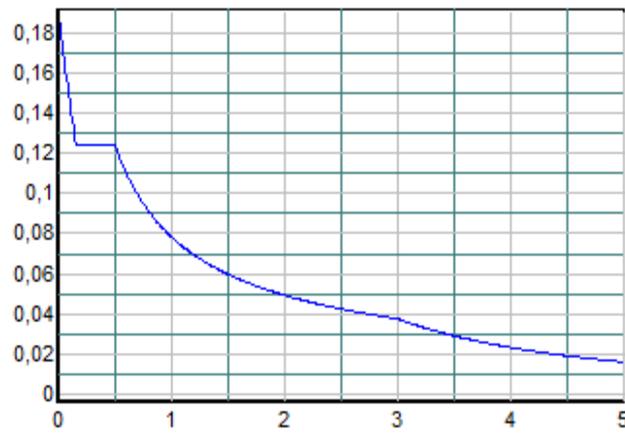


Fig.IV.1 : Spectre de réponse

### IV.5.Résultats Obtenue

Après la modélisation, nous avons obtenus les résultats suivants :

#### a) Disposition des voiles de contreventement :

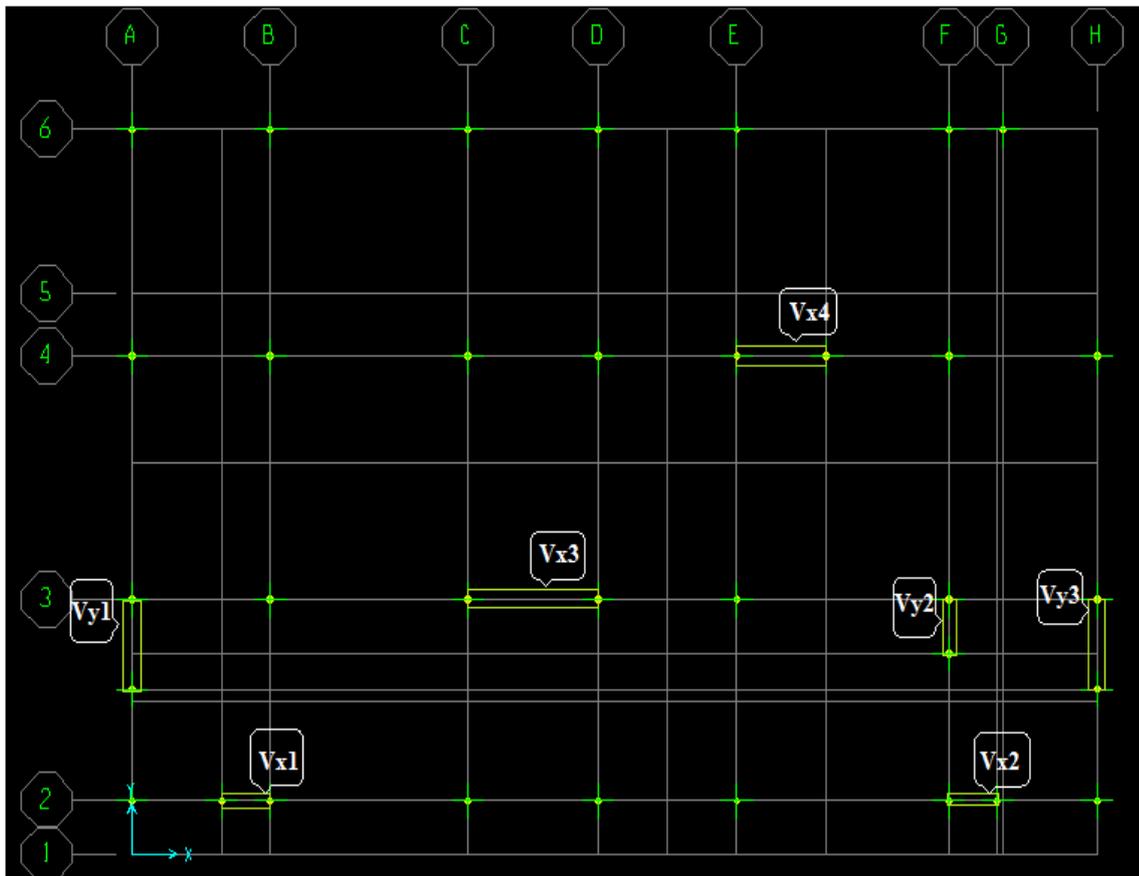
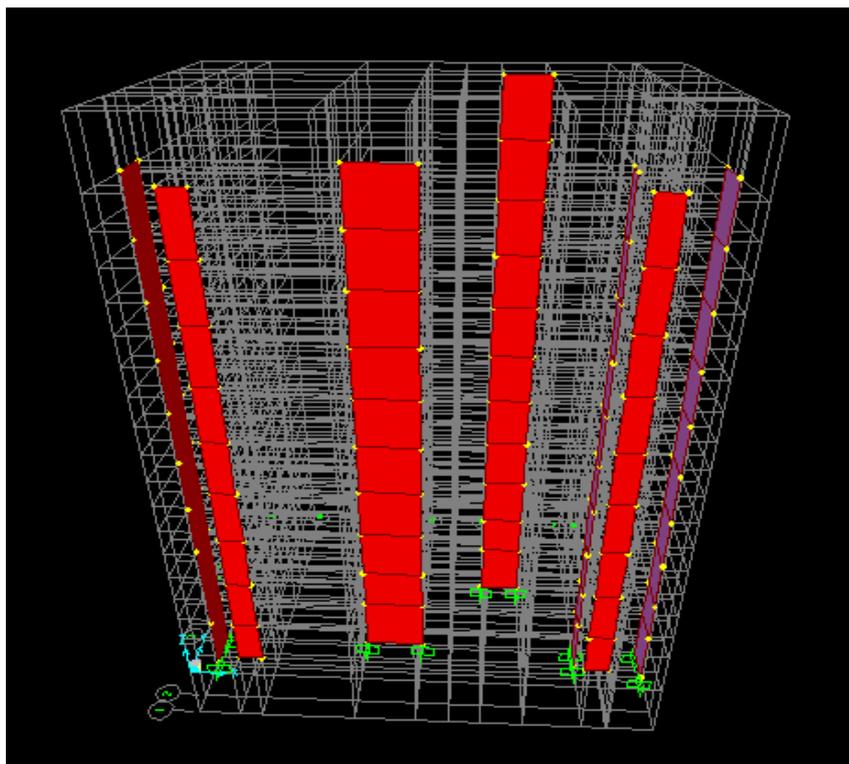


Fig.IV.2 : Disposition des voiles de contreventement



**Fig.IV.3** : Vu en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000

#### a) Période de vibration et participation massique

D'après l'article 4.3.4 de l'RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations 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. Le coefficient de participation massique correspondant au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.IV.2** : Périodes et taux de participation des masses

Mode	Période (s)	Masse modale		Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	1,12	0,0008	0,68088	0,0008	0,68088
2	0,8433	0,55073	0,00249	0,55153	0,68337
3	0,7659	0,06466	0,0029	0,61619	0,68628
4	0,346	0,00014	0,1255	0,61633	0,81178
5	0,2384	0,10516	8,996E-05	0,72149	0,81187
6	0,2329	0,02023	0,00018	0,74172	0,81205

7	0,2105	0,00079	0,01554	0,74251	0,82759
8	0,1931	0,01051	0,00129	0,75301	0,82889
9	0,1564	0,00021	0,05117	0,75322	0,88005
10	0,1239	3,855E-06	0,00022	0,75322	0,88027
11	0,1083	0,01393	0,00379	0,76715	0,88406
12	0,1051	0,03419	0,00049	0,80135	0,88455
13	0,0988	5,497E-05	0,00076	0,8014	0,88532
14	0,0963	0,00022	2,294E-08	0,80162	0,88532
15	0,0943	0,00011	0,03899	0,80173	0,9243

**Commentaire :**

D'après le tableau ci-dessus les deux premiers modes sont des modes de translations

**Mode 1** : translation selon l'axe (y-y), le taux de participation massique est de 68,088%

**Mode 2** : translation selon l'axe (x-x), le taux de participation massique est plus de 55,153%

Et on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 15<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe X selon l'article **4.3.4le RPA 2003 (4-14)** :

Dans le cas où les conditions ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion le nombre minimal de mode K à retenir doit être tel que :

$$K > 3\sqrt{N} \text{ et } T_K < 0,2s \Rightarrow$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K

$$\text{On a } N=9 \Rightarrow K > 9 \quad \text{et} \quad T_K = 0,15s < 0,2s$$

La période dynamique selon l'axe Y est de 1,12s de 0,84 s selon l'axe X.

