

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
Université A. MIRA - Bejaia

Faculté de Technologie  
Département de génie civil  
Filière : génie civil  
Option : Matériaux et Structures



Mémoire de Fin de Cycle  
En vue de l'obtention du diplôme

**MASTER**

*Thème*

**Etude d'un Bâtiment en béton armé (R+9+sous sol)  
à Usage d'Habitation et commerciale implanté à  
Akbou**

Présenté par : M<sup>elle</sup> MESSAOUDI HOUDA  
M<sup>elle</sup> LANSEUR SALMA

Soutenu en: **Juin 2018**

Devant le jury composé de :

Présidente  
Examinateur  
Encadreur

M<sup>me</sup> CHIKH AMER  
M<sup>r</sup> REMDANI  
M<sup>r</sup> BOUROUBA.

**Année universitaire : 2017 / 2018**

## **Remerciements**

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

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

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr BOUROUBA AH, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus a notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.*

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

**HOUDA et SELMA**

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

- *A mon fiancé YACINE*
- *A mes sœurs et leurs belle familles « Mina et Youcef ; sa filles Yassmine et son fils Lehlou ; Mimi et Moussa et son fils Ayoub ; Djidji et Didou »*
- *A mon frère « Amirouche »*
- *A ma belle famille « belle mère ; beau père ; belles sœurs ; Imane ; Mina et Rabeh , ses filles Djouhra et Serine »*
- *A ma binôme et sa familles*
- *A tous mes amis (es) sans exception surtout « Linda »*
- *A toute la promotion génie civil 2017/2018*

**HOUDA**

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

- *A mon fiancé Mohand*
- *A mes sœurs « sonia et son marie et son fils adil ;warda;kenza ; souad»*
- *A mes deux frères « halim et rayan »*
- *A ma belle famille «belle mère ; beau père ; beau frère ghilas ; belles sœurs ; Karima et sa famille ; Sonia et sa famille ; cylvia ;Sahra »*
- *A ma binôme et sa familles*
- *A tous mes amis (es) sans exception*
- *A toute la promotion génie civil 2017/2018*

*Salma*

Liste des tableaux

<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges de plancher à corps creux .....	20
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges de plancher à dalle pleine .....	21
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges de balcon .....	21
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges de volé .....	22
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges de palier .....	22
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges de murs extérieurs .....	23
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges Terrasse inaccessible avec toiture en tuile .....	23
<b>Tableau II.8.</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres .....	24
<b>Tableau II.9.</b> Evaluation de la descente de charge de poteau PG3. ....	28
<b>Tableau II.10.</b> Evaluation de la descente de charge de poteau PG4. ....	31
<b>Tableau II.11.</b> Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux .....	33
<b>Tableau II.12.</b> Résultats de la Vérification à la compression simple.....	34
<b>Tableau II.13.</b> Résultats de la vérification au flambement.....	35
<b>Tableau III.1.</b> Les différents types de poutrelles .....	42
<b>Tableau III.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles .....	43
<b>Tableau III.3.</b> Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.....	43
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitation optée pour le ferrailage.....	49
<b>Tableau III.5.</b> ferrailage des poutrelles de tout les étages .....	54
<b>Tableau III.6.</b> verification nécessaires à l'ELU .....	55
<b>Tableau III.7.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages .....	55
<b>Tableau III.8.</b> Vérification de la flèche .....	59
<b>Tableau III.9.</b> Ferrailage des poutrelles. ....	60
<b>Tableau III.10.</b> Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.....	64
<b>Tableau III.11.</b> Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	65
<b>Tableau III.12.</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 03 appuis.....	71
<b>Tableau III.13.</b> Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	73
<b>Tableau III.14.</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis .....	76
<b>Tableau III.15.</b> Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	77
<b>Tableau III.16.</b> Ferrailage de l'escalier .....	82
<b>Tableau III.17.</b> les resultats de calcul par la methode RDM .....	84
<b>Tableau III.18.</b> resultats de ferrailage de la 2éme partie.....	87

<b>Tableau III.19.</b> Armatures longitudinales de poutre de chaînage.....	97
<b>Tableau III.20.</b> Vérification les contraintes dans le béton. ....	98
<b>Tableau III.21.</b> Vérification de la flèche. ....	99
<b>Tableau III.22.</b> ferrailage d'ascenseur.....	102
<b>Tableau III.23.</b> Vérification des contraintes.....	104
<b>Tableau III.24.</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	106
<b>Tableau III.25.</b> Vérification des contraintes.....	107
<b>Tableau III.26.</b> ..ferrailage de panneau de dalle .....	109
<b>Tableau III.27.</b> Vérification des contraintes.....	110
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités.....	116
<b>Tableau IV.2.</b> Périodes et taux de participation.....	120
<b>Tableau IV.3.</b> Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	122
<b>Tableau IV.4.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	122
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	123
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification des déplacements. (sens x-x).....	123
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements (sens y-y).....	124
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification a L'effet P- $\Delta$ .....	124
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification de la résultante des forces.....	125
<b>Tableau V.1.</b> Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux ..	129
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitation dans les poteaux.....	129
<b>Tableau V.3.</b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	132
<b>Tableau V.4.</b> Ferrailages transversale des poteaux .....	133
<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	135
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	136
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	137
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des poteaux .....	139
<b>Tableau V.9.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires .....	142
<b>Tableau V.10.</b> section de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	148
<b>Tableau V.11.</b> Moments résistant dans les poteaux .....	151
<b>Tableau V.12.</b> Moments résistant dans les poutres .....	151
<b>Tableau V.13.</b> Vérification de la zone nodale.....	152
<b>Tableau V.14.</b> Les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC.....	155
<b>Tableau V.15.</b> les sollicitations dans les voiles au niveau <b>du 1 au 8eme étage</b> .....	155

<b>Tableau V.16.</b> les sollicitations dans les voiles au niveau <b>du 9eme étage</b> .....	156
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}$ // à X-X' .....	156
<b>Tableau V.18</b> sollicitations et ferrailage des voiles //xx et yy au niveau RDC .....	159
<b>Tableau V.19.</b> sollicitations et ferrailage des voiles //xx et yy de niv 2a9 .....	160
<b>Tableau V.20.</b> sollicitations et ferrailage des voiles //xx et yy de niv 10.....	161
<b>Tableau VI.1.</b> Section d'armateur du radier .....	171
<b>Tableau VI.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	172
<b>Tableau VI.3.</b> Section d'armateur du radier à l'ELS .....	172
<b>Tableau VI.4.</b> Les chargements sur les travées sens X-X.....	176
<b>Tableau VI.5.</b> Les chargements sur les travées sens Y.Y. ....	176
<b>Tableau VI.6</b> Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X. ....	177
<b>Tableau VI.7.</b> Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.....	177
<b>Tableau VI.8.</b> Tableau des sollicitations l'ELU sens YY .....	178
<b>Tableau VI.9.</b> Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y .....	178
<b>Tableau VI.10.</b> Calcul des ferrailages .....	179
<b>Tableau VI.11.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	180
<b>Tableau VI.12..</b> Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU .....	184
<b>Tableau VI.13.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	185
<b>Tableau VI.14..</b> Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELS .....	185

**Table des matières**

Introduction générale

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

I.1. Présentation du projet .....	2
I.1.1. Description architecturale.....	2
I.1.2. Données de site .....	2
I.2. Ossature et système de contreventement .....	2
I.2.1. Les planchers .....	3
I.2.2. La maçonnerie .....	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
I.3.1. Le béton.....	3
I.3.2. Acier.....	3
I.4. Règlement utilisé .....	3
I.5. Actions .....	6
I.5.1. Action permanentes .....	6
I.5.2. Action variables.....	6
I.5.3. Action accidentelles.....	6
I.6. Combinaison d'action.....	6
I.6.1. Combinaisons d'action à l'ELU.....	7
I.6.2. Combinaisons d'action à l'ELS.....	7

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

II.1. Introduction .....	10
II.2. Disposition des poutrelles.....	10
II.3. Pré-dimensionnement des planchers.....	13
II.3.1. Plancher à corps creux .....	13
II.3.2. Les planchers à dalle pleine .....	14
II.4. Les poutres.....	15
II.4.1. Poutres principales [P.P].....	15
II.4.2. Les poutres secondaires [P. S].....	16
II.5. Les voiles.....	17
II.6. Les poutrelles.....	17

II.7. Les escaliers.....	18
II.8. Evaluation des charges et des surcharges.....	20
II.9. Pré-dimensionnement des poteaux.....	23
<b>Chapitre III : Etudes des éléments secondaires</b>	
III.1. Introduction.....	38
III.2. Calcul des planchers.....	38
III.2.1. Plancher à corps creux.....	38
III.2.2. Étude des dalles pleines.....	61
III.3. Étude des escaliers.....	80
III.3.1. Calcul de l'escalier.....	80
III.3.3. Étude de la poutre brisée.....	91
III.4. Calcul de la poutre de chainages.....	
III.5. Etude de l'ascenseur.....	100
III.6. Calcul de pannaueu de dalles terrasse.....	108
<b>Chapitre IV: Etudes dynamique</b>	
IV.1. Introduction.....	114
IV.2. Choix de la méthode de calcul.....	114
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	114
IV.2.2. Méthode dynamique.....	117
IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale.....	118
IV.4. Disposition des voiles.....	118
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par SAP 2000.....	119
IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	122
IV.7. Conclusion.....	126
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
V.1. Introduction.....	128
V.2. Étude des poteaux.....	127
V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003.....	128
V.2.2. Sollicitations de calcul.....	129
V.2.3. Calcul du ferrailage.....	130
V.2.4. Vérifications.....	134
V.3. Etude des poutres.....	140
V.3.1. Les recommandations du RPA99.....	140

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres .....	142
V.3.3. Les armatures transversales .....	142
V.3.4. Vérifications [BAEL 91] .....	146
V.4. Vérification des zones nodales .....	150
V.4. Etude des voiles .....	153
V.4.1. Introduction .....	153
V.4.2. Les recommandations du RPA99 .....	153
V.4.3. Calcul des sollicitations .....	154
V.4.4. Ferrailage des voiles .....	156
V.4.5. Vérification à l'effort tranchant .....	158
<b>Chapitre VI : Etudes de l'infrastructure</b>	
VI .1. Introduction .....	163
VI .2. Combinaisons de calcul .....	163
VI.3. Choix du type des fondations .....	163
VI.3.1. Vérification des semelles isolées .....	164
VI.3.2. Vérification des semelles filantes .....	165
VI.3.3. Etude du radier général.....	167
VI.4. Ferrailage du radier.....	172
VI.5. Etude des nervures.....	173
VI.5.1. Vérification a L'ELU .....	177
VI.6. Etude du Voile périphérique .....	182
Conclusion générale .....	187

**Bibliographie**

**Annexe**

**Plan de la structure**

### Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiée. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité é se bâtir le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construction peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des construction , mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis avis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

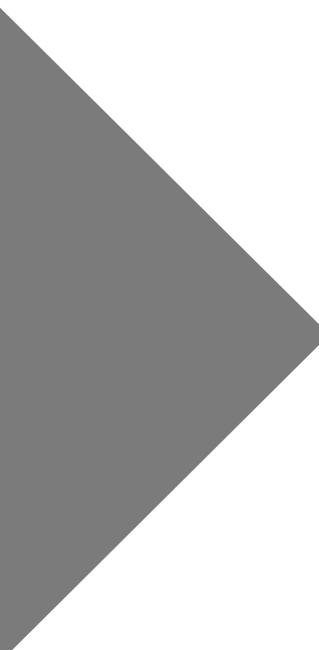
Elle doit résister à toutes les actions et autres influence susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du cout d'entretien.

Pour satisfaire l'exigence énoncée ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux,

Définir une conception, un dimensionnement et des détaillé constructifs approprier, et spécifier des procédures de contrôles adaptée au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en R+9+1 sous sol, contreventé par un système mixte (voiles-portique).l'étude à été structuré en six chapitres principaux.

Nos trois premier chapitres se résumes au calcule statique, dans lesquels le premier chapitre est consacré à la description de l'ouvrage, le deuxième au pré-redimensionnement des différents éléments constituant la structure et le troisième au calcule des éléments non structuraux. Ensuite, une étude dynamique a été effectuée dans le chapitre quatre dans lequel on a essayé de trouver un bon comportement de la structure par une bonne disposition des voiles. Dans le chapitre cinq, on a calculé le ferrailages des éléments structuraux de la structure. L'étude de l'infrastructure de notre bâtiment a fait l'objet du chapitres six. Enfin, une conclusion générale clôturé le manuscrit.



# CHAPITRE I

Généralités

## I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble de en R+8+ duplex+ s.sol destiné a l usage commerciale au RDC et a 'habitation dans le reste des étages. Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaïa (ighil oumessoude akbou), qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

### I.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

#### I.2.1. a Caractéristiques architecturales :

Les dimensions de notre structure sont les suivantes :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : 25.66 m
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : 20.70 m
- Hauteur totale du bâtiment : .31.92 m
- Hauteur du R.D.C niveau 1 : 3.42 m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m.

#### I.2.1.b Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le sol de notre site est en catégorie S2 selon sa nature géotechnique.
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$ .
- L'ancrage minimal des fondations : **D=2 m**

### I.3. ossature et système de contreventement

Pour le bloc en (r+8+duplexe) sa hauteur dépasse les 14metres ,les systèmes de contreventent les plus applicables sont :

- Système de contreventement mixte assure par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles
- Système de contreventement constitue par des voiles porteurs en béton armé

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système.

### I.3.1 : les planches

les planches sont semi pré fabriquées en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

les portes à faux, les balcons, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont en dalle plane en béton armé.

### I.3.2. la maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à double parois (celle de l'intérieure de 1cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec deux types de brique.

Des briques de 15cm d'épaisseur (salle d'eau des chambres).

Des briques de 10cm d'épaisseur (pour les autres séparations).

### I.4. Règlements et normes utilisées

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

### I.5. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/Version99.

#### • Le béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure et de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

#### Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25MPa prévue à 28j, et par conséquent

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{MPa} \quad \text{CBA 93 Art (A.2.1.1.2).}$$

#### Contrainte limites

1. A L'ELU : est notée  $\delta_{bc}$  tel que  $\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$  **CBA 93 Art (A.4.3.4).**

Avec

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{Lorsque } 1\text{h} < T < 24\text{h.} \\ 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0,85a pour l objet de couvrir l'erreur fait on négligent le fluage du béton.

2. A L'ELS : est donne par  $\delta_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

### Module de déformation longitudinale du béton

Il existe deux module de déformation détermines

1. le module déformation instantanée :

Pour des charge d une durée d application inferieure a24heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

2. le module de déformation déferée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article}$$

$$\text{A.2.1.2.2} \quad E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

### Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales note  $\nu$

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases}$$

- **. Acier :**

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est reprendre les efforts de traction.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500

**Tab I.1 :**  $f_e$  en fonction du type d'acier.

Avec  $f_e$  la limite d'élasticité.

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

Hautes adhérences de nuances fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structures).

Treillis soudée de nuance fe500 (pour la dalle de compression des planchéé a corps creux ).

Rounds lisses de nuance fe235 (pour les armatures transversales des poutrelles).

### Contrainte limite de l'acier

**A L'ELU:**  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$  (situations courantes ou transitoires).

$\gamma_s = 1.0$  (situations accidentel).

### A L'ELS:

fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

fissuration préjudiciable:  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110(\eta * f_{tj})^{1/2})$  [MPa]

fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2})$  [MPa].

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$$\left. \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right\}$$

## I.6. Actions

Les actions sont les forces et couples dues aux charges appliquées a une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d actions.

### I.6.1. Actions permanentes (G)

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

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

### I.6.2. Actions variables (Q)

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

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanentes appliquées au cours d'exécution.

### I.6.3. Actions accidentelles (F<sub>A</sub>)

Ce sont des actions RARES DUES A DES Phénomènes qui se produisent rarement et avec une fable durée d'application. Par exemple :

- Séismes.
- Explosions.
- Chocs.

## I.7. Combinaison d'actions

Les combinaisons d actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul a considérer simultanément .pour tenir compte des risque non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions .puis combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargent le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### I.7.1. Combinaison d'actions à l'ELU:

- **Situation durable ou transitoire** : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum_{i>1} 1,3\psi_{oi} Q_i \quad \text{CBA93 (Article : A.3.3.2.1)}$$

Avec

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

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

- **Situations accidentelles**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad \text{CBA93 (Article: A.3.3.2.2)}$$

$FA$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

Pour ce qui est de l'action sismique les regles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 considèrent les combinaisons d'action suivantes :

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

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

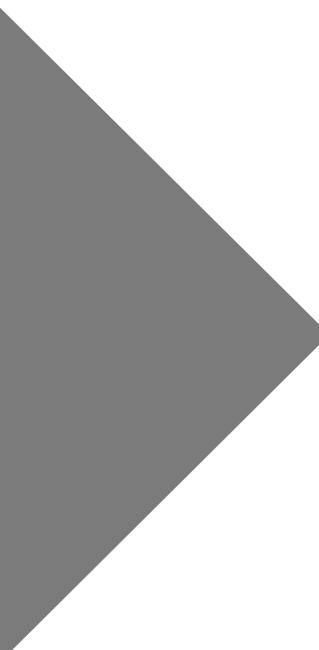
Avec :- G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

**I.7.2. Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3.)**

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

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



# CHAPITRE II

Présentation de l'ouvrage

## II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93

## II.2. Déposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

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

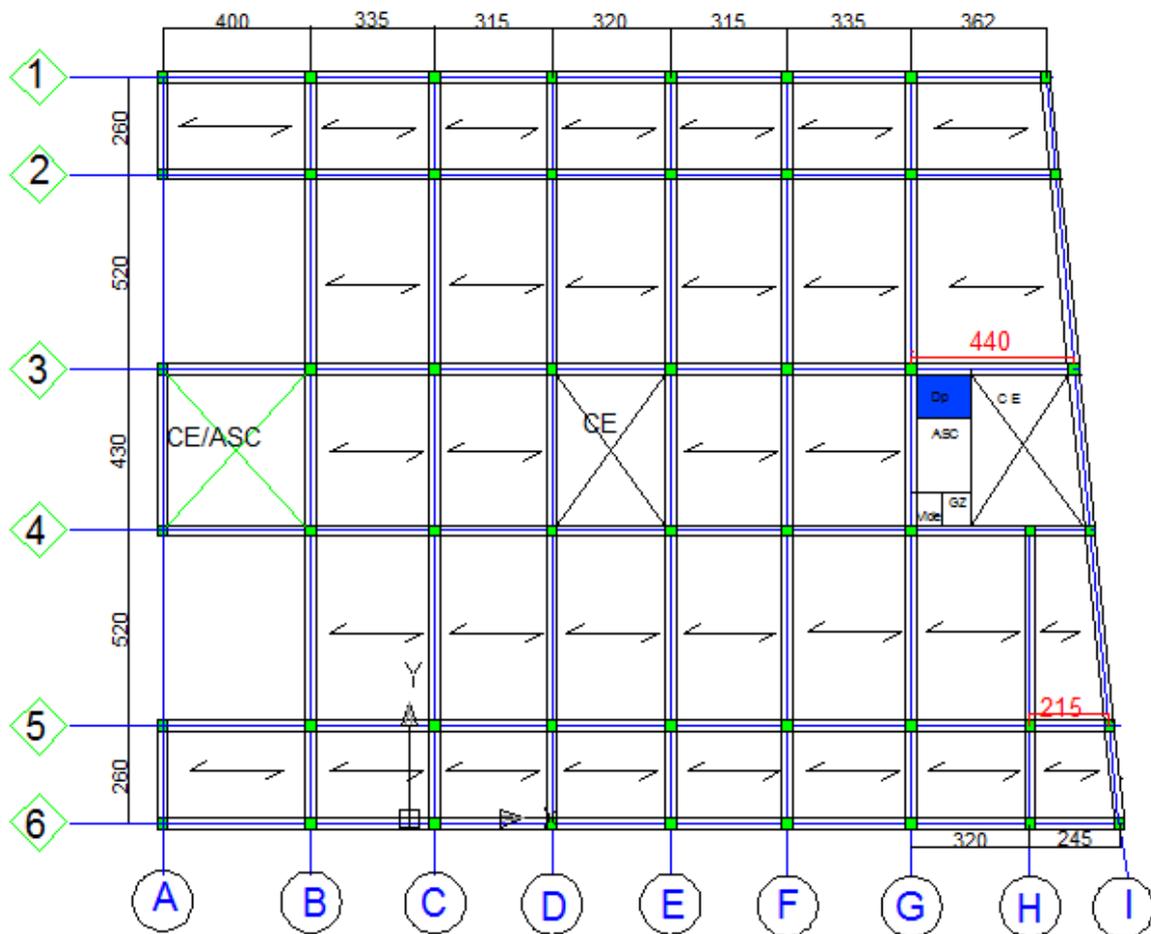


Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles (RDC)