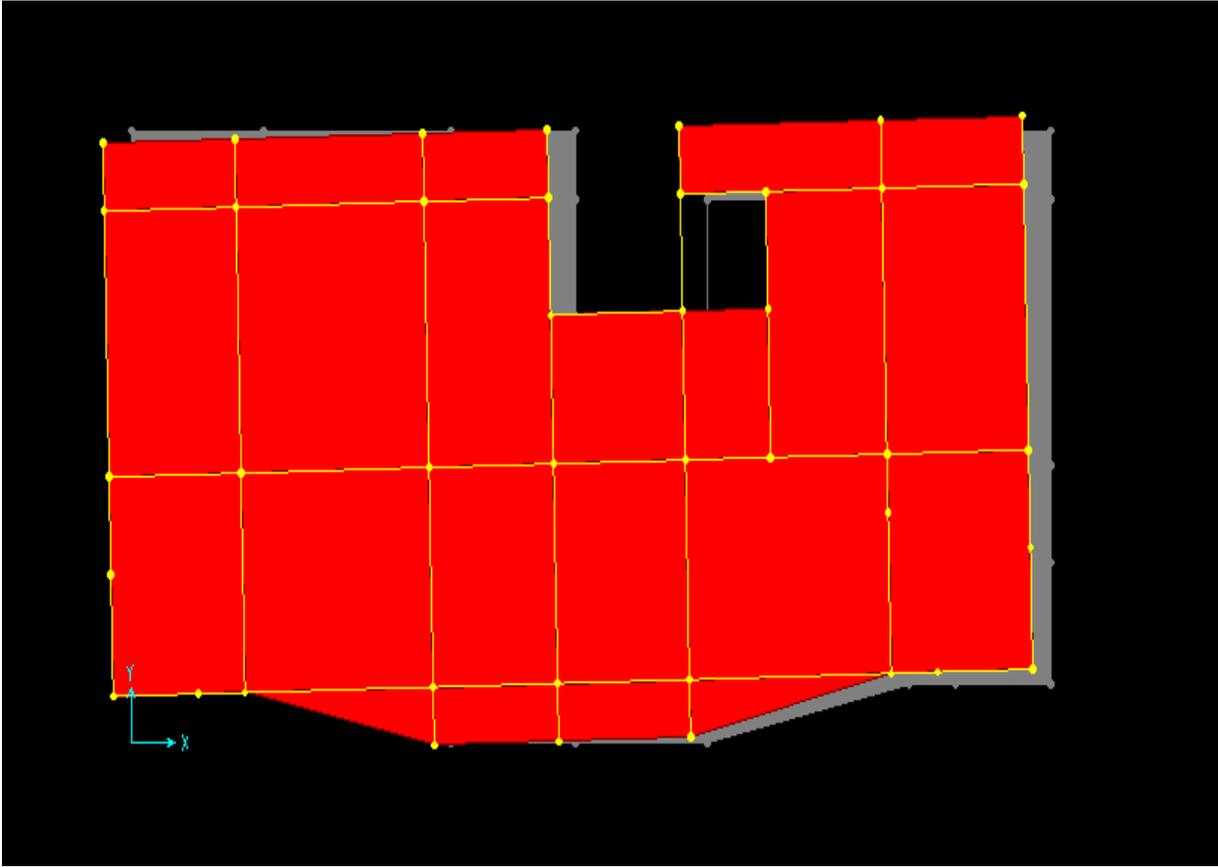


Fig.IV.4 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

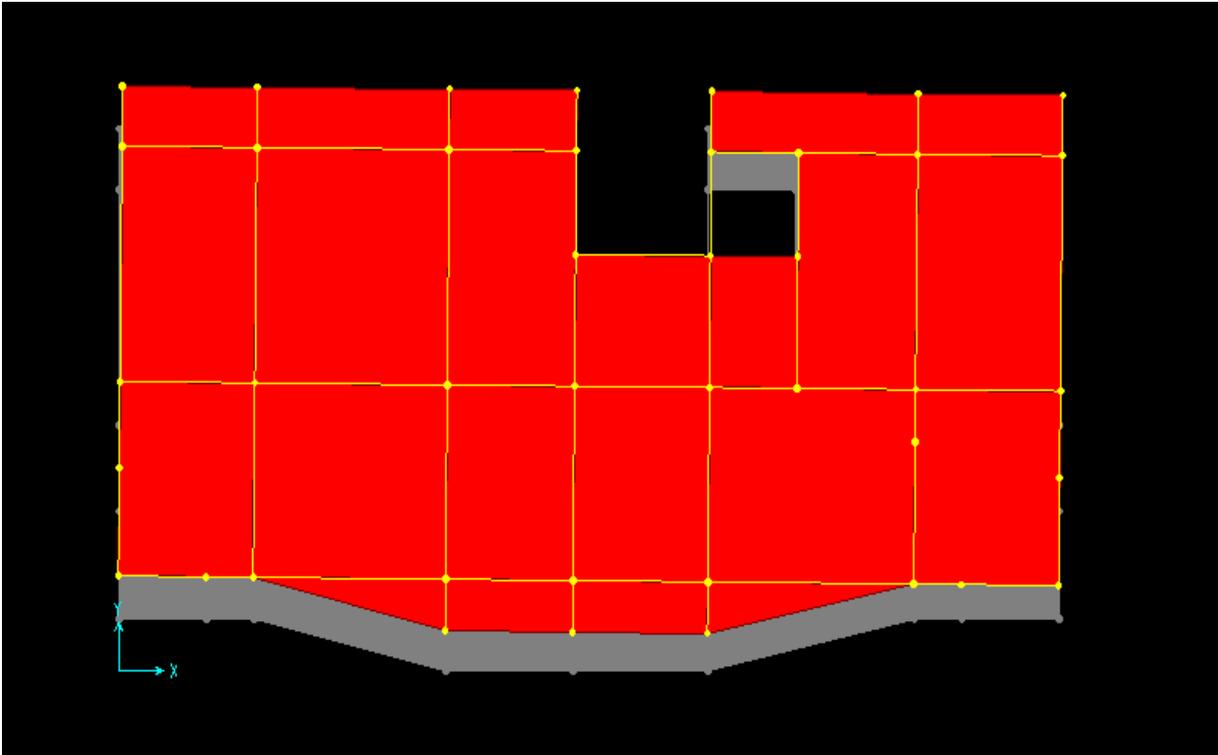


Fig.IV.5 : Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)



**Fig.IV.6 : Mode 3** (Rotation selon l'axe Z-Z)

#### IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du l'RPAA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques**

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 * V_{st}$ (KN)	Observation
Sens (X-X)	1296.944	1774.056	NonVérifier
Sens (Y-Y)	1337.657	1964.81	NonVérifier

Calcule du rapport  $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$  :

$$0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.37$$

$$0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.478$$

**Tableau. IV.4 :** Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	0.8*V <sub>st</sub> (KN)	Observation
Sens (X-X)	1776.852	1774.056	Vérifier
Sens (Y-Y)	1966.26	1964.81	Vérifier

#### IV.7. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux (IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles reprennent toutes les sollicitations.

**a) Sous charges verticales :**

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles est :

$$\frac{\sum F_{Voile}}{\sum F_{Voiles} + \sum F_{Portiques}} \leq 20\%$$

**Tableau IV. 5.** Interactions sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	voiles	
RDC(0.00)	17305,734	7508,5277	24814,2617	69,75	30,25	Vérifier
RDC(2.55)	15815,145	7116,6964	22931,8414	68,97	31,03	Vérifier
1 <sup>er</sup>	13674,303	6127,4608	19801,7638	69,06	30,94	Vérifier
2eme	11598,649	5326,7218	16925,3708	68,53	31,47	Vérifier
3eme	9333,5155	4715,4628	14048,9783	66,44	33,56	Vérifier
4eme	7368,5417	3872,3201	11230,8618	65,52	34,48	Vérifier
5eme	5326,8575	3105,8878	8432,7453	63,17	36,83	Vérifier
6eme	3537,5797	2147,2929	4684,8726	62,23	37,77	Vérifier
7eme	1763,501	1173,4989	2936,9999	20,05	39,95	Vérifier

**Commentaire :** les interactions sont vérifiées sous charges horizontales et verticales

#### IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.3$$

**Avec :**  $B_c$  : l'aire brute du poteau.

$N_d$  : Effort normal de calcul.

**Tableau IV. 6 :** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	$\gamma$	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
Sous-Sol	55	55	3025	1972,6	0,260	Vérifier
RDC	50	50	2500	1701,956	0,272	Vérifier
1 <sup>er</sup> & 2 <sup>eme</sup>	45	45	2025	1271,062	0,251	Vérifier
3 <sup>eme</sup> & 4 <sup>eme</sup>	40	40	1600	908,894	0,227	Vérifier
5 <sup>eme</sup> & 6 <sup>eme</sup>	35	35	1225	574,622	0,187	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	30	30	900	274,169	0,121	Vérifier

#### IV.9. Vérification des déplacements

Selon le **RPA99/2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Avec :**  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" donné par **RPA99/2003 (Art4.43)**

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**Tableau IV. 7 :** Vérification des déplacements relatifs (x-x)

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	Observation
S-SOL	0	0	0	0	3,40	0,00	Vérifier
RDC	0,0073	0,02555	0	0,025	255,0	0,009	Vérifier
RDC	0,008	0,028	0,02555	0,003	306,0	0,001	Vérifier
1 <sup>er</sup>	0,23	0,805	0,028	0,777	306,0	0,253	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	0,41	1,435	0,805	0,63	306,0	0,205	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	0,61	2,135	1,435	0,70	306,0	0,228	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	0,82	2,87	2,135	0,735	306,0	0,240	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	1,14	3,99	2,87	1,12	306,0	0,366	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	1,26	4,41	3,99	0,42	306,0	0,137	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	1,64	5,74	4,41	1,33	306,0	0,434	Vérifier

**Tableau IV. 8 :** Vérification des déplacements relatifs (y-y)

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	Observation
S-SOL	0	0	0	0	3,40	0,00	Vérifier
RDC	0,11	0,385	0,000	0,385	255,0	0,150	Vérifier
RDC	0,3	1,05	0,385	0,665	306,0	0,217	Vérifier
1 <sup>er</sup>	0,59	2,065	1,05	1,015	306,0	0,331	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	0,92	3,22	2,065	1,115	306,0	0,364	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	1,27	4,445	3,22	1,225	306,0	0,400	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	1,61	5,635	4,445	1,19	306,0	0,388	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	1,94	6,79	5,635	1,155	306,0	0,377	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	2,23	7,805	6,79	1,015	306,0	0,331	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	2,50	8,75	7,805	0,943	306,0	0,308	Vérifier

**Commentaire :** On constate d'après les tableaux que les déplacements relatifs selon (x-x et y-y) sont vérifiés.

#### IV.10.Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2<sup>eme</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement.

D'après **RPA99/2003 (article 5.9)** ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

**Avec :**

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_k$  : hauteur de l'étage "k".

Si :  $0.10 < \theta_k < 0.20$  → les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta)}$

Si  $0.20 < \theta_k < 0.30$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau IV. 9 :** Vérification des effets P- $\Delta$  (x-x)

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	Observation
S-SOL	340	26494,33	0	1776.856	0,00	Vérifier
RDC	255,0	24590,118	0.025	1745.728	0,0013	Vérifier
RDC	306,0	21004,971	0.003	1587.696	0,00012	Vérifier
1 <sup>er</sup>	306,0	19473,048	0.777	1083.816	0.045	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	306,0	16946,44	0.63	1041.316	0.033	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	306,0	14419,831	0,70	1262044	0.026	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	306,0	11961,5	0,735	1055.044	0.027	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	306,0	9503,168	1,12	746.136	0.046	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	306,0	7105,08	0,42	560.256	0.017	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	306,0	4706,991	1,33	340.925	0.06	Vérifier

**Tableau IV. 10 :** Vérification des effets P- $\Delta$  (y-y)

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	Observation
S-SOL	340	26494,33	0	1966.26	0,00	Vérifier
RDC	255.0	24590,118	0.385	1837.949	0.02	Vérifier
RDC	306.0	21004,971	0.665	1360.698	0.033	Vérifier
1 <sup>er</sup>	306,0	19473,048	1.015	1680.032	0.038	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	306,0	16946,44	1.115	1620.938	0.038	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	306,0	14419,831	1.225	1519.09	0.038	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	306,0	11961,5	1.19	1409.787	0.032	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	306,0	9503.168	1.155	1065.384	0.033	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	306,0	7105,08	1.015	639.066	0.036	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	306,0	4706,991	0.943	281.019	0.051	Vérifier

**Commentaire :** Dans notre cas la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### IV.11. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (Période de vibration, taux de participation massique, effet P-  $\Delta$  et effort normal réduit). Les dimensions définitives des éléments structuraux sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 11 : Dimensions finals des éléments structuraux

Niveau	S.S	RDC	1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> -6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup>
Pot (cm <sup>2</sup> )	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30
Voiles (cm)	25	25	20			
P.P (cm <sup>2</sup> )	30 × 40					
P.S (cm <sup>2</sup> )	30 × 40					

## **Chapitre V**

### **Etude des éléments structuraux**



## V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant ; ils seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et à des efforts tranchants, elles seront donc calculées à la flexion simple

## V.2. Etude des poutres

### V.2.1. Recommandations

#### a. Armatures longitudinales : RPA99/2003(Art.1)

Le pourcentage total flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

- **Remarque**

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP.

### V.2.2.1. Calcul du ferrailage

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 81,15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -165,0839 \text{ KN.m}$$

$$V = 180,895 \text{ KN}$$

- **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{81,15 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,30 \times 0,37^2} = 0,139$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,187 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,342 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_{Ut}}{z \times f_{st}} = 6,81 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{165,0839 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,3 \times 0,37^2} = 0,283 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,426 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,306 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 15,50 \text{ cm}^2$$

**Tableau.V.2.1** : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M KN.m	V KN	Acalcul l (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres
Sous - Sol	Poutre principale	30×40	Appui s	-165.084	180.89	<b>15.50</b>	<b>6</b>	<b>16.21</b>	<b>5HA16</b> + <b>4HA14</b>
			Travée	-81.15		<b>6.81</b>		<b>7.70</b>	<b>5HA14</b>
	Poutre Secondair e	30×40	Appui s	-74.9033	65.19	<b>6.25</b>	<b>6</b>	<b>6.88</b>	<b>3HA14</b> + <b>2HA12</b>
			Travée	38		<b>3.06</b>		<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
RDC	Poutre principale	30×40	Appui s	-112.577	120.59	<b>9.81</b>	<b>6</b>	<b>10.65</b>	<b>3HA16</b> + <b>3HA14</b>
			Travée	54		<b>4.41</b>		<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>

	Poutre Secondaire	30×40	Appuis	-100.162	-76.18	8.60	6	9.58	4HA16 + 1HA14
			Travée	-12.60		0.99		6.03	3HA16
ETAGE COURANT	Poutre principale	30×40	Appuis	-114.316	132.20	9.99	6	10.05	5HA16
			Travée	56.152		4.60		6.03	3HA16
	Poutre Secondaire	30×40	Appuis	-116.055	-86.60	10.16	6	10.65	3HA16 + 3HA14
			Travée	14.968		1.18		6.03	3HA16
TERRE-SSE INACCES-SIBLE	Poutre Principale	30×40	Appuis	-119.524	-125.91	10.51	6	10.65	3HA16 + 3HA14
			Travée	65.634		5.43		6.88	3HA14 + 2HA12
	Poutre Secondaire	30×40	Appuis	-101.835	-53.92	8.76	6	9.24	6HA14
			Travée	-15.046		1.18		6.88	3HA14 + 2HA12

### V.2.3. Armatures transversales

#### ➤ Calcul de $\phi_t$

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(1.2; 1.14 ; 3) \text{cm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(1.2; 1.14 ; 3) \text{cm} \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$   $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1 étrier) T8 pour toutes les poutres

#### ➤ Calcul des espacements $S_t$

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

#### ➤ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a  $A_{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ Verifier}$