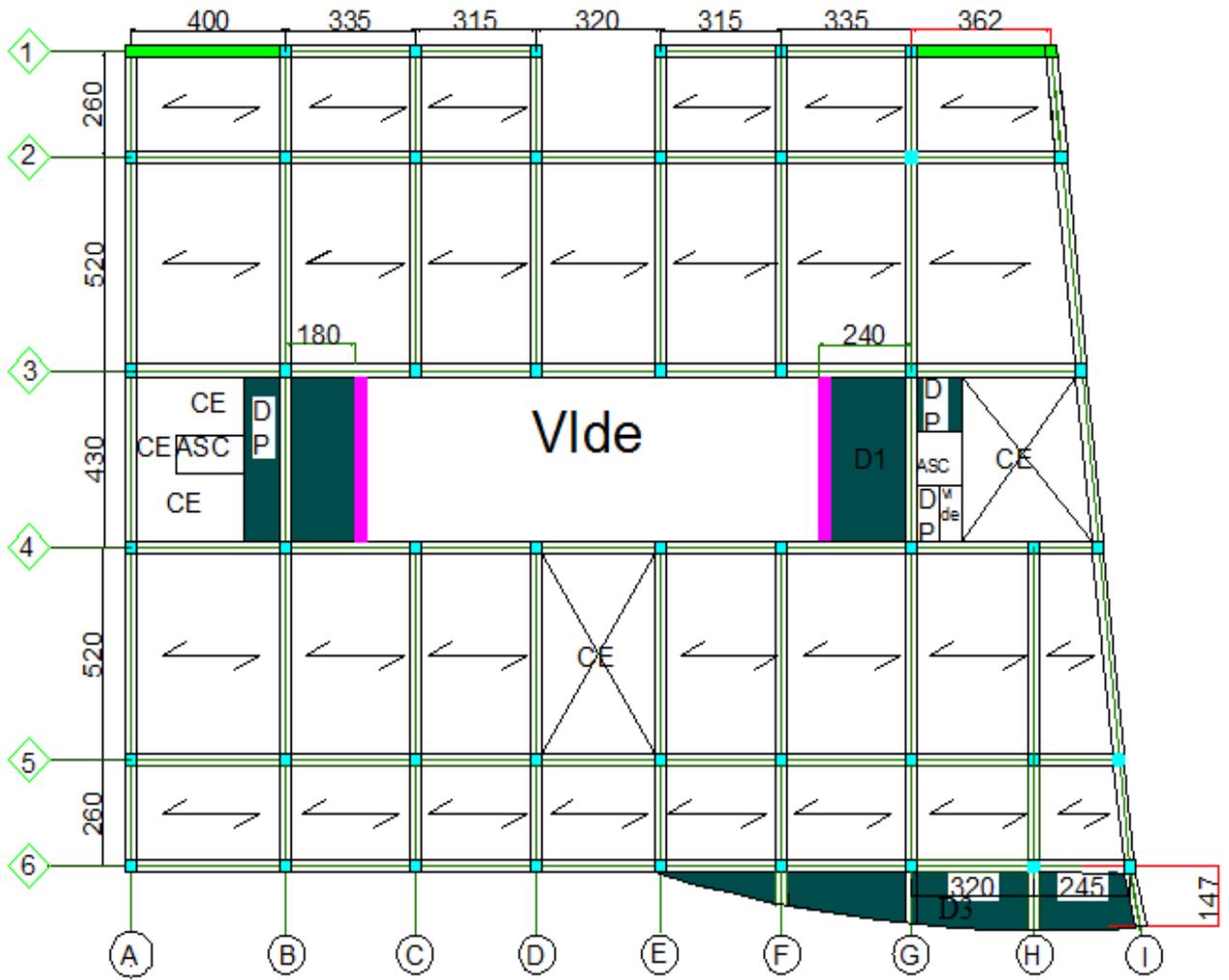


Figure II.2. Schémas de la disposition des poutrelles 1étage

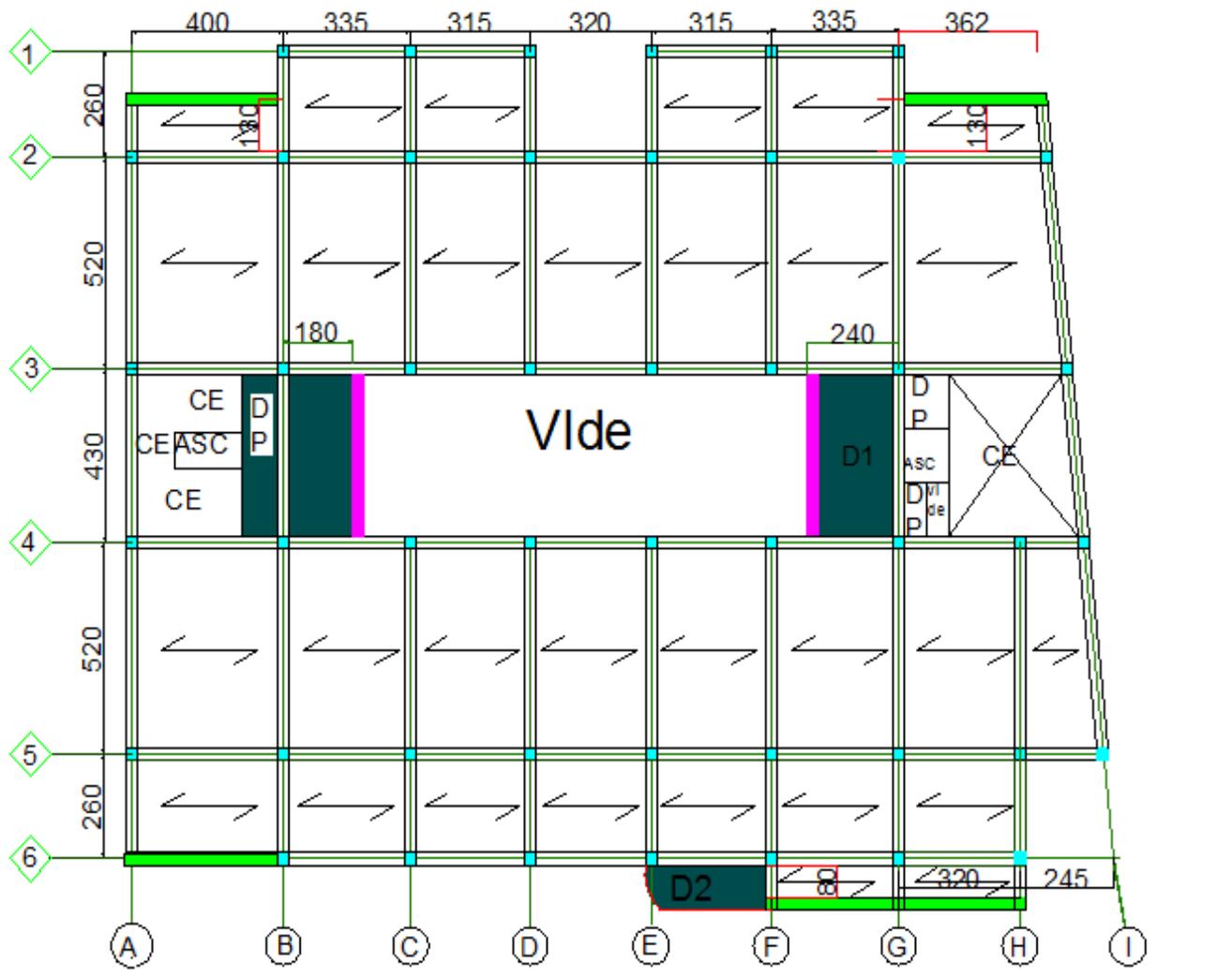


Figure II.3. Schémas de la disposition des poutrelles de 2<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage



On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20cm

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm : hauteur de la table de compression} \end{array} \right.$$

### II.3.2. Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

#### a. critère de résistance à la flexion :

$Lx/35 \leq e \leq Lx/30$  pour une dalle sur deux (4) ou (2) appuis.

$e \geq Lx/20$  pour une dalle sur un seul (1) ou (2) appui //.

$Lx/45 \leq e \leq Lx/40$  pour une dalle sur trois(3) ou quatre(4) appuis.

$Lx$ : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

$Ly$  : est la grande portée de la dalle.

#### b. coupe-feu :

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

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

$e \geq 14 \text{ cm}$  ..... pour trois heures de coupe feu

#### ➤ Dalle sur deux appuis D2

$$\rho = Lx / Ly = 0.41 > 0,4$$

$$Lx / 35 \leq e \leq Lx / 30$$

$$e = 7.5 \text{ cm}$$

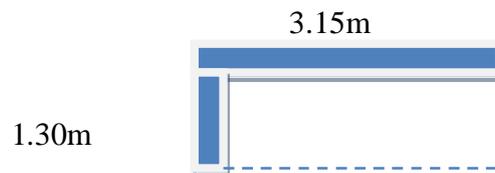


Figure II.5. Dalle sur deux appuis

#### ➤ Dalle sur appuis trois D3

$$\rho = Lx / Ly = 0.45 > 0.4$$

$$Lx / 45 \leq e \leq Lx / 40$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

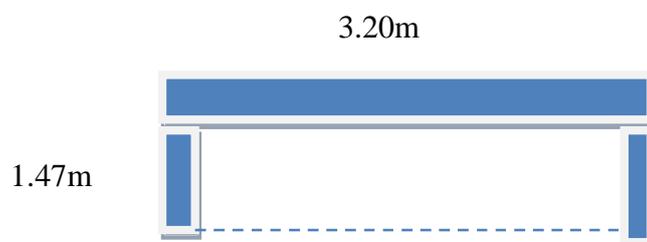


Figure II.6. Dalle sur trois appuis

➤ **Panneau de la dalle sur 4 appuis**

$$\rho = L_x / L_y = 0.55 > 0.4$$

$$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

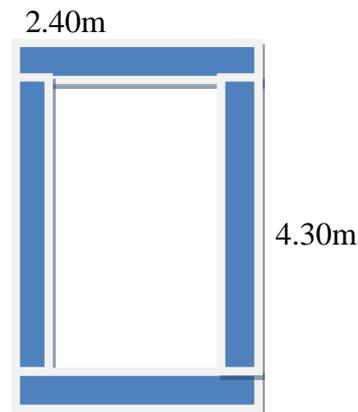


Figure II.7. Dalle sur 4 appuis

### Isolation phonique

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

Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur  $e=13\text{cm}$ .

## II.4. Les poutres

### II.4.1. Poutres principales (P.P)

- **Définition**

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- **Pré dimensionnement**

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

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

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis.

D'où:

$$L_{\max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm.} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 40 \text{ cm}$**

**$b = 30 \text{ cm}$**

On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h=45\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1})$$

#### II.4.2. Poutres secondaires (P. S)

- **Définition**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

$L_{\max}$ : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 400 \text{ cm}$ )

$$L_{\max} = 4.4 - 30 = 4.1 \text{ cm} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 35 \text{ cm}$**

**$b = 30 \text{ cm}$**

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h= 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1})$$

#### II.5. Les voiles

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (seisme, vent) d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations,

D'après RPA99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 \cdot e$ ) sont considérés comme des voiles avec

- $L$  : longueur minimal du voile,
- $e$  : épaisseur du voile

L'article 7.7.1 du RPA version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h$

L'épaisseur du voile est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1)  $e \geq h_e / 25$  pour les voiles simples tel que  $h_e$  : hauteur libre d'étage

2)  $e \geq 15\text{cm}$

3)  $L \geq 4.e$  avec  $L$  : la largeur du voile

Dans notre cas :

- hauteur RDC :  $342 - 20 = 322\text{ cm}$ .

$$e \geq 322/20 \Rightarrow e > 16.1\text{cm}$$

- étage (habitation +service)

$$H = 306 - 20 = 282\text{ cm}$$

$$e \geq 282/20 = 14.1\text{ cm}$$

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

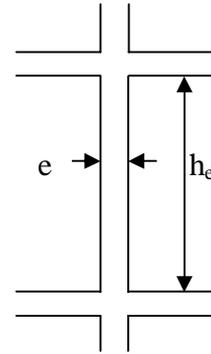


Figure II.8. Vue d'un voile

## II.6.les poutrelles

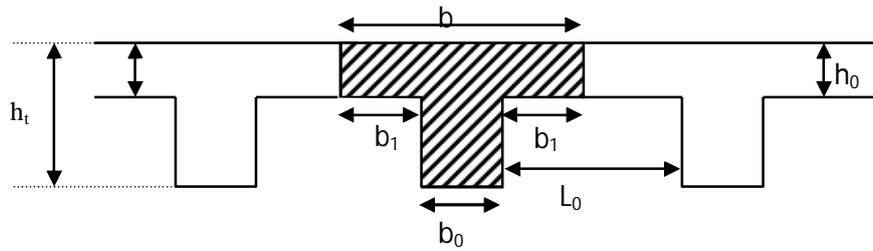
La section transversale des nervures est assimilée à une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à :  $b = b_0 + 2b_1$

$$0.4 h_t \leq b_0 \leq 0.7 h_t, \quad h_t = 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 8 \leq b_0 \leq 14 \quad \text{Donc en prend : } b_0 = 10\text{cm}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left( \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad b_1 = \min (27.5, 27.5)$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} b_1 = 27.5\text{cm} \\ b = 65\text{cm} \end{cases}$$



**Figure II.9** caractéristiques géométriques du nervure.

Tell que :

- ✓ Epaisseur de la dalle de compression:  $h_0 = 4\text{cm}$
- ✓ Epaisseur de l'entrevous =  $16\text{cm}$
- ✓ La largeur des nervure  $b_0 = 10\text{cm}$
- ✓ La distance entre deux nervures  $L_0 = 55\text{cm}$
- ✓ Entraxe des nervures  $b = 65\text{cm}$

## II.7.les escalier

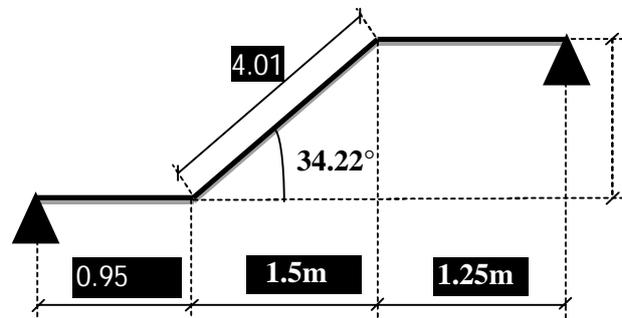
Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

$H_0$  : demi-hauteur d'étage.

$L_0$ : longueur totale d'escalier.

$g$  : le giron.

$h$  : hauteur de la contre marche.



### ➤ Escalier à trois volé :

- Première et troisième volée :

- Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$ .

$l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée

**Figure II.10.**schéma d'escalier

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

$$L = 1.25 + \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} + 0.95 = 4.01m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{401}{30} \leq e \leq \frac{401}{20} \Rightarrow 13.36cm \leq e \leq 20.05cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 150 \text{ cm}$  ;  $H = 102 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 5.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

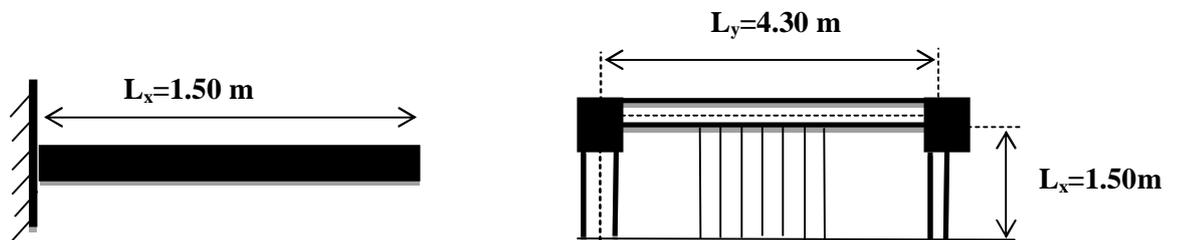
$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 17cm$ .

- **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



- **Épaisseur de la paillasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 150 \text{ cm}$  ;  $H = 102 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 6**

Le nombre de marches est : **n - 1 = 5.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contre marche est  $h = 17cm$ .

## II.8. Evaluation des charges et des surcharges

- **Plancher à corps creux**
- **Tableau II.1.** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Planche à corps creux (16+4)	0.20	/	2.86
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

<b>Charge permanent G</b>	<b>5.22</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>	<b>1.5</b>

➤ **Plancher courant en dalle pleine**

**Tableau II.2.** Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Dalle pleine	0.13	25	3.25
6	Enduit de ciment	0.02	13	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.61</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2.5</b>

➤ **Balcon**

**Tableau II.3.** Evaluation des charges de balcon

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.13	25	3.25
5	Enduit de ciment	0.015	13	0.20
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.61</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3.5</b>

## ➤ Volé

Tableau II.4. Evaluation des charges de volé

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3		0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3		0.23
3	Marche		$h/2=0.17/2$	22	1.87
4	Dalle pleine		$0.15/\cos(\alpha)$	25	4.83
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.34
6	Garde de corps		/	/	0.6
<b>Charge permanent G</b>					<b>8.9</b>

## ➤ Palier

Tableau II.5. Evaluation des charges de palier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.18</b>
<b>Charge d'exploitation Q(étage courant)</b>				<b>2.5</b>
<b>Charge d'exploitation (étage commerce)</b>				<b>5</b>

## ➤ Murs extérieurs

Tableau II.6. Evaluation des charges de murs extérieurs

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.015	/	1.3
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.01	/	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
➤ Charge permanent G				2.67

## ➤ Terrasse inaccessible

Tableau II. 7 Terrasse inaccessible avec toiture en tuile

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couverture en tuile mécanique à emboitement		0.4
2	Enduit de ciment	0.03	0.54
3	Plancher dalle plein	0.15 $\alpha=30^\circ$	3.9
Charge permanent G			4.84
Charge d'exploitation Q			1

**II.9. Poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99.

- **Règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II<sub>a</sub>:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25\text{cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Les sections des poteaux prises sont :

Niveau	Dimensions (b*h) cm <sup>2</sup>	Poids propre G(KN) {G=hbHe γc}
RDC+sous sol	55*55	25.86
Etages 1et 2	50*50	19.12
Etages 3et 4	45*45	15.49
Etages 5et 6	40*40	12.24
Etages 7et 8	35*35	9.37
Etages 9	30*30	6.88

**Tableau II.8.** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

### II.9.1.La descente de charge :

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que certains de nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- **- La loi de dégression :** DTR B.C 2.2 (6.3)

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

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

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $0.9 Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5 Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.