#### ➤ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$ .

#### V.2.4. Vérifications nécessaires

##### ➤ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales et secondaires :  $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales et secondaire :  $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

##### ➤ Vérifications à l'ELU

**Condition de non fragilité**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

##### ➤ Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables

**Tableau .V.2.2 :** Vérification des contraintes tangentielles

	Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
RDC	Principales	180.895	1.629	3.33	Vérifiée
	Secondaires	65.189	0.587	3.33	Vérifiée

#### Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires:  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau.V.2.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutres	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	180.895	-165.0839	16.21	5.20	9.05	Vérifiée
Secondaires	65.189	-74.9033	6.88	1.87	4.59	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau V.2.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton**

Poutres	Localisation	M <sup>ser</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Obs
						σ (MPa)	σ̄ (MPa)	
Principales	Travée	57.7616	7.70	13.4 6	88388.00	8.735	15	Vérifiée
	Appui	-116.594	16.21	17.8 4	194926.00	10.672	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	38.1717	6.03	12.2 2	73789.00	6.323	15	Vérifiée
	Appui	-53.1662	6.88	12.8 8	84729.00	8.083	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

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

1)  $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2)  $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3)  $L < 8 \text{ m}$

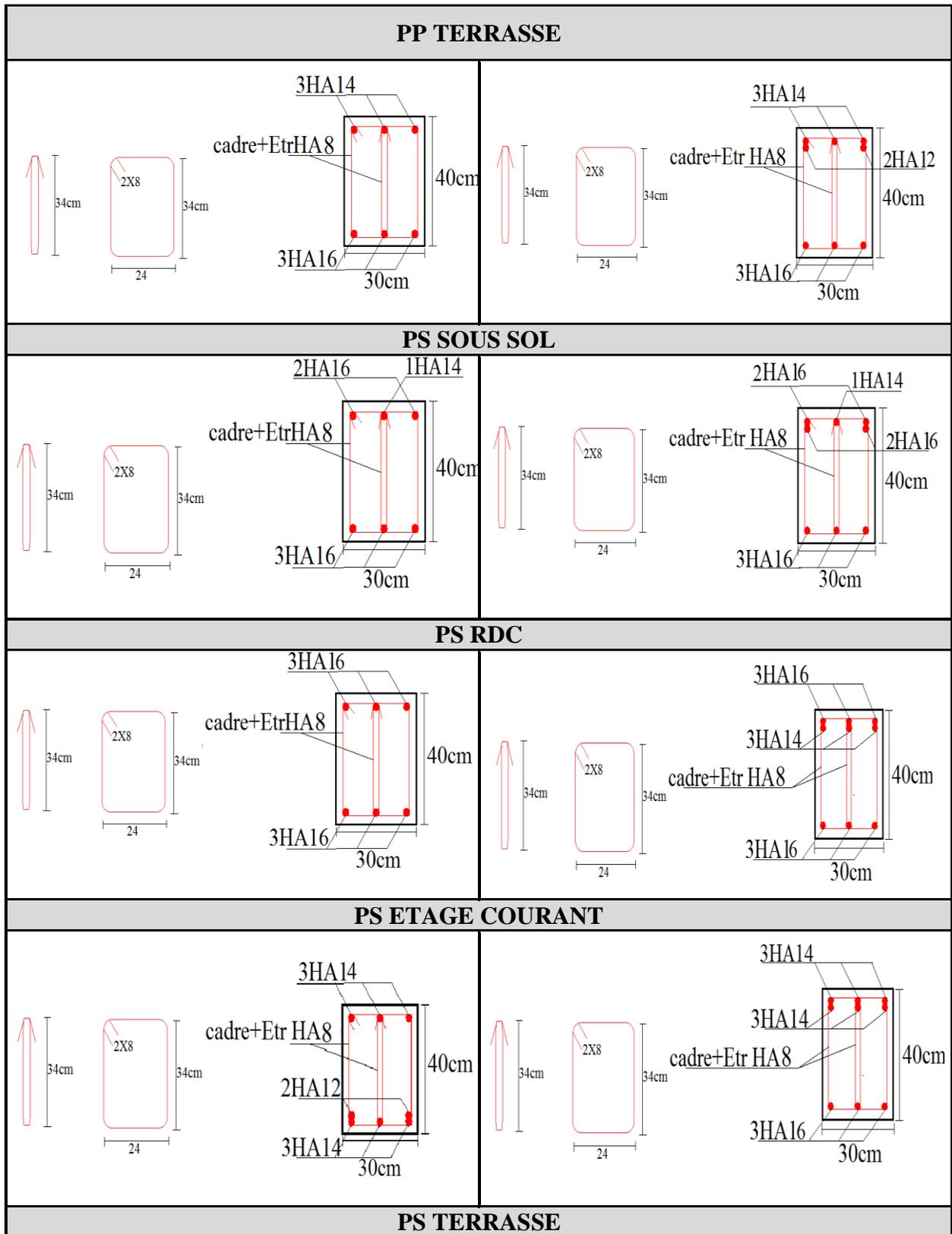
Poutres principales :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 32,18\text{cm} \\ A = 6.02\text{cm}^2 < A_f = 11.65\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaire :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 30,62\text{cm} \\ A = 6.02\text{cm}^2 < A_f = 11.65\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau.V.2.5 : Ferrailage des poutres

Travée	Appuis
PP SOUS SOL	
PP RDC	
PP ETAGE COURANT	



### V.3.Poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée déviée. Les efforts normaux (N) et les moments

fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le SAP comme suit :

- 1,35G + 1,5Q .....ELU
- G + Q .....ELS
- G + Q ± E .....Accidentelles
- 0,8G ± E.....Accidentelles
- G + Q + P ± E .....Accidentelles

Les sollicitations à considérer sont :  $N_{max} \Rightarrow M_{corr}, N_{min} \Rightarrow M_{corr}, M_{max} \Rightarrow N_{corr}$

**Tableau.V.3.1 : Sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \Rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \Rightarrow N_{corr}$		V (KN)
	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (kn.m)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (kn.m)	$M_{max}$ (kn.m)	$N_{corr}$ (KN)	
S-SOL	-2469.021	-40.7251	1078.981	89.5358	272.8107	-105.321	437.019
RDC(1,2)	-2092.482	-78.7765	927.759	7.3634	-113.492	-1728.174	-74.376
1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	-1534.94	-39.3984	394.893	99.478	-114.7393	-688.794	-69.973
3 <sup>er</sup> -4 <sup>er</sup>	-1095.144	-32.7081	203.724	-78.5773	97.4368	-157.941	62.466
5 <sup>er</sup> -6 <sup>er</sup>	-693.201	-25.7213	98.68	20.0846	73.6454	-301.878	-46.553
7 <sup>er</sup>	-325.528	-18.9301	53.449	16.8569	57.5053	-33.791	-35.298

➤ **Recommandation du RPA 99/ version 2003**

**a) Armatures longitudinales**

- $A_{min} = 0.8\%$  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).
- $\phi_{min} = 12\text{ mm}$  (Diamètre minimale utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $l_{min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.
- L'espacement ( $St$ ) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm. (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par  $l'eth'$  :

$$l' = 2h; \quad h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60\text{ cm}\right)$$

$b_1eth_1$  : La section du poteau considéré

$he$ : Hauteur d'étage

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après :

**Tableau.V.3.2 :** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> Zone courante (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> Zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	55×55	24.2	121	181.5
RDC(1,2)	50×50	20	100	150
1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5
3 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup> étage	40×40	12.8	64	96
5 <sup>eme</sup> -6 <sup>eme</sup> étage	35×35	9.248	49	73.5
7 <sup>eme</sup> étage	30×30	7.2	36	54

### b) Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA (Article 7.4.2.2)}$$

- $V_u$  : L'effort tranchant maximal dans le poteau.
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique «  $\lambda_g$  » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- $t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{lmi}; 15 \text{ cm})$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_{lmin}$  (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad ; \quad A_t/t.b_1 = 0.3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad ; \quad A_t/t.b_1 = 0.8 \%$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  ; interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi t$  minimums.

**V.3.1. Calcul du ferrailage**

**a. Ferrailage longitudinale**

**Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau S-SOL (section 55x55 ;  $d = 0.525m$  ;  $d' = 0.025$ ), avec les sollicitations suivantes :

$$N_{max} = -2469.02 \text{ 1KN} \rightarrow M_{corr} = -40.7251 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (A1)$$

$$M_{max} = 272.8107 \text{ KNm} \rightarrow N_{corr} = -105.321 \text{ KN} \dots\dots\dots (A2)$$

$$N_{min} = 1079.981 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 89.5358 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (A3)$$

$$A = \max (A1, A2, A3)$$

- **Calcul sous  $N_{max} \Rightarrow M_{corr}$**

$$h = 55 \text{ cm} \quad , \quad b = 55 \text{ cm} \quad , \quad d = 50 \text{ cm} \quad , \quad d' = 5 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0164 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre les armatures AA'). Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{uA} \geq (0,337h - 0,81 d')b \times h \times f_{bu}.$$

Calcul de  $M_{uA}$

$$M_{uA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 596.25 \text{ KN.m}$$

$$(a): N(d - d') - M_{uA} = 0.514$$

$$(b): (0,337h - 0,81 d')b \times h \times f_{bu} = 0.622$$

(a) < (b) .....condition vérifier

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b.d^2.f_{bu}} = 0.305 \quad (\text{Pivot B})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.470$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.324$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 52.88 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -18.06 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0$$

- Calcul sous  $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$e_G = 0.082 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section

Calcul de  $M_{uA}$

$$M_{uA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 332.53 \text{ KN.m}$$

$$(a): N(d - d') - M_{uA} = 0.153$$

$$(b): (0.337h - 0.81 d') b \times h \times f_{bu} = 0.622$$

(a) < (b).....condition vérifier

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0.170 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 0.234$$

$$z = 0.453$$

$$A_2 = 21.09 \text{ cm}^2$$

$$A = -9.94 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0$$

- Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$

$$e_G = 2.59 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'extérieure de la section

Calcul de  $M_{uA}$

$$M_{uA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 296,5 \text{KN.m}$$

$$(a): N(d - d') - M_{uA} = -0,249$$

$$(b): (0,337h - 0,81 d')b \times h \times f_{bu} = 0,622$$

(a) < (b).....condition vérifier

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,151 < 0,186 \quad (\text{Pivot A})$$

$$\alpha = 0,205$$

$$z = 0,459$$

$$A_3 = 18,56 \text{cm}^2$$

$$A = 15,53 \text{cm}^2$$

**Tableau.V.3.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (par face) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-Sol	55×55	15.53	24.2	4HA20+8HA14
RDC(1,2)	50×50	19.97	20	8HA16+4HA14
1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	45×45	11.09	16.2	12HA14
3 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup>	40×40	8.02	12.8	12HA12
5 <sup>eme</sup> -6 <sup>eme</sup>	35×35	2.61	9.248	8HA14
7 <sup>eme</sup>	30×30	2.27	7.2	4HA14+4HA12

**Tableau.V.3.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux**

Niveau	S-Sol	RDC(1,2)		1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> -6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	55×55	50×50		45×45	40×40	35×35	30×30
∅ (cm)	1.6	1.4		1.4	1,2	1.4	1.2
l <sub>r</sub> (cm)	2.1	1.505	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862
λ <sub>g</sub>	3.81	3.01	3.724	4.13	4.65	5.32	6.20
V <sub>u</sub> (KN)	437.019	74.376		69.973	62.466	46.553	35.298
S <sub>t</sub> zone nodale (cm)	15	10		10	10	10	10
S <sub>t</sub> zone courante (cm)	15	15		15	15	15	15
ρ <sub>a</sub>	3.75	3.75		3.75	3.75	2.5	2.5
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.17	2.09		2.18	2.19	1.24	1,1
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.86	5.98	4.64	3.491	2.32	1.155	0

N <sup>br</sup> de barre	8HA14	8HA10	8HA8	8HA6
A <sub>t</sub> <sup>adoptée</sup> (cm <sup>2</sup> )	12.32	6.28	4.02	2.26

$$\phi t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = 20/3 = 6.66 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**V.3.2.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le **CBA99 (Art B.8.2.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau (65×60) du S-Sol avec l<sub>0</sub>= 3,4m.