- **Terrasse inaccessible avec toiture en tuile :**
- **surfaces afférentes**

$$S_t = (1.525 \times 2.45) + (2.45 \times 1.82) + (2 \times 1.82) + (2 \times 1.525) = 14.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 14.88 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c \cdot b_{pp} \times h_{pp} \times L_{pp}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 4.45 = 13.35 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3.34 = 8.76 \text{ KN}$$

$$G_t = 14.88 \times 4.84 = 72.01 \text{ KN}$$

- **Etages courants (De sous sol jusqu'au 8ème étage)**

$$S_{cc} = (1.525 \times 2.45) + (1.82 \times 2.45) = 8.19 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 1.2 \times 0.475 = 0.57 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volé}} = 0.8 \times 0.475 = 0.38 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = (1.5 \times 1.2) + (1.525 \times 2) = 4.85 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 4.45 = 13.35 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3.34 = 8.76 \text{ KN}$$

$$G_{\text{palier}} = 2.95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volé}} = 3.38 \text{ KN}$$

$$G_{dp} = 27.20 \text{ KN}$$

$$G_{cc} = 8.19 \times 5.22 = 42.75 \text{ KN}$$

- **9ème étage**

$$S_{cc} = (1.525 \times 2.45) + (1.82 \times 2.45) = 8.19 \text{ m}^2$$

$$G_{dp} = 27.20 \text{ m}^2$$

$$G_{cc} = 8.19 \times 5.22 = 42.75 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PB7) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Evaluation de la descente de charge de poteau PG3.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible avec toiture en tuile	72.1	14.88
	Poutres principales (0.3x0.40) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.30x0.3) m <sup>2</sup>	5.51	
<b>Total</b>		<b>100.1</b>	<b>14.88</b>
N2	N1	100.1	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.3x0.40) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	Plancher dalle pleine	27.20	12.12
<b>Total</b>		<b>201.48</b>	<b>39.72</b>
N3	N2	201.48	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	Volé	3.38	
	Palier	2.95	1.42
	Plancher dalle pleine	27.20	12.12
<b>Total</b>		<b>309.24</b>	<b>63.02</b>
N4	N3	309.24	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
	Volé	3.38	
	Palier	2.95	1.42
	Plancher dalle pleine	27.20	12.12
<b>Total</b>		<b>419.87.87</b>	<b>83.75</b>
N5	N4	419.87	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
	Volé	3.38	1.42
	Palier	2.95	
	Plancher dalle pleine	27.20	12.12
<b>Total</b>		<b>530.50</b>	<b>101.9</b>
	N5	590.50	

<b>N6</b>	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.49	
	Volé	3.38	
	Palier	2.95	1.42
	Plancher dalle pleine	27.20	12.12
<b>Total</b>		<b>644.38</b>	<b>117.46</b>
<b>N7</b>	N6	644.38	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.49	
	Volé	3.38	
	Palier	2.95	1.42
Plancher dalle pleine	27.20	12.12	
<b>Total</b>		<b>758.26</b>	<b>130.44</b>
<b>N8</b>	N7	758.26	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	19.12	
	Volé	3.38	
	Palier	2.95	1.42
plancher dalle pleine	27.20	12.12	
<b>Total</b>		<b>875.77</b>	<b>140.84</b>
<b>N9</b>	N8	875.77	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	19.12	
	Volé	3.38	
	Palier	2.95	1.42
Plancher dalle pleine	27.20	12.12	
<b>Total</b>		<b>993.33</b>	<b>148.66</b>
<b>N10</b>	N9	993.33	
	Plancher corps creux	42.75	12.28
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.67	
	Poteau (0.55x0.55) m <sup>2</sup>	25.86	
	Volé	3.38	
	Palier	2.95	12.85
Plancher dalle pleine	27.20	12.12	

<b>Total</b>		<b>1114.74</b>	<b>160.75</b>
<b>N11</b>	N10	1114.74	
	Plancher étage courant	42.75	12.28
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.35	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	8.76	
	Poteau (0.55x0.55) m <sup>2</sup>	25.86	
	volé	3.38	
	palier	2.95	2.85
	plancher dalle pleine	27.20	24.25
<b>Total</b>		<b>1279.02</b>	<b>107.29</b>

- Pour le poteau PG5 :

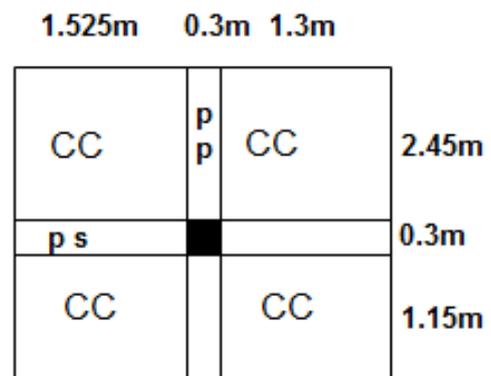


Figure II 13 : La surface afférant du poteau le PG4

- Terrasse inaccessible avec toiture en tuile :

- surfaces afférentes

$$S_t = (1.525 \times 2.45) + (2.45 \times 1.3) = 6.92 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 6.92 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c \times b_{pp} \times h_{pp} \times L_{pp}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 4,45 = 13,35 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,34 = 8,76 \text{ KN}$$

$$G_t = 6,92 \times 4,84 = 33,49 \text{ KN}$$

- 8ème étage :

$$S_{cc} = (1.525 \times 2.45) + (1.3 \times 2.45) = 6.92 \text{ m}^2$$

$$S_{bl} = 1.3 \times 1.15 = 1.495 \text{ m}^2$$

$$S_{vl} = 1.525 \times 1.3 = 2.82 \text{ m}^2$$

$$G_{cc} = 6.92 \times 4.84 = 39.04 \text{ KN}$$

$$G_{bl} = 1.495 \times 5.68 = 8.49 \text{ KN}$$

$$G_{vl} = 2.82 \times 8.9 = 25.09 \text{ KN}$$

- 9ème étage :
  - $S_{cc}=(1.525 \times 2.45)+(1.3 \times 2.45)=7.48\text{m}^2$
  - $S_{bl}=1.3 \times 1.15=1.495\text{m}^2$
  - $G_{cc}=7.48 \times 5.22=39.04\text{KN}$
  - $G_{bl}=1.495 \times 5.68=8.49\text{KN}$
- Autre étages :
  - $S_{cc}=2.45 \times (1.3+1.525)+1.15 \times (1.3+1.525)=10.23\text{m}^2$
  - $G_{cc}=10.23 \times 5.22=53.40\text{KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PG3) sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10.** Evaluation de la descente de charge de poteau PG3.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible avec toiture en tuile	33.04	6.92
	Poutres principales (0.3x0.40) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
	Poteau (0.30x0.3) m <sup>2</sup>	5.51	
<b>Total</b>		<b>56.76</b>	<b>6.92</b>
N2	N1	56.76	11.22
	Plancher terrasse inaccessible avec toiture en tuile	33.04	
	Poutres principales (0.3x0.40) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
	Poteau (0.30x0.3) m <sup>2</sup>	6.88	
Balcon	8.49	5.23	
<b>Total</b>		<b>124.33</b>	<b>23.77</b>
N3	N2	124.33	11.22
	Plancher corps creux	39.04	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
	Poteau (0.30x0.30) m <sup>2</sup>	6.88	
	Volé balcon	25.09	
<b>Total</b>		<b>222.48</b>	<b>38.57</b>
N4	N3	222.48	15.34
	Plancher corps creux	53.4	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37		
<b>Total</b>		<b>303.46</b>	<b>50.73</b>
	N4	303.46	

<b>N5</b>	Plancher corps creux	53.4	15.34
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
<b>Total</b>		<b>384.44</b>	<b>61.36</b>
<b>N6</b>	N5	384.44	
	Plancher corps creux	53.40	15.34
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24		
<b>Total</b>		<b>468.29</b>	<b>70.45</b>
<b>N7</b>	N6	468.29	
	Plancher corps creux	53.4	15.34
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24		
<b>Total</b>		<b>542.14</b>	<b>78.01</b>
<b>N8</b>	N7	542.14	
	Plancher corps creux	53.40	15.34
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.49		
<b>Total</b>		<b>629.24</b>	<b>84.04</b>
<b>N9</b>	N8	629.24	
	Plancher corps creux	53.4	15.34
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.49		
<b>Total</b>		<b>716.34</b>	<b>88.53</b>
<b>N10</b>	N9	716.34	
	Plancher corps creux	53.4	15.34
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	10.8	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	19.12		
<b>Total</b>		<b>807.07</b>	<b>91.48</b>
	N10	807.07	
	Plancher étage courant	53.4	15.34

<b>N11</b>	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	10.4	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	7.41	
	Poteau (0.55x0.55) m <sup>2</sup>	19.12	
<b>Total</b>		<b>897.4</b>	<b>92.91</b>

**Tableau II.10.** Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G (KN)	Q (KN)
<b>PG3</b>	1279.02	107.29
<b>PG4</b>	897.4	92.91

**Pour le poteau PG3 :**

- $G_{PG3}=1279.02\text{KN}; \quad Q_{PG3}=107.29\text{KN}$

$$N_u=1.35G+1.5Q \longrightarrow N_u = 1.35 \times 1279.02 + 1.5 \times 107.29$$

$$N_u=1835.467\text{KN}$$

$$N_s=G+Q \longrightarrow N_s=1386.31\text{KN}.$$

**Pour le poteau PG4 :**

- $G_{PG4}=897.02\text{KN}; \quad Q_{PG4}=92.91\text{KN}$

$$N_u=1.35G+1.5Q \longrightarrow N_u = 1350.35\text{KN}$$

$$N_s=G+Q \longrightarrow N_s=990.31\text{KN}.$$

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (PB7) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u'=1.1 \times 1835.46=2019.06\text{KN}$$

$$N_u'=2019.06\text{KN}$$

## II.9.2 Vérification des poteaux :

### a. Vérification à la compression simple

- Sous sol :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$\text{On a } B = (0.50 \times 0.50) = 0.25 \text{ m}^2$$

$$B \geq (2217.45 \times 10^{-3} / 14.2) = 0.15 \text{ m}^2$$

$$B \text{ adopté} = 0.30 \text{ m}^2 > B \text{ calculé} = 0.15 \text{ m}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.11.** Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu(KN)	Comparaison ( $B^{\text{adop}} \geq B^{\text{calc}}$ )		Observation
		$B^{\text{adop}}(\text{m}^2)$	$B^{\text{calc}}(\text{m}^2)$	
9	247.49	0.09	0.017	Vérifiée
8	465.37	0.12	0.032	Vérifiée
7	643.85	0.12	0.045	Vérifiée
6	862.33	0.16	0.060	Vérifiée
5	1056.57	0.16	0.074	Vérifiée
4	1251.36	0.20	0.088	Vérifiée
3	1440.10	0.20	0.101	Vérifiée
2	1633.54	0.25	0.115	Vérifiée
1	1820.95	0.25	0.128	Vérifiée
Rdc	2021.23	0.30	0.142	Vérifiée
Sous sol	2217.45	0.30	0.147	

#### Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

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

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton =1.5,  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } l_f = 0.7 \times l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

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

On prend  $A_s = 1\% \times Br$ .

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$ , Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

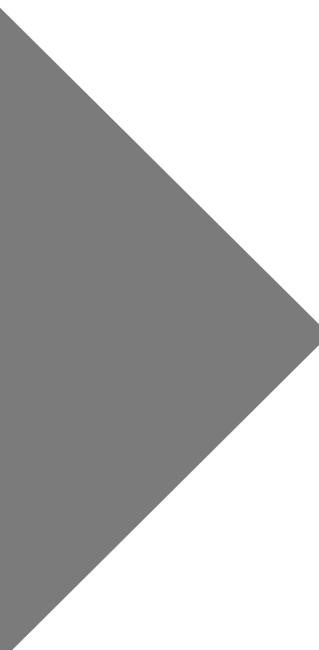
**Tableau II.12.** Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu(KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(B^r \geq Br^{calc})$		Observation
					Br(m <sup>2</sup> )	Br <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
9	274.49	0.086	19.94	0.798	0.0784	0.0156	Vérifiée
8	454.9	0.086	24.90	0.771	0.0784	0.026	Vérifiée
7	643.40	0.086	24.90	0.771	0.0784	0.037	Vérifiée
6	831.83	0.101	21.20	0.791	0.108	0.047	Vérifiée
5	1016.52	0.101	21.20	0.791	0.108	0.058	Vérifiée
4	1201.71	0.115	18.62	0.804	0.144	0.067	Vérifiée
3	1383.03	0.115	18.62	0.804	0.144	0.078	Vérifiée
2	1565.63	0.129	16.60	0.813	0.184	0.087	Vérifiée
1	1744.30	0.129	16.60	0.813	0.184	0.097	Vérifiée
RDC	1924.70	0.144	16.62	0.813	0.230	0.107	Vérifiée
Sous sol	2010.22	0.144	20.12	0.797	0.230	0.114	Vérifiée

**Conclusion**

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales :  $40*30 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $35*30\text{cm}^2$
- Epaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$
- sous sol et RDC :  $(b*h)=55*55\text{cm}^2$
- 1<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :  $(b*h)=50*50\text{cm}^2$
- 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage :  $(b*h)=45*45\text{cm}^2$
- 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage :  $(b*h)=40*40\text{cm}^2$
- 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage :  $(b*h)=35*35\text{cm}^2$
- 9<sup>ème</sup> étage :  $(b*h)=30*30\text{cm}^2$



# CHAPITRE III

Etude 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 des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

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

### III.2. Calcul des planchers

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

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

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- Dalle de compression ;

#### III.2.1. Poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

##### ✚ Méthode Forfaitaire

Le **BAEL 91 (Art .B.6.210)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ) ;
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq L_i/(L_{i+1}) \leq 1.25$  ;
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ( $I=\text{constant}$ ) ;
- Fissuration peu nuisible (F.P.N) ;

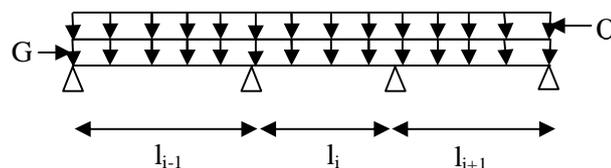


Figure III.1. Schéma d'une poutre

## Principe de la méthode forfaitaire

### A). Valeurs des moments :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$  (**Figure17**) et soit  $\alpha$  coefficient traduisant l'importance avec  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- **En travées**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier

a.  $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05, (1 + 0.3\alpha))M_0$

b.  $\begin{cases} M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive ;} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$

- **En appuis**

- ✓ **Moment en appui intermédiaire**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.6M_0 \quad \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 \quad \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 \quad \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$$

$M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

$M_d$  : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_g$  : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$  : moment en travée de la travée considérée.

$l_i$  : portée de la travée.

➤ **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $(-0.15M_0)$ .

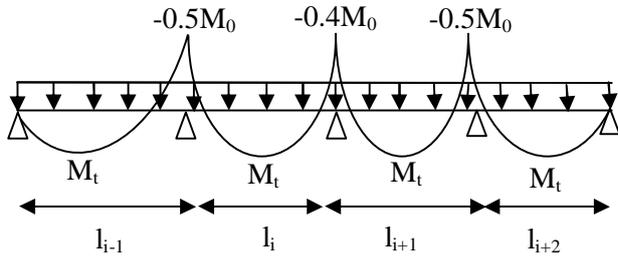


Figure III.2. Moments d'une poutre à plus de deux

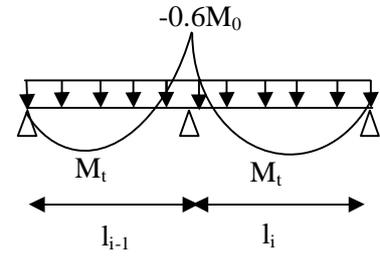


Figure III.3. Moments d'une poutre à 2

**B).Evaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

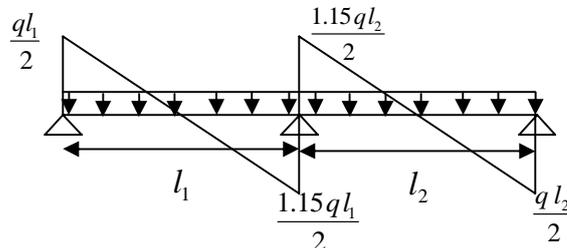


Figure III.4.Effort tranchant d'une poutre à 2 travées

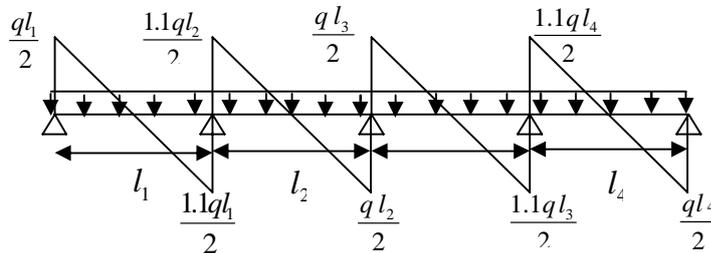


Figure III.5.Effort tranchant d'une poutre à plus de 2

🔧 **Méthode de Caquot** ..... (Annexe E.2 du BAEL 91)

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

( $Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ )

### Principe de la méthode

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;

- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

#### a) .Évaluation des moments

##### a.1). Moment sur appuis ( $M_i$ )

$$\text{Pour une charge répartie : } M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$\text{Pour une charge concentrée : } M_i = \frac{k_g \times p_g \times l_g^2 + k_d \times p_d \times l_d^2}{l'_g + l'_d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tel que } l'_d \text{ et } l'_g \text{ longueurs fictives.} \\ q_d ; q_g : \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \\ l' = 0,8.l : \text{ travée intermédiaire.} \\ l : \text{ travée de rive.} \end{array} \right.$$

##### a.2) Moment en travée

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

##### a.3) Évaluation des efforts tranchants

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

Avec :  $M_d$ : moment en appui de droite de la travée considérée.

$M_g$ : moment en appui de gauche de la travée considérée.

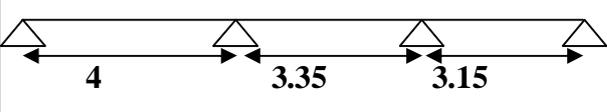
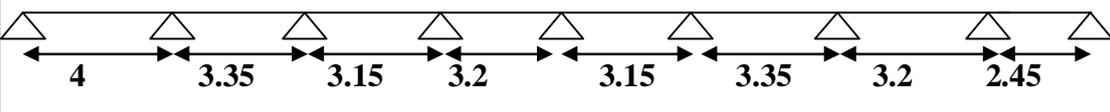
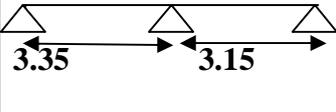
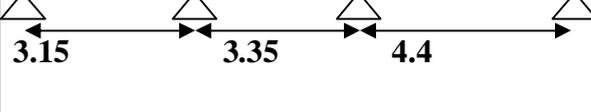
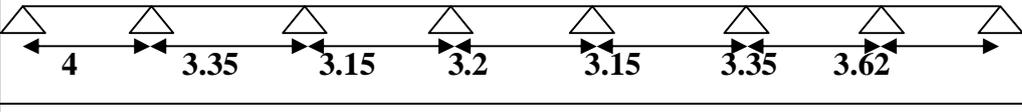
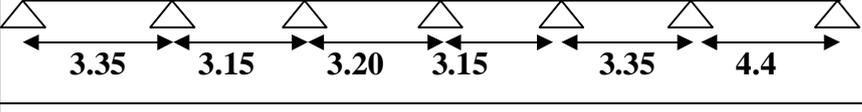
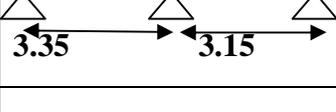
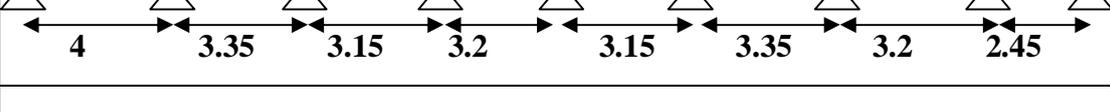
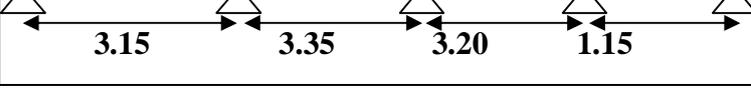
$l$  : portée de la travée.

**remarque :** Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente  $G$  du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

#### ➤ Différentes types de poutrelles :

On distingue huit (8) principaux types illustrés dans le tableau 20, mais il existe d'autres types généralement isostatique de petites portées, donc moins sollicités, qui ne sont pas représentés dans ce tableau.