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda.I = \frac{l_f}{\lambda}$

$$\alpha \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 0,5 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda > 0,5 \end{cases}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m (Longueur de flambement).}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; l_f = 0.7 l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.158 \text{ m (Rayon de giration).}$$

$$\lambda = 14.99 \rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) = 2809 \text{ cm}^2 \text{ (Section réduite)}$$

$$N_u = 0.820 \times \left[ \frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.15} + \frac{24.89 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 6.273 \text{ MN.}$$

$$N_d = 2,469 \text{ MN} < N_u = 6.273 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

**Tableau.V.3.5 :** Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obs
Sous-	55×55	3.4	2,38	14.99	0.82	24.89	2809	6.273	2.469	Vérifiée

sol										
RDC1	50×50	2.55	1.785	12.37	0.83	22.24	2304	5.25	2.092	Vérifiée
RDC2	50×50	3.06	2.142	14.84	0.82	22.24	2304	5.19	2.092	Vérifiée
1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	45×45	3,06	2.142	16.49	0.814	18.47	1849	4.15	1.534	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> - 4 <sup>eme</sup>	40×40	3,06	2.142	18.55	0.805	13.57	1444	3.18	1.095	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> - 6 <sup>eme</sup>	35×35	3,06	2.142	21.2	0.792	12.32	1089	2.42	0.693	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	30×30	3,06	2.142	24.73	0.773	10.68	784	1.68	0.325	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

**V.3.2.2. Vérifications des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{s} \text{ et } V' = h - V$$

$$S = (b \times h) + 15(A + A') \quad ; \quad (\text{Section homogène}).$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A' \times (V - d')^2 + 15 \times A \times (d - V)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau.V.3.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux**

Niveau	section	S (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> ' (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (MN)	M <sub>ser</sub> (MN.m)	M <sub>ser G</sub> (MN.m)	σ <sub>b1</sub> (MPa)	σ <sub>b2</sub> (MPa)
Sous-sol	55×55	0.340	24.89	29,9 7	25.0 3	0.01	1.786	0.0623	4.486	5.252	5.250
RDC	50×50	0.283	22.24	27. 35	22,6 4	0.00 63	1.518	0.0557	3.632	5.363	5.364
1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	45×45	0.230	18.47	24.6	20,3	0.00	1.118	0.0354	2.391	4.861	4.850

				0	9	41					
3 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup>	40×40	0.180	13.57	21.6 9	18.3 0	0.00 25	0.798	0.0283	1.379	4.132	4.133
5 <sup>eme</sup> -6 <sup>eme</sup>	35×35	0.141	12.32	19.1 4	15.8 6	0.00 15	0.505	0.0246	0.353	3.581	3.579
7 <sup>eme</sup>	30×30	0.106	10.68	16.5 1	13.4 9	0.00 081	0.238	0.0351	0.395	2.240	2.245

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**V.3.2.3. Vérification aux sollicitations tangentes**

D’après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

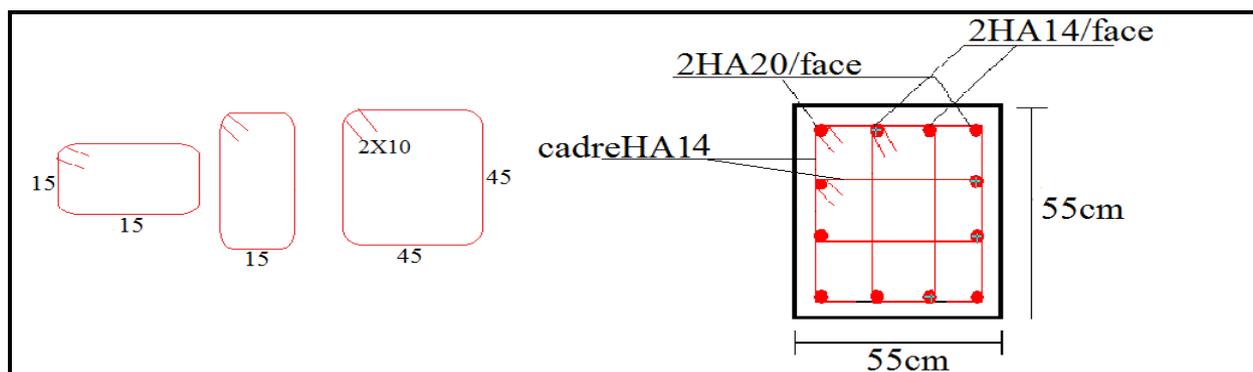
$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

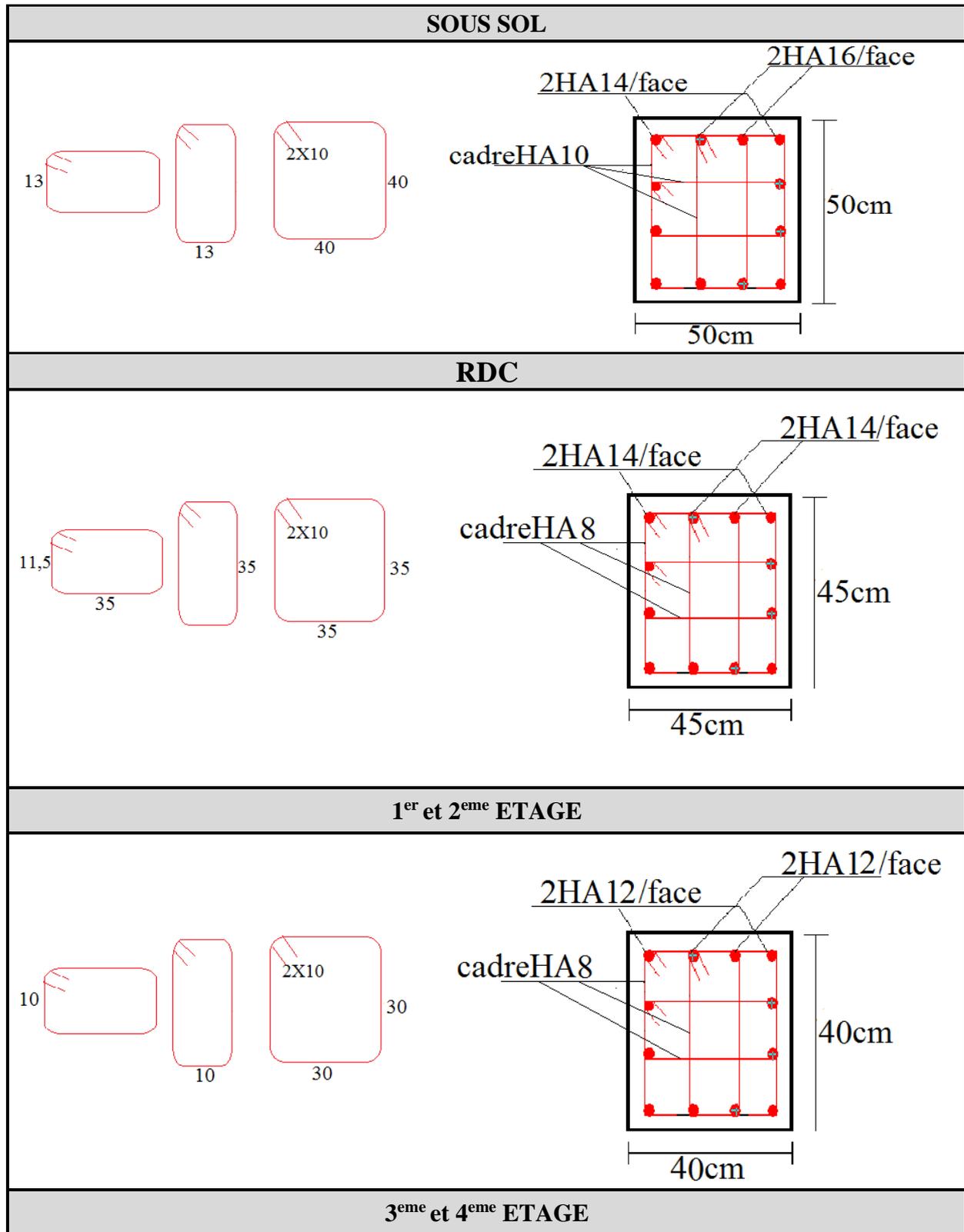
$$\bar{\tau}_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

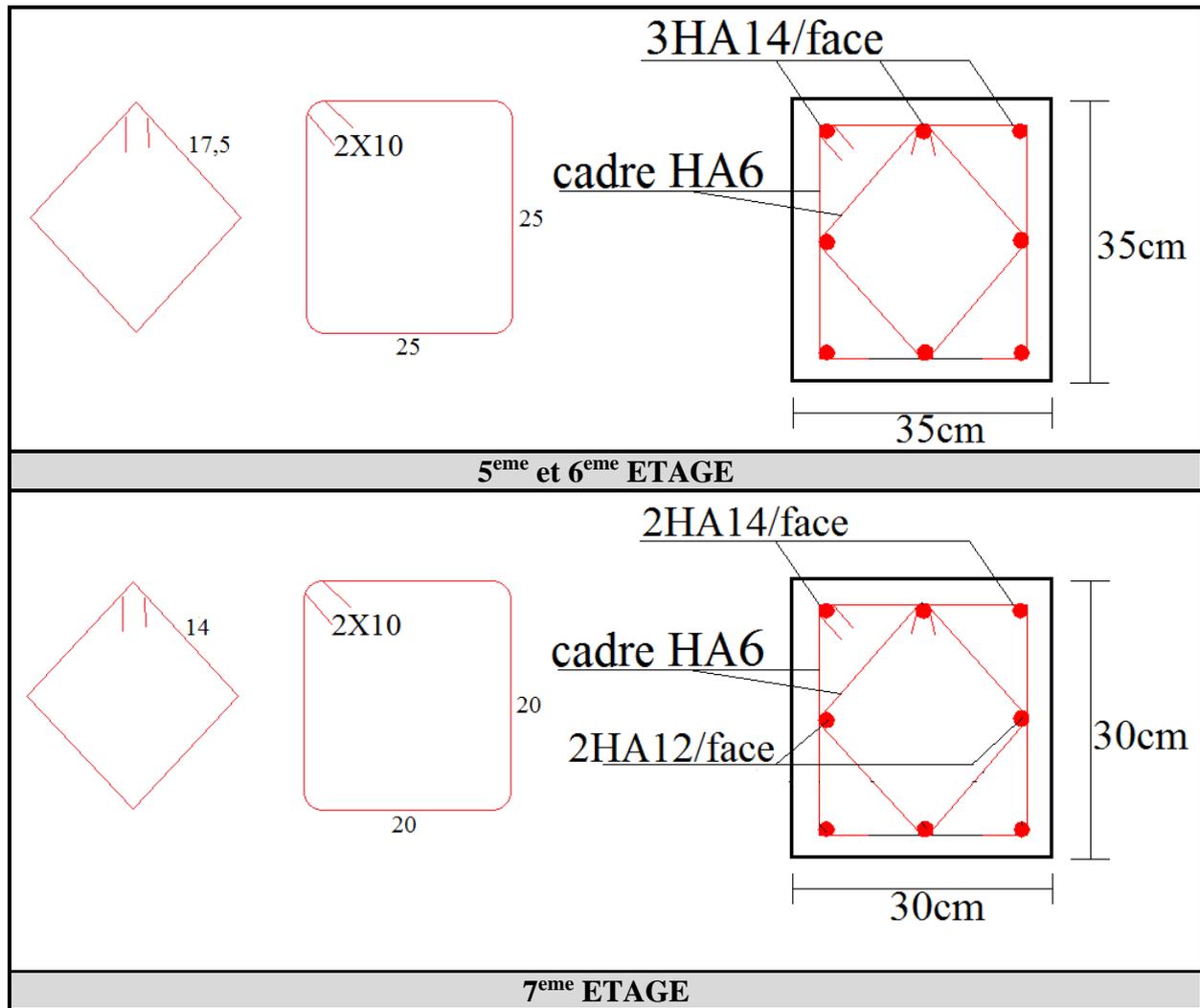
**Tableau.V.3.7 :** Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	section	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Obs
Sous-sol	55×55	2.1	3.81	0.04	50	437.019	0.159	1	Vérifiée
RDC	50×50	1.862	3.724	0.04	45	-74.376	0.033	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> -2 <sup>eme</sup>	45×45	1.862	4.13	0.04	40	-69.973	0.038	1	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup>	40×40	1.862	4.65	0.04	35	62.466	0.0446	1	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> -6 <sup>eme</sup>	35×35	1.862	5.32	0.075	30	-46.553	0.0443	1.875	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	30×30	1.862	6.20	0.075	25	-35.298	0.047	1.875	Vérifiée

**Tableau.V.3.8 :** Schémas de ferrailage des poteaux







### V.4. Zone nodale

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier que :  $|Mn| + |Ms| \geq 1.25 \times |Mw| + |Me|$

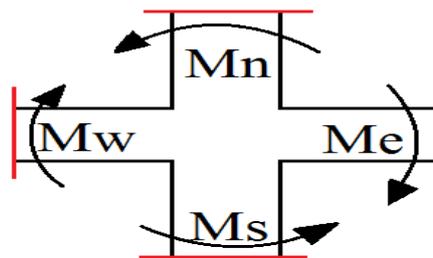


Fig.V.4.1 : Répartition des moments dans les zones nodales

- Détermination du moment résistant

Le moment résistant (MR) d'une section dépend essentiellement : Des dimensions de la section du béton, de la contrainte limite élastique des aciers et de la quantité d'armature dans la section.  $M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$

Avec:  $Z = 0.9h$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{MPa}$

Avec :  $A_s$  = la section d'acier par face (dans les poteaux).