Tableau.III.1 . Les différents types de poutrelles

Etage	Type	Schéma statique de poutrelles
Habitation	Type 1	
	Type 2	
	Type 3	
	Type 4	
	Type 5	
	Type 6	
Service	Type 1	
	Type 2	
	Type 3	
	Type 4	
	Type 5	
	Type 6	

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans ce tableau :

**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Etage	Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Habitation	Type 1,4	Vérifiées	$Q_{max}=5KN/\leq\min(5KN/m^2;2G)$ $F. P. N$ $0,8\leq(Li/Li+1) \leq 1,25$ $I = constant$	méthode forfaitaire
	Type 2,3 ,6	Non Vérifiées	$Li/Li+1 \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
	Type 5	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
Service	Type 1,3,5	Vérifiées	$Q_{max}=5KN/\leq\min(5KN/m^2;2G)$ $F. P. N$ $0,8\leq(Li/Li+1) \leq 1,25$ $I = constant$	méthode forfaitaire
	Type 2,4,6	Non Vérifiées	$Li/Li+1 \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

➤ **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

**ELU** :  $qu=1.35G+1.5Q$  ;  $pu=qu \times b$ .

**ELS** :  $qs=Q+G$  ;  $ps= qs \times b$  avec :  $b=0.65m$ .

**Tableau III.3.** Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			qu (KN/m <sup>2</sup> )	pu (KN/ml)	Qs (KN/m <sup>2</sup> )	ps (KN/ml)
Etage d'habitation	5.22	1.5	9.29	6.04	6.72	4.36
service	5.22	5	14.25	9.45	10.22	6.46

➤ **Calcul des sollicitations (M, V)**

1) **Exemple illustratif de méthode forfaitaire (type 4 étage d habitation)**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 3 d'étage habitation

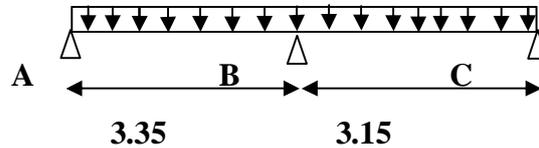


Figure III.6. Schéma statique de poutrelle type 4.(étage d habitation)

• **Moment isostatique**

A l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.04 \times 3.35^2}{8} = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.04 \times 3.15^2}{8} = 7.49 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée A-B } M_0^{AB} = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.35^2}{8} = 6.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C } M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.15^2}{8} = 5.40 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis**

❖ **Appuis de rive :  $M_A = M_C = 0$**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

$$M_A = M_C = -0.15 \times 8.47 = -1.27 \text{ KN.m}$$

❖ **Appuis intermédiaires**

A l'ELU

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 8.47 = -5.08 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 6.11 = -3.66 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1.5+5.22} = 0.148$$

$$\alpha = 0.148 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.044 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.244 \end{cases}$$

**A l'ELU**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 ; \quad \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

**Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 8.47 - \frac{5.08}{2} = 6.36 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.244}{2} \times 8.47 = 5.260 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(6.36 ; 5.26) \rightarrow M_t = 6.36 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 7.49 - \left(\frac{5.08}{2}\right) = 5.32 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.244}{2} \times 7.49 = 4.650 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(5.32; 4.650) \rightarrow M_t = 5.320 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS****Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 6.11 - \frac{3.66}{2} = 4.58 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.244}{2} \times 6.11 = 3.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.58 ; 3.84) \rightarrow M_t = 4.58 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.244}{2} \times 5.4 = 3.35 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.05 \times 5.4 - \left(\frac{3.66}{2}\right) = 3.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(3.35 ; 3.84) \rightarrow M_t = 3.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts tranchants**

**A L'ELU**

**Travée A-B**

$$V_A = \frac{6.04 \times 3.35}{2} = 10.11 \text{ KN}$$

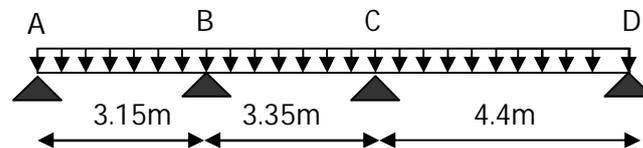
$$V_B = -1.15 \times V_A = -11.63 \text{ KN}$$

**Travée B-C**

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.04 \times 3.15}{2} = 10.93 \text{ KN}$$

$$V_C = -9.51 \text{ KN}$$

2) **Exemple illustratif de la méthode de Caquot minorée (Type 2 étage d'habitation)**



**Figure III.7.** Schéma statique de poutrelle Type 2, étage d'habitation

• **Calcul des sollicitations dans la poutrelle T2**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car

$$L_i / (L_i + 1) = 3.35 / 4.4 = 0,76 \notin [0,8 ; 1,25]$$

➤ **Calcul des moments**

$$\begin{cases} G' = \frac{2}{3} * (5.22) = 3.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELU : } q'_u = 1.35G' + 1.5Q ; p'_u = q'_u \times b.$$

$$\text{ELS : } q'_s = Q + G' ; p'_s = q'_s \times b \quad \text{avec : } b = 0.65 \text{ m.}$$

$$P'_u = 4.51 \text{ KN/ml}$$

$$P'_s = 3.23 \text{ KN/ml}$$

• **Moments aux appuis**

❖ **Appuis de rive :**

$$M_A = M_D = 0,$$

mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif  $M = -0.15 M_0$ . telque

$$M_0^U = \frac{4.51 \times 4.4^2}{8} = 10.91 \text{ KN.m} \quad M_0 = \frac{q'L^2}{8}, \quad L = \max(l_{AB}, l_{CD}) = 4.4 \text{ m}$$

$$M_0^S = \frac{3.23 \times 4.4^2}{8} = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = 0 = -0.15 M_0^{CD} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ELU} = -2.19 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -1.58 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

### ❖ Appuis intermédiaires

Pour une charge répartie :

$$M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Appui (B) :  $l'_g = l_{AB} = 3.15 \text{ m}$ ,  $l'_d = 0.8 l_{BC} = 2.68 \text{ m}$

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -\frac{4.51 \times 3.15^3 + 4.51 \times 2.68^3}{8.5 \times (3.15 + 2.68)} = -4.6 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -\frac{3.23 \times 3.15^3 + 3.23 \times 2.68^3}{8.5 \times (3.15 + 2.68)} = -3.29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Appui (C) :  $l'_g = 0.8 l_{BC} = 2.68 \text{ m}$ ,  $l'_d = l_{CD} = 4.4 \text{ m}$

$$M_C = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -\frac{4.51 \times 2.68^3 + 4.51 \times 4.4^3}{8.5 \times (2.68 + 4.4)} = -7.83 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -\frac{3.23 \times 2.68^3 + 3.23 \times 4.4^3}{8.5 \times (2.68 + 4.4)} = -5.61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### ❖ Moment en travées

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

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

**Travée AB**

$$x = \frac{3.15}{2} - \frac{0 - (-4.6)}{6.04 \times 3.15} = 1.33m$$

$$M_0(x) = \frac{6.04 \times 1.33}{2} \times (3.15 - 1.33) = 7.3KN.m$$

$$M(x) = 7.3 + \left( -4.6 \times \frac{1.33}{3.15} \right) = 5.35KN.m$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 5.37KN.m \\ \text{ELS: } 3.84KN.m \end{cases}$$

**Travée BC**

$$x = \frac{3.35}{2} - \frac{-4.6 + 7.83}{6.04 \times 3.35} = 1.51m$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 2.33KN.m \\ \text{ELS: } 1.72KN.m \end{cases}$$

**Travée CD**

$$x = \frac{4.4}{2} + \frac{7.83}{6.04 \times 4.4} = 2.49m$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 10.96KN.m \\ \text{ELS: } 7.94KN.m \end{cases}$$

**➤ Effort tranchant**

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

**Travée AB**

$$V_A = \frac{6.04 \times 3.15}{2} + \frac{-4.6 - 0}{3.15} = 8.05KN$$

$$V_B = -\frac{6.04 \times 3.15}{2} + \frac{-4.6 - 0}{3.15} = -10.97KN$$

**Travée BC**

$$V_B = \frac{6.04 \times 3.35}{2} + \frac{-7.83 + 4.6}{3.35} = 9.15KN$$

$$V_c = \frac{-6.04 \times 3.35}{2} + \frac{-7.83 + 4.6}{3.35} = -11.07 \text{ KN}$$

**Travée CD**

$$V_c = \frac{6.04 \times 4.4}{2} + \frac{(+7.83)}{4.4} = 15.05 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.04 \times 4.4}{2} + \frac{(+7.83)}{4.4} = -11.51 \text{ KN}$$

### 3) Tableau récapitulatif les sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux :

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.5.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

#### ➤ Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 2 groupes de ferrillage :

**Tableau III.4.** Sollicitations optée pour le ferrillage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>Etage d'habitation</b>	-2.17	-8.67	12.31	16.84	-1,56	-6,23	8.94
<b>Etage service</b>	-3.42	-9.45	19.19	22.5	-2.42	-8.08	13.57

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

**A l'ELU :**  $M_t^{\max} = 12.31 \text{ KN.m}$

$$M_{ai}^{\max} = -8.67 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 16.84 \text{ KN}$$

$$M_a^{rive} = -2.17 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**  $M_t^{\max} = 8.94 \text{ KN.m}$

$$M_{ai}^{\max} = -6.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{rive} = -1.56 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=65\text{cm}; \quad b_0=10\text{cm}; \quad h=16\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}; \quad h_t=20\text{cm}.$$

**1. Calcul à l'ELU :** Le ferrillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

## ❖ Exemple planché à étage d'habitation

## a) Armature longitudinales

## Ferrailage en travée

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.31 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

## Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.31 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65} = 0.0411 < \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de A: } At = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0411}) = 0.052$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.28(1 - 0.4 \times 0.052) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{12.31 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } At = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

## • Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée}$$

## Ferrailage en appui

## Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.67 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.185$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.185}) = 0.260$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.260) = 0.162 ;$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{8.67 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.50 \times 10^{-4} m^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 cm^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{On choisit : } A_a = 1HA10 + 1HA12 = 1.92 cm^2$$

- **Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.17 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 0.1756 m$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{2.17 \times 10^{-3}}{0.1756 \times 348} = 0.35 \times 10^{-4} m^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 cm^2$$

$$A_{\min} < A_{rive}$$

$$\text{On choisit : } A_{rive} = 1HA10 = 0.97 cm^2.$$

- b) **Armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min} ; h/35 ; b_0/10)$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8 ; 20/35 ; 10/10) = 0.56 cm$$

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

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

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 16.84 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{16.84 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

### Espacement

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 79\text{cm} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

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

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

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

### Vérification des armatures longitudinales

#### • Appuis de rives

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 16.84 \times 10^{-3}}{400} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 4.02 \text{ cm}^2$  condition vérifiée.