**Tableau.V.4.1 : Moments résistant dans les poteaux.**

Niveau	h (m)	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
S-SOL	0.55	0.495	24.89	348	428.755
RDC(1,2)	0.50	0.450	22.24	348	348.278
1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	0.45	0.405	18.47	348	260.31
3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	0.40	0.360	13.57	348	188.89
5 <sup>eme</sup> 6 <sup>eme</sup>	0.35	0.315	12.32	348	150.057
7 <sup>eme</sup>	0.30	0.270	10.98	348	112.061

**Tableau.V.4.2 : Moments résistant dans les poutres principales**

Niveau	h(m)	Z(m)	A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)
S-Sol	0.40	0.405	12.21	15.50	348	172.08	218.45
RDC	0.40	0.405	10.65	9.81	348	150.10	138.26
E-Courant	0.40	0.405	10.05	9.99	348	141.64	140.79
Terrasse	0.40	0.405	10.65	10.51	348	150.10	148.12

**Tableau.V.4.3 : Moments résistant dans les poutres secondaires**

Niveau	h(m)	Z(m)	A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)
S-Sol	0.40	0.405	6.88	6.25	348	96.96	88.08
RDC	0.40	0.405	9.58	8.60	348	135.02	121.21
E-Courant	0.40	0.405	10.65	10.16	348	150.10	143.19
Terrasse	0.40	0.405	9.24	8.76	348	130.22	123.46

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

**Tableau.V.4.4 : Vérification des zones nodales poutres principales.**

Niveau	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1.25(M <sub>e</sub> +M <sub>w</sub> ) (KN.m)	Observation
S-Sol	428.755	428.755	857.51	172.08	218.45	488.1625	Vérifiée
RDC(1,2)	348.278	348.278	696.556	150.10	138.26	360.45	Vérifiée
1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	260.31	260.31	520.62	141.64	140.79	353.037	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	188.89	188.89	377.78	141.64	140.79	353.037	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> 6 <sup>eme</sup>	150.057	150.057	300.114	141.64	140.79	353.037	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	112.061	112.061	224.122	150.10	148.12	372.775	Vérifiée

**Tableau.V.4.5** : Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveau	Mn (KN.m)	Ms (KN.m)	Mn+Ms (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	1.25(Me+Mw) (KN.m)	Observation
S-Sol	428.755	428.755	857.51	96.96	88.08	231.3	Vérifiée
RDC	348.278	348.278	696.556	135.02	121.21	320.28	Vérifiée
1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	260.31	260.31	520.62	150.10	143.19	366.61	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	188.89	188.89	377.78	150.10	143.19	366.61	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> 6 <sup>eme</sup>	150.057	150.057	300.114	150.10	143.19	366.61	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	112.061	112.061	224.122	130.22	123.46	317.1	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée

## V.5. Etude des voiles

Le RPA99/2003 (Art 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou quatorze mètres de hauteur dans la zone IIa. Les voiles travaillent comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### Recommandation du RPA99/2003

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

#### a. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% (L_t \times e)$

$L_t$ : Longueur de la zone tendue.

$e$  : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_t$ . Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $m^2$ . Elles doivent être placées à l'extérieur.

#### c. Armatures transversales

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%(e \times h)$ .....*dans la section du voile. RPA99 (Art 7.7.4.3)*

$A_{min} = 0.10\%(e \times h)$ .....*dans la zone courante.*

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (*exception faite pour les zones d'about*).

**L'espacement :**

$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30cm)$  (*pour les armatures verticales et horizontale*)

#### V.5.1. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à la flexion composé pour une section ( $e \times l$ )

Avec :  $A = \max [A1(N_{max} \rightarrow M_{cor}), A2(M_{max} \rightarrow N_{cor}), A3(N_{min} \rightarrow M_{cor})]$

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale ( $A_{min}$ ) du RPA99 et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

### Exemple de calcul

$$M = -0.3574 \text{ KN.m}$$

$$N = -1771.17 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0002 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.1 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section, alors il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{uA} \geq (0,337h - 0,81 d')b \times h \times f_{bu}.$$

Calcul de  $M_{uA}$

$$M_{uA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1895.51 \text{ KN.m}$$

$$(a): N(d - d') - M_{uA} = 0,1894 \text{ MN}$$

$$(b): (0,337h - 0,81 d')b \times h \times f_{bu} = 5.6 \text{ MN}$$

(a) < (b).....condition non vérifier

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.113 \quad (\text{Pivot B})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.151$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2.04$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 26.71 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{Nu}{fst} = (26.71 \times 10^{-4}) - \frac{1154.8501 \times 10^{-3}}{348} = -24.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 24.18 \text{ cm}^2$$

### Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

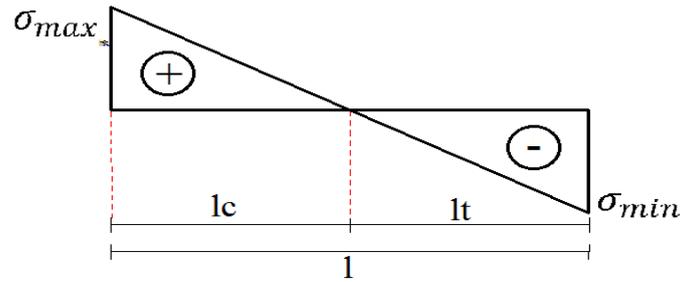


Fig.V.5.1 : Schéma des contraintes

On a : 
$$\begin{cases} l_t = \frac{(\sigma_{min} \times L)}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = l - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Soit 
$$\begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

Tableau.V.5.1 : Récapitulation du ferrailage du voile  $V_{x1}$

Niveau	S-Sol	RDC	1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>
L (m)	/	1.2	1.2	1.2
e (cm)	/	25	20	20
M (KN.m)	/	47.469	17.4352	4.5304
N (KN)	/	543.854	399.44	177.102
V (KN)	/	-91.41	-94.778	-58.419
$\tau = 1.4V/e.d$ (MPa)	/	-0.473	-0.614	-0.378
$\bar{\tau} = 0.2fc28$ (MPa)	/	5	5	5
$A_v^{cal}/face$ (cm <sup>2</sup> )	/	6.5	5.25	2.46
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	/	4.5	3.6	3.6
N <sup>br</sup> barre/face	/	10HA12	10HA12	10HA10
$A_v^{adoptée}/face$ (cm <sup>2</sup> )	/	11.31	11.31	7.85
$\sigma_1$ (Mpa)	/	2.603	2.027	0.832
$\sigma_2$ (Mpa)	/	1.021	1.301	0.643

St (cm)	/	20	20	20
$A_h$ cal (cm <sup>2</sup> /ml)	/	0.528	0.548	0.338
N <sup>br</sup> barre/face	/	2HA8	2HA8	2HA8
$A_h$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	/	1.01	1.01	1.01

Tableau.V.5.2 : Récapitulatif du ferrailage du voile V<sub>x2</sub>

Niveau	S-Sol	RDC	1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>
L (m)	/	1.2	1.2	1.2
e (cm)	/	25	20	20
M (KN.m)	/	-15.8193	3.0164	2.7798
N (KN)	/	708.48	348.331	178.614
V (KN)	/	196.028	-91.779	62.49
$\tau = 1.4V/e.d$ (MPa)	/	1.016	-0.594	0.405
$\bar{\tau} = 0.2fc28$ (MPa)	/	5	5	5
$A_v$ cal/face (cm <sup>2</sup> )	/	9.94	4.92	2.53
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	/	4.5	3.6	3.6
N <sup>br</sup> barre/face	/	10HA14	10HA10	10HA10
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	/	11.31	7.85	7.85
$\sigma_1$ (Mpa)	/	2.625	1.514	0.502
$\sigma_2$ (Mpa)	/	2.097	1.388	0.686
St (cm)	/	20	20	20
$A_h$ cal (cm <sup>2</sup> /ml)	/	1.46	0.531	0.467
N <sup>br</sup> barre/face	/	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	/	1.57	1.01	1.01

Tableau.V.5.3 : Récapitulatif du ferrailage du voile V<sub>x3</sub>

Niveau	S-Sol, RDC(1,2)	1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>
L (m)	3.21	3.21	3.21	3.21
e (cm)	25	20	20	20
M (KN.m)	-66.8883	145.1119	16.0413	43.8408
N (KN)	-2255.344	2155.648	833.839	445.571
V (KN)	843.114	488.055	260.6	137.988
$\tau = 1.4V/e.d$ (MPa)	1.634	1.182	0.631	0.334
$\bar{\tau} = 0.2fc28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v$ cal/face (cm <sup>2</sup> )	30.27	20.03	11.66	5.97
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12.03	9.63	9.63	9.63
N barre/face	16HA16	16HA14	14HA12	10HA12
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	32.17	24.63	15.83	11.31
$\sigma_1$ (Mpa)	-2.966	2.458	1.345	0.821

$\sigma_2$ (Mpa)	-2.654	2.153	1.252	0.566
St (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.319	1.342	0.717	0.379
$N^{br}$ barre/face	2HA14	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.08	1.57	1.01	1.01

Tableau.V.5.4 : Récapitulation du ferrailage du voile  $V_{x4}$ 

Niveau	S-Sol, RDC(1,2)	1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>
L (m)	2.2	2.2	2.2	2.2
e (cm)	0.25	20	20	20
M (KN.m)	-61.7101	81.2055	-56.2681	-30.1576
N (KN)	-1584.74	888.383	-527.738	-356.152
V (KN)	555.86	-298.417	-214.19	-140.302
$\tau = 1.4V/e \cdot d$ (MPa)	1.572	-1.055	-0.557	-0.496
$\bar{\tau} = 0.2fc28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	20.9	11.29	6.74	4.7
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	8.25	6.6	6.6	6.6
$N^{br}$ barre/face	16HA14	16HA10	10HA10	10HA10
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> )	24.63	12.57	7.85	7.85
$\sigma_1$ (Mpa)	-3.187	2.522	-1.548	-0.996
$\sigma_2$ (Mpa)	-2.575	1.515	-0.850	-0.622
St (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.241	0.941	0.676	0.442
$N^{br}$ barre/face	2HA14	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.08	1.57	1.01	1.01

Tableau.V.5.5 : Récapitulation du ferrailage du voile  $V_{y1}$ 

Niveau	S-Sol, RDC(1,2)	1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>
L (m)	2	2	2	2
e (cm)	25	20	20	20
M (KN.m)	56.7605	18.6858	-80.9253	50.6062
N (KN)	1515.625	652.662	-500.402	329.524
V (KN)	-362.877	195.161	126.354	-71.047
$\tau = 1.4V/e \cdot d$ (MPa)	-1.128	0.758	0.491	-0.276
$\bar{\tau} = 0.2fc28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	19.59	8.95	5.89	3.97
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.5	6	6	6
$N^{br}$ barre/face	16HA14	14HA10	10HA10	10HA8
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> )	24.63	11.00	7.85	5.03

$\sigma_1$ (Mpa)	3.371	1.771	-1.857	1.203
$\sigma_2$ (Mpa)	2.69	1.491	-0.644	0.444
St (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.25	0.866	0.561	0.24
N <sup>br</sup> barre/face	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.57	1.57	1.01	1.01

Tableau.V.5.6 : Récapitulation du ferrailage du voile V<sub>y2</sub>

Niveau	S-Sol, RDC(1,2)	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>
L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2
e (cm)	25	25	20	20
M (KN.m)	46.9407	-17.0574	-46.051	-35.7555
N (KN)	1182.405	590.988	-381.976	-225.771
V (KN)	411.43	-123.46	74.891	46.295
$\tau = 1.4V/e \cdot d$ (MPa)	2.133	-0.8	0.485	0.3
$\bar{\tau} = 0.2fc28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	14.72	8.21	3.59	2.36
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	3.6	3.6	3.6
N <sup>br</sup> barre/face	16HA12	16HA10	10HA10	10HA10
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> )	18.10	12.57	7.85	7.85
$\sigma_1$ (Mpa)	3.159	2.817	-2.55	-1.685
$\sigma_2$ (Mpa)	4.723	2.107	-0.632	-0.195
St (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.07	0.714	0.56	0.346
N <sup>br</sup> barre/face	2HA14	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.08	1.57	1.01	1.01

Tableau.V.5.7 : Récapitulation du ferrailage du voile V<sub>y3</sub>

Niveau	S-Sol, RDC(1,2)	1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>
L (m)	2	2	2	2
e (cm)	25	25	20	20
M (KN.m)	109.6993	26.4646	-62.348	34.5449
N (KN)	1617.208	628.996	-427.849	275.889
V (KN)	442.166	158.963	95.243	-67.193
$\tau = 1.4V/e \cdot d$ (MPa)	1.375	0.618	0.370	-0.261
$\bar{\tau} = 0.2fc28$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	20.29	8.5	5.17	3.46
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.5	6	6	6
N <sup>br</sup> barre/face	16HA14	16HA10	10HA10	10HA8
$A_v^{adopté}$ /face	24.63	12.57	7.85	5.03

(cm <sup>2</sup> )				
$\sigma_1$ (Mpa)	3.892	1.771	-1.537	0.948
$\sigma_2$ (Mpa)	2.576	1.374	-0.602	0.430
St (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.96	0.706	0.676	0.233
N <sup>br</sup> barre/face	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.26	1.57	1.01	1.01

$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times Lt$ : Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal}/face$ : Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.

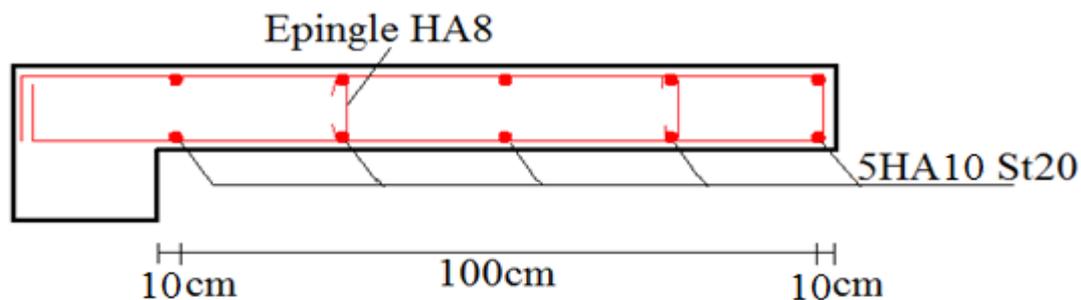
$A_v^{adpt}/face$ : Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br}/face$ : Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min}/voile = 0.15\% \times b \times t$ : Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{cal}/face$ : Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.

$A_h^{adpt}/face$ : Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.



**Fig.V.5.2** : Schéma ferrailage du voile Vx1

## V.6. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

**Chapitre VI**  
**Infrastructures**

## VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

## VI.2. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA 99 (version 2003, Article 10.1.4.1)** le dimensionnement des fondations superficielles se fait selon les combinaisons suivantes :

$$1). G + Q \mp E$$

$$2). 0.8 G \mp E$$

## VI.3. Choix du type de fondation

### VI.3.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

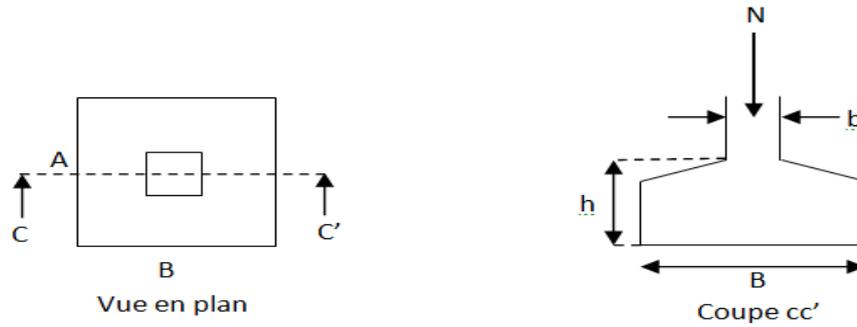
$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par notre modèle,  $N = 2469.021 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.1 \text{ bar}$



**Figure VI.1 : Semelle isolée**

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \cdot B$$

a , b : dimensions du poteau à la base.

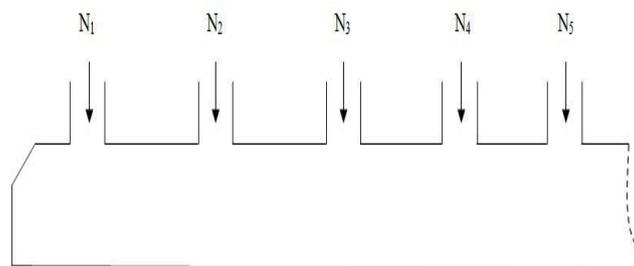
On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{2469.021}{110}} \Rightarrow B \geq 4.73 \text{ m}$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Donc on va vérifier les semelles filantes.

**VI.3.2. Vérification de la semelle filante**

En utilisant le logiciel SAP, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.



**Figure VI.2 : Semelle filante**

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1841.504kn ; N_5 = 1865.773kn$$

$$N_2 = 1839.632 \text{ kn} ; N_6 = 2094.737 \text{ kn}$$

$$N_3 = 2469.021 \text{ kn} ; N_7 = 2011.8 \text{ kn}$$

$$N_4 = 1893.844 \text{ kn}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 14016.311 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{14016.311}{110 \times 24.26} = 5.25 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on doit passer à un radier général.

### VI.3.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

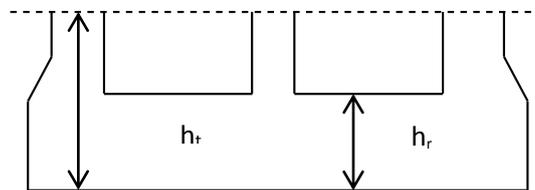


Figure VI.3 : Radier général

#### VI.3.3.1. Pré-dimensionnement

##### ➤ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$N_{ser} = 31000.65 \text{ kn}$  : L'effort de service de la superstructure.

$S_{bat} = 377.85 \text{ m}^2$ : La surface du bâtiment.

$$S_{rad} \geq \frac{31000.65}{110} \Rightarrow S_{rad} = 281.824 \text{ m}^2$$

Donc  $S_{rad} = S_{bat} = 377.85 \text{ m}^2 \rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

##### ➤ Condition de coffrage

$h_t$  : Hauteur des nervures.

$h_r$  : Hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.2 \text{ m}$ )

✓ Pour la dalle  $\rightarrow h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm} \rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$

✓ Pour la nervure  $\rightarrow h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm} \rightarrow h_t = 55 \text{ cm}$

✓ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad , \quad L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

**L<sub>e</sub>** : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

**K** : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen)

**E** : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

**b** : largeur de la semelle

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.2^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 76.52 \text{ cm}$$

Donc,  $h_t \geq 72.62 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 80 \text{ cm}$

D'après la vérification de la condition de rigidité on remarque qu'elle n'est pas vérifiée donc la hauteur de la nervure est de  $h_t = 80 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.8^3 \times 3.216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.2 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 3.42 = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure  $h_t = 80 \text{ cm}$
- Hauteur de la table du radier  $h_r = 30 \text{ cm}$
- Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .
- La surface du radier  $S_{rad} = 377.85 \text{ m}^2$

**VI.3.3.2. Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

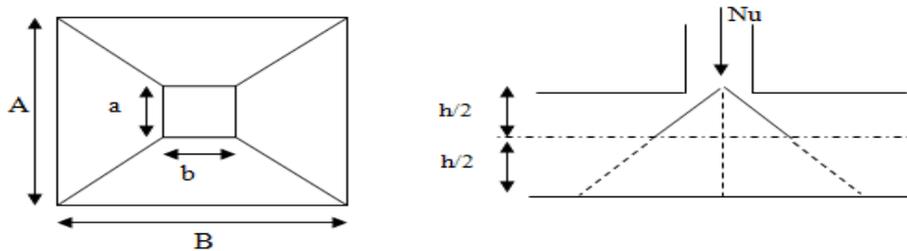


Figure VI.4. Zone de contact poteau- Radier

✓ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×55) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.55 + 0.8 = 1.35 \text{ m} \\ B = 0.55 + 0.8 = 1.35 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,4$$

$$N_d = 2469.021 \text{ KN}$$

$$2.469 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.4 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.24 \text{ MN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\begin{cases} X_G = 12.13 \text{ m} , I_{xx} = 7638.24 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7.78 \text{ m} , I_{yy} = 91658.96 \text{ m}^4 \end{cases} ; \begin{cases} M_x = 208804.0214 \text{ KN.m} \\ M_y = 371475.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

- **Sens X-X**

$$N = 31000.65 \text{ KN} ; M_x = 208804.0214 \text{ KN.m} ; I_{xx} = 7638.24 \text{ m}^4 ; Y_G = 5.95 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{31000.65 \times 10^{-3}}{377.85} + \frac{208804.0214 \times 10^{-3}}{7638.24} \times 7.78 = 0,29 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{31000.65 \times 10^{-3}}{377.85} - \frac{208804.0214 \times 10^{-3}}{7638.24} \times 7.78 = -0,13 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,29 - 0,13}{4} = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,11 \text{ MPa}$$

- **Sens Y-Y**

$$N = 31000.65 ; M_y = 371475.41 \text{ KN.m} ; I_{yy} = 91658.96 \text{ m}^4 ; X_G = 12.13 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{31000.65 \times 10^{-3}}{377.85} + \frac{371475.41 \times 10^{-3}}{91658.96} \times 12.13 = 0,13 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{31000.65 \times 10^{-3}}{377.85} - \frac{371475.41 \times 10^{-3}}{91658.96} \times 12.13 = 0,032 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,13 + 0,032}{4} = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,11 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right) = 2,5 \text{ M}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal résultant de la combinaison la plus défavorable

$$\Rightarrow N_d = N_u = 42695.812 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{42695.812 \times 5.2}{2 \times 377.85} = 293.8 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{213.31 \times 1 \times 10^{-3}}{2,5} = 0,12 \text{ m} \rightarrow \text{soit : } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

- $f_s = 1.15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w$ : (poids volumique de l'eau).

- $S_{rad} = 377.85 \text{ m}^2$  (surface du radier).
- $H=5.8\text{m}$  (hauteurs de la partie ancrée du bâtiment).

$N = 31000.65 \text{ KN} > 1,15 \times 5.8 \times 377.85 \times 10 = 25202.6 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Le bâtiment reste stable sous poussée hydrostatique.

### VI.3.3.3. Calcul du ferrailage du radier général

On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier.

On fait le calcul pour une bande de 1 m.

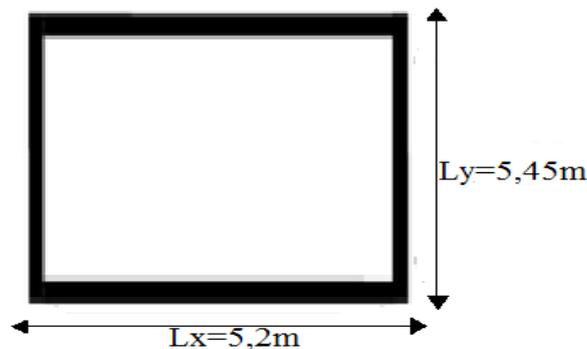


Figure VI.5 : Dalle sur quatre appuis

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 \times G_0 \Rightarrow Q_u = \frac{42695.812}{377.85} + 1.35 \times 7,5 \Rightarrow Q_u = 123.12 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow Q_s = \frac{31000.65}{377.85} + 7.5 \Rightarrow Q_s = 89.54 \text{ kn/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :  $\begin{cases} L_x = 5.2\text{m} \\ L_y = 5.45\text{m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.2}{5.45} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$ELU: \begin{cases} \rho = 0.95 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow D' \text{ après l'annexe (I)} \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} \rho = 0.95 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow D' \text{ après l'annexe (I)} \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

#### ➤ Evaluation des moments :

$$ELU : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,041 \times 123,12 \times 5.2^2 = 136,495 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,8875 \times 136,495 = 121,139 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0483 \times 89,54 \times 5,2^2 = 116,82 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,9236 \times 116,82 = 108 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Calcul des moments corrigés

- En travée :

$$ELU : \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 116,02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 102,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 99,4 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 91,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appui :

$$ELU : M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -68,247 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -58,47 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section de  $(b \times h_r) = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$ ,  $d = 25 \text{ cm}$

**Tableau VI.1** : Calcul du ferrailage du radier

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopté}$	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	116.02	0.131	0.175	0.232	14.34	2.46	5HA20 = 15.71	20
	y-y	102.96	0.116	0.154	0.234	12.61	2.4	7HA16 = 14.07	15
Appui	x-x	68.247	0.07	0.091	0.241	8.13	3.01	8HA12 = 9.05	15

#### ➤ Condition de non fragilité

On a :  $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,95 > 0,4$

$$\text{En travée: } \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \times \left( \frac{3 - 0,95}{2} \right) \times 1 \times 0,30 = 2,46 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 1 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{minx} = A_{miny} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,01 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{123,12 \times 5,2}{2} \times \frac{5,45^4}{5,2^4 + 5,45^4} = 175,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{160,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} = 0,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

#### ➤ Vérifications des contraintes à L'ELS

**Tableau VI.2 :** Vérification des contraintes dans le radier

	Sens	M <sup>ELS</sup> KN.m	A cm <sup>2</sup>	Y cm	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc}$ < $\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs $\sigma_{st}$ < $\bar{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	99.4	15.71	9.37	109211	8.528	15	Vérifiée	254.34	201.63	Non-vérifiée
	y-y	91.8	14.07	8.96	100488	8.188	15	Vérifiée	260.85	201.63	Non-vérifiée
Appui	x-x	58.47	9.05	7.46	71110	6.14	15	Vérifiée	253.25	201.63	Non-vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier en travée et en appui, ne sont pas vérifiées dans les deux sens, donc on doit augmenter les sections d'armatures.

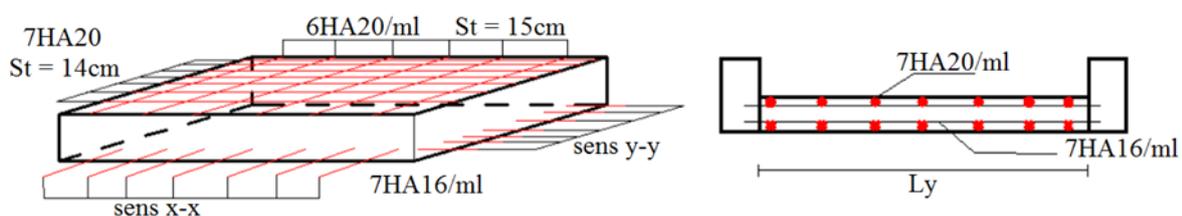
En travée:  $\begin{cases} \text{Selon x-x : } 7\text{HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2 \text{ cm}^2, & (St = 14\text{cm}) \\ \text{Selon y-y: } 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2, & (St = 15 \text{ cm}) \end{cases}$

En appui :  $7\text{HA}16 = 14.07 \text{ cm}^2, (St = 14 \text{ cm})$

**Tableau VI.3 :** Vérification des contraintes dans le radier après augmentation des sections

	Sens	M <sup>ELS</sup> KN.m	A cm <sup>2</sup>	Y cm	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc}$ < $\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs $\sigma_{st}$ < $\bar{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	99.4	21.99	10.68	139555	7.61	15	Vérifiée	184.97	201.63	vérifiée
	y-y	91.8	18.85	10.06	124938	7.39	15	Vérifiée	197.61	201.63	vérifiée
Appui	x-x	58.47	14.07	8.86	100488	5.21	15	Vérifiée	166.14	201.63	vérifiée

➤ **Ferraillage**



**Fig.VI.6 :** Schéma de ferraillage de radier

**VI.4. Etude de la nervure**

**VI.4.1. Dimensionnement de la nervure**

$$h_t = 0,80\text{m} , \quad h_r = 0,30\text{m} , \quad b_0 = 0,60\text{m} , \quad d = 0,75\text{m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (\text{CBA. Art4.1.3})$$

✓ **Sens x-x :**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5,2}{2} ; \frac{4,5}{10}\right) \Rightarrow b = 1,5 \text{ m}$$

✓ Sens y-y :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5.45}{2} ; \frac{1.35}{10}\right) \Rightarrow b = 0.8 \text{ m}$$

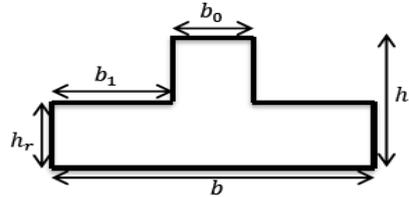


Fig VI.7 : Section de la nervure à ferriller

Pour le calcul du ferrillage, on prend le cas le plus défavorable. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$ $q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$	$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ <p>Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.</p> $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$ <p>Cas d'une seule charge triangulaire par travée</p>

$q_m$  : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

$q_v$ : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

#### VI.4.2. Calcul des sollicitations

La transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot »

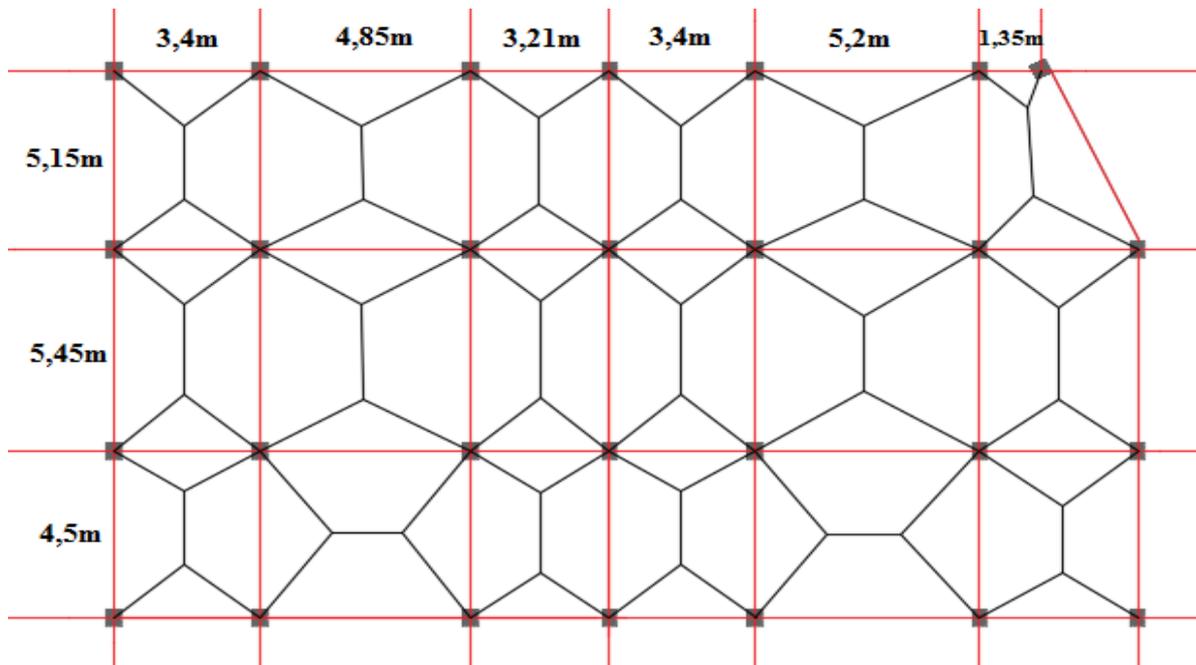


Figure.VI.8 : Schémas des lignes de rupture de transfert des charges sur le radier

➤ Moments aux appuis

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times L'_g{}^3 + P_d \times L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)} & \text{appui intermediaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \text{ appui de rive} \end{cases}$$

Avec :  $L' = \begin{cases} L & \text{si: c'est une travée de rive} \\ 0.8L & \text{si: c'est une travée intermediaire} \end{cases}$

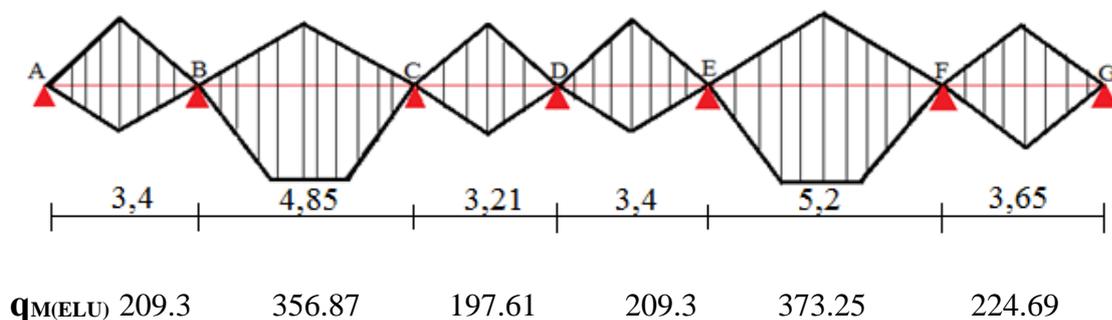
➤ Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$ : Moments sur l'appui gauche et droit respectivement

Sens X-X



$q_{M(ELS)}$  152.22      259.56      143.71      152.22      271.44      163.41

**Figure.VI.9** : Schéma statique équivalent selon le sens longitudinal x-x

Nous ferons le calcul pour la travée la plus sollicitée (travée EF)

On a :

Exemple de calcul : Travée (EF)

$$q_M^u = \frac{123,12}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\left(\frac{3,4}{5,45}\right)^2}{3} \right) 3,4 + \left( 1 - \frac{\left(\frac{3,65}{5,45}\right)^2}{3} \right) 3,65 \right] = 373.256 \text{KN}$$

$$q_M^s = \frac{89,54}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\left(\frac{3,4}{5,45}\right)^2}{3} \right) 3,4 + \left( 1 - \frac{\left(\frac{3,65}{5,45}\right)^2}{3} \right) 3,65 \right] = 271.44 \text{ KN}$$

$$q_v^u = \frac{123,12}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\left(\frac{3,4}{5,45}\right)}{2} \right) 3,4 + \left( 1 - \frac{\left(\frac{3,65}{5,45}\right)}{2} \right) 3,65 \right] = 293.42 \text{ KN}$$

**Moment en appuis**

$$M_E^u = \frac{(209.3 \times 2,72^3) + (373.25 \times 4.16^3)}{8,5(2,72 + 4.16)} = -531.51 \text{KN.m} \begin{cases} L_{DE}=3,4\text{m} & L'_{DE}=2,72 \text{ m} \\ L_{EF}=5,2\text{m} & L'_{EF}=4,16 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_F^u = \frac{(373.25 \times 4,16^3) + (224.69 \times 3,65^3)}{8,5(4.16 + 3,65)} = -569.35 \text{KN.m} \begin{cases} L_{EF}=5,2\text{m} & L'_{EF}=4,16 \text{ m} \\ L_{FG}=L'_{FG}=3,65\text{m} \end{cases}$$

**Moment en travée**

$$x = \frac{5,2}{2} - \frac{531.51 - 569.35}{373.25 \times 5,2} = 2,62$$

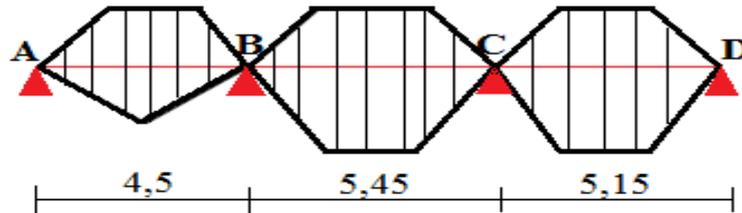
$$M_0(x) = \frac{373.25 \times 2,62}{2} (5,2 - 2,62) = 1261.51 \text{KN.m}$$

$$M_t^u(x) = 1261.51 - 531.51 \left( 1 - \frac{2,62}{5,2} \right) - 569.35 \left( \frac{2,62}{5,2} \right) = 710.93 \text{KN.m}$$

**Tableau VI.4** : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	710.93	-569.35
Effort tranchant (KN)	762.89	

**Sens Y-Y :**



$q_{M(ELU)}$	233.69	421.2	213.37
$q_{M(ELS)}$	169.95	256	169.95

Figure.VI.10 : Schéma statique équivalent selon le sens longitudinal y-y

La travée la plus sollicitée (travée BC).

On a :  $q_u = 123,12 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.5 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	970.88	-792.41
Effort tranchant (KN)	317.15	

VI.4.3. Ferrailage :

Tableau VI.6 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M(KN.m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	Choix (cm <sup>2</sup> / ml)
Sens X-X	Travée	710.93	28.09	13.58	9HA20+2HA16=32.29
	Appui	569.35	22.36		8HA20=25.13
Sens Y-Y	Travée	970.88	40.55	7.25	9HA25=44.18
	Appui	792.41	32.52		9HA20+3HA16=34.3

➤ Vérification de l'effort tranchant

Selon le sens (x-x) :

$$\tau_u = \frac{762.89 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0,75} = 0.678 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Selon le sens (y-y) :

$$\tau_u = \frac{317.15 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0,75} = 0.528 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS**

On a:  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   $\bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa}$ ; FN

**Tableau VI.7 :** Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	Observation
Sens	Travée	517.01	19.7	1640499	6.93	265.34	Non vérifiée
X-X	Appui	414.06	18.42	1361951	5.6	235.18	Non vérifiée
Sens	Travée	436.90	26.8	1750278	6.68	161.75	vérifiée
Y-Y	Appui	669.18	24.38	1458382	11.18	313.95	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier en travée ; et en appui, ne sont pas vérifiées dans les deux sens, donc on doit augmenter les sections d'armatures.

Selon x-x :  $\begin{cases} \text{Travée : } 10\text{HA}25 = 49,09\text{cm}^2 \\ \text{Appui : } 10\text{HA}20 = 31,42\text{cm}^2 \end{cases}$

Selon Y-Y: Appui :  $12\text{HA}25=58.91\text{cm}^2$

**Tableau VI.8 :** Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ MPa	Observation
Sens	Travée	517.01	5.16	164.52	vérifiée
X-X	Appui	414.06	5.03	194.91	vérifiée
Sens	Travée	436.90	6.68	161.75	vérifiée
Y-Y	Appui	669.18	9.34	189.11	vérifiée

➤ **Les armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.85; 60)\text{mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (2cadres  $\phi 10$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St=15 \text{ cm}$ .

➤ **Schéma de ferrailage**

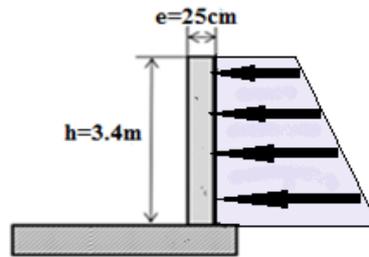
Tableau VI.9 : Ferrailages des nervures

Sens X-X	
<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
Sens Y-Y	
<b>Travée</b>	<b>Appui</b>

### VI.5. Etude du voile périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.



**Figure VI 11 :** Poussée des terres sur le voile périphérique

- **Dimensions :**

- La hauteur :  $h = 3.4 \text{ m}$
- La longueur :  $L = 5.2 \text{ m}$
- L'épaisseur :  $e = 25 \text{ cm}$

- **Caractéristiques du sol :**

- poids spécifique :
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 28.45^\circ$
- Cohésion:  $C = 0.27 \text{ bar}$

On néglige la cohésion ( $C = 0$ ).

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.4 \times 20 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{28.45}{2}\right) = 24.11 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.54 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Ferraillage du voile :**

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.

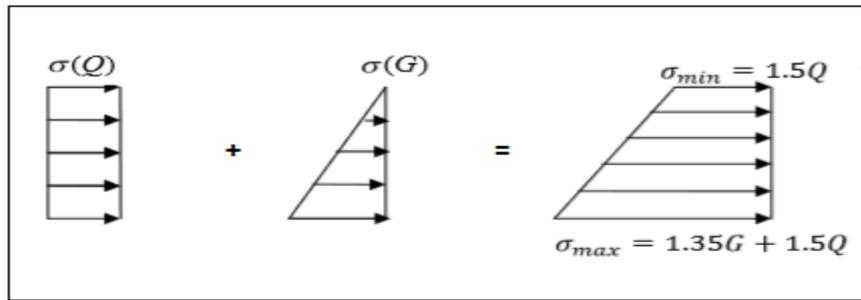


Fig.VI.12. Distribution des contraintes dans le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy}^{ELU} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 37.85 + 5.31}{4} = 29.722 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy}^{ELU} \times 1 \text{ ml} = 27.72 \text{ kn/ml}$$

$$\sigma_{moy}^{ELS} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 27.65 + 3.54}{4} = 21.622 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy}^{ELS} \times 1 \text{ ml} = 21.62 \text{ kn/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3.4 \text{ m} \quad L_y = 5.2 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad e = 0.25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.4}{5.2} = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens}$$

$$ELU: \begin{cases} \rho = 0.65 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow D'après l'annexe (V) \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} \rho = 0.65 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow D'après l'annexe (V) \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.0805 \end{cases}$$

#### ➤ Calcul des moments :

$$ELU: \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0751 \times 29.722 \times 3.4^2 = 25.8 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.3613 \times 25.8 = 9.32 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0805 \times 21.622 \times 3.4^2 = 20.12 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.0805 \times 20.12 = 1.62 \text{ kn.m} \end{cases}$$

#### Les moments corrigés

##### • En travée :

$$ELU: \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 21.93 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 7.922 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 17.102 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 1.377 \text{ kn.m} \end{cases}$$

• **En appui :**

$$ELU : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -12.9 \text{ kn.m}$$

$$ELS : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -10.06 \text{ kn.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section de  $(b \times e) = (1 \times 0.25) \text{ m}^2$

**Tableau VI.10 :** Calcul du ferrailage du voile périphérique

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	21.93	0.038	0.049	0.196	<b>3.21</b>	<b>2.35</b>	<b>4HA14= 6.16</b>	25
	y-y	7.922	0.014	0.0175	0.198	<b>1.14</b>	<b>2</b>	<b>4HA10= 3.14</b>	25
Appui	x-x	12.9	0.0227	0.0287	0.197	<b>1.87</b>	<b>2.415</b>	<b>4HA10 =3.14</b>	25

➤ **Condition de non fragilité :**

On a :  $e = 25 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0.65 > 0.4$

$$En \text{ travée: } \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.65}{2}\right) \times 1 \times 0.25 = 2.35 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$En \text{ appui : } A_{minx} = A_{miny} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.415 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29.722 \times 3.4}{2} \times \frac{5.2^4}{3.4^4 + 5.2^4} = 42.72 \text{ kn}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29.722 \times 5.2}{2} \times \frac{3.4^4}{3.4^4 + 5.2^4} = 11.94 \text{ kn}$$

$$Fissuration \text{ Nuisible} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{42.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.213 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisailment}$$

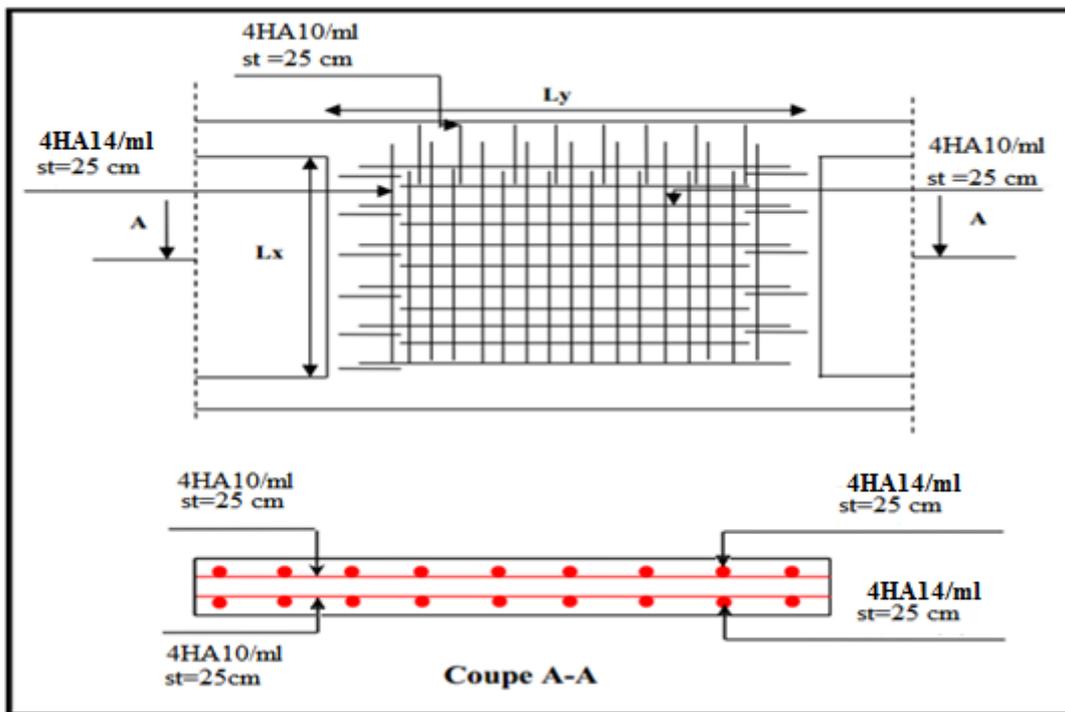
➤ **Vérifications des contraintes à L'ELS :**

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

**Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique**

	Sens	$M^{ELS}$ kn.m	A cm <sup>2</sup>	Y cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	17.1 02	6.16	5.22	24926	3.58	15	Vérifiée	152.0 5	201.63	vérifiée
	y-y	1.37	3.14	3.89	14186	0.38	15	Vérifiée	23.44	201.63	vérifiée
Appui	x-x	10.0 6	3.14	3.39	14186	2.76	15	Vérifiée	171.3 1	201.63	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :



**Figure VI.13 : Voile périphérique**

**VI.6. Conclusion :**

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 30cm
- Sections des nervures :  $(b \times h) = (150 \times 80) \text{ cm}^2$     Sens x-x  
 $(b \times h) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$     Sens y-y



**Conclusion**

**Générale**

## **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments, il nous a également permis d'en faire un certain nombre de conclusions parmi celles-ci, on a pu souligner ce qui suit :

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés, parmi d'autres les interactions sous charges verticales qui ne sont pas vérifiées pour le système de contreventement mixte, qui ne convenait pas à notre structure

Nous avons décidé donc de changer le système de contreventement en voile porteur.

Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

## **La liste bibliographique**

## **La liste bibliographique :**

### **La réglementation :**

- Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).

# **Annexes**

# Annexe n° 01

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe n° 02

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.8$$

<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg); font-weight: bold; margin-right: 5px;">u/Lx v/Ly</div> <table border="1" style="border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td style="width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.0</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.1</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.2</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.3</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.4</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.5</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.6</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.7</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.8</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>0.9</b></td> <td style="width: 20px; height: 20px;"><b>1.0</b></td> </tr> </table> </div>			<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>											
	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>													
Valeur de M <sub>1</sub>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077												
	<b>0.1</b>	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077												
	<b>0.2</b>	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075												
	<b>0.3</b>	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073												
	<b>0.4</b>	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069												
	<b>0.5</b>	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066												
	<b>0.6</b>	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061												
	<b>0.7</b>	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057												
	<b>0.8</b>	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053												
	<b>0.9</b>	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049												
	<b>1.0</b>	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045												
Valeur de M <sub>2</sub>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095												
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083												
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070												
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061												
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058												
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047												
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043												
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038												
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033												
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029												
	<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027												

# Annexe n° 03

## Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33