#### • Appuis intermédiaires

$V_u = 16.84 \text{ kN}$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0.9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 16.84 \times 10^{-3} - \frac{8.67 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$A_l = -1.05 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

#### • Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275m$$

$$\tau_u = \frac{16.84 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.099MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = 3.33 MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

- **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = \min(a_1; a_2)$$

$$a_1 = 0.9x_d = 0.9 \times 18 = 16.2cm$$

$$a_2 = la - 2.c = 30 - 4 = 26cm \quad \text{avec } la : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$V_u = 16.84KN \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108KN ; \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS**

- a. **État limite d'ouverture des fissures**

**BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

- b. **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b c = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

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

**En travée**

- **Position de l'axe neutre (y) ;**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.05(18 - 4) = -212cm^3$$

✓  $H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 7.03cm$$

- **Moment d'inertie ;**

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

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.0703^3 + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0703)^2 - (0.65 - 0.10) \frac{(0.0703 - 0.04)^3}{3} = 0.7173 \times 10^{-4} m^4$$

### - Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{8.94 \times 10^{-3} \times 0.0703}{0.7173 \times 10^{-4}} = 8.77 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 8.77 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

### En appuis intermédiaires

#### - Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.97(18 - 4) = 59.02 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(1.97 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.97 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0.0361 m$$

$$\Rightarrow y = 0.0361 m$$

#### - Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.0361^3 + 15 \times 1.97 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0361)^2 = 0.71383 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.23 \times 10^{-3}}{0.71383 \times 10^{-4}} \times 0.0361 = 3.15 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPA}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.5.** Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Position	Nature	M(K N.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	Acal cm <sup>2</sup>	Ami n cm <sup>2</sup>	Aado (cm <sup>2</sup> )
Etages	Travée	12.31	0.041	0.052	17.6	2.08	1.41	2HA12+1HA10=

d habitations								3.05
	App(inter)	8.67	0.185	0.26	16.2	1.5	0.21	1HA10+1HA12=1.92
	App(rive)	2.17	0.047	0.06	17.5	0.35	0.21	1HA10=0.79
Service	Travée	19.29	0.064	0.083	17.39	3.19	1.41	3HA14=4.62
	App(inter)	9.45	0.205	0.291	15.9	1.72	0.21	1HA10+1HA12=1.92
	App(rive)	3.42	0.074	0.096	17.3	0.56	0.21	1HA10=0.79

✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Vérification a l'ELU

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.6. Vérifications nécessaires à l'ELU

ETAGE	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
habitation	1,08 < 3,33	4.02 > 0,48	4,28 > -1,05	16.84 < 108,135	1,09 < 3,33
service	0,9 < 3,33	5.41 > 0,64	6.54 > -1.03	22.5 < 108,135	1,46 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification des contraintes à l'ELS

État limite de compression du béton

Tableau III .7. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appuis				$\bar{\sigma}$ Mpa	observati on
	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ Mpa	Mt KN.m	Y (cm)	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_b$ Mpa		
étage habitatio n	8.94	7.03	7173.23	8.77	6.23	3.15	7138. 3	3.61	15	Vérifiée
Etage service	13.57	7.7	9148.5	11.3	6.64	3.57	6982. 7	3.39		Vérifiée

- **État limite de déformation**

**BAEL91 (Article L.VI, 2)**

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

- **Évaluation de la flèche**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{0.20}{4.4} = 0.045 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

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

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

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

- **Évaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : 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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.86 = 2.509KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.22 = 3.39KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.22 + 1.5) = 4.36KN / m$$

$$M_{jser} = 0.81 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.81 \frac{2.5 \times 4.4^2}{8} = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.81 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.81 \frac{3.39 \times 4.4^2}{8} = 6.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.81 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.81 \frac{4.36 \times 4.4^2}{8} = 8.44 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes** ( $\sigma_s$ ) :

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 130.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 96.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 167.31 \text{ Mpa}$$

- **Évaluation des flèches**

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

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.37 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \cdot h^2 / 2 + (b - b_0) h_0^2 / 2 + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times 20^2 / 2 + (65 - 10) \times 4^2 / 2 + 15(3.05 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 3.05} = 7.006 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 - b_0 \frac{(y_G - h)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15(A(d - y_G)^2 + A'(d - y_G)^2)$$

$$I_0 = 10307 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton).})$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.0169$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.51 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.006 \quad \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

✓ **Calcul des inerties fictives ;**

**Inerties fictives ( $I_f$ )**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.57$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.66$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.72$$

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

$$I_{f_{ij}} = 8906.4 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ig}} = 8155.5 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ip}} = 7696.9 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{vg}} = 13055 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{6.05 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 8906.4 \times 10^{-8}} = 3.25 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.2 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 8155.5 \times 10^{-8}} = 4.8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{10.55 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 7696.9 \times 10^{-8}} = 6.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{8.2 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 10531 \times 13055 \times 10^{-8}} = 8.99 \times 10^{-3} \text{ m}$$

• **La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8.99 - 3.25 + 6.65 - 4.8) \times 10^{-3} = 7.48 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 7.48 \text{ cm} > f_{adm} = 8.8 \text{ cm}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche est vérifiée.

✓ **État limite de déformation**

**Tableau. III 8** Vérification de la flèche

planchers	Planche d'habitation	Planche de service
-----------	----------------------	--------------------

$q_{jser}$ KN/m	2.5	2.5
$q_{gser}$ KN/m	3.39	3.39
$q_{pser}$ KN/m	4.36	6.96
$M_{jser}$ KN.m	4.48	4.48
$M_{gser}$ KN.m	6.56	6.56
$M_{pser}$ KN.m	8.44	13.47
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	19799	22505
$\rho$	0.016	0.025
$\lambda_i$	2.51	1.66
$\lambda_v$	1.006	0.66
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	96.28	61.75
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	130.09	83.44
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	167.31	171.31
$\mu_j$	0.57	0.56
$\mu_g$	0.66	0.65
$\mu_p$	0.72	0.81
$I_{ij}^c$ (cm <sup>4</sup> )	8906.4	12772
$I_{ig}^c$ (cm <sup>4</sup> )	8155.5	11848
$I_{ip}^c$ (cm <sup>4</sup> )	7696.9	10526
$I_{vg}^c$ (cm <sup>4</sup> )	13055	17242
$f_{ji}$ (mm)	3.2	2.06

$f_{gi}$ (mm)	4.8	3.01
$f_{pi}$ (mm)	6.54	6.96
$f_{gv}$ (mm)	8.99	6.21
$\Delta f$ (mm)	7.48	8.09
$f_{adm}$ (mm)	8.8	8.8
observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III. 9. Ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher étage courant</b>			
<b>Plancher service</b>			

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

- **Armatures perpendiculaires à la nervure :**

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

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

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Armatures parallèles à la nervure :**

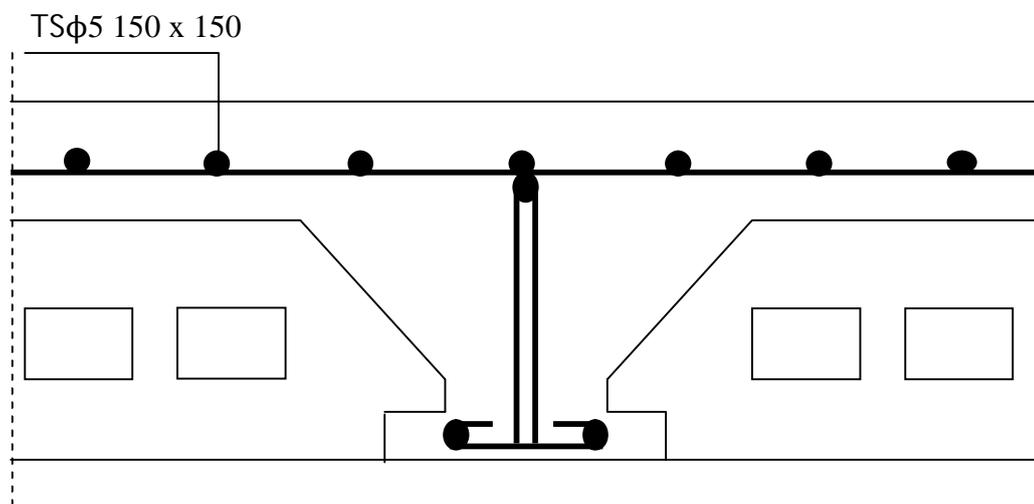
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 /ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 /ml) pour les armatures parallèles au nervures.

D'où on opte : un treillis soudé T S  $\phi_5$  150  $\times$  150.

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**



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

### III.3. Étude des dalles pleines :

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

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

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

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

- **Panneau de la dalle sur 4 appuis**

$$\rho = L_x / L_y = 0.55 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

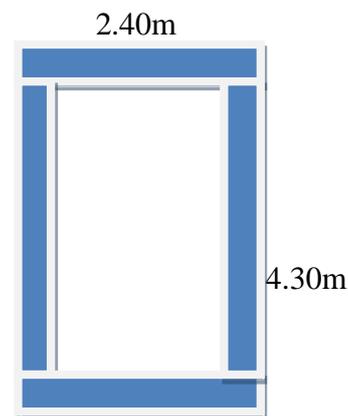


Figure II.9. Dalle sur 4 appuis

#### 1-Calcul des sollicitations

##### a-ELU

On a :  $G=5.61 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 2.5 = 11.32 \text{ KN.ml.} \\ P_s = 5.61 + 2.5 = 8.11 \text{ KN.ml.} \\ \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \dots \dots \dots \text{BAEL (annex 1)} \\ M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0894 \times 11.32 \times 2.40^2 = 5.82 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.2500 \times 5.82 = 1.455 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m<sup>2</sup>.

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

- **En travée**  $\left\{ \begin{array}{l} M^t_x = 0.75M^x_{0u} = 4.36 \text{ KN.m} \quad (\text{Panneau intermédiaire}) \\ M^t_y = 0.75M^y_{0u} = 1.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
- **En appuis**  $\left\{ \begin{array}{l} M^a_x = -0.3M^x_{0u} = -1.74 \text{ KN.m} \\ M^a_y = -0.3M^y_{0u} = -0.436 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

## 2-Ferrailage

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



Figure III.10. Section de la dalle pleine à ferrailer.

- **Selon Lx**

### En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.36 \times 10^3}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.025 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.031$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.031) = 0.109$$

$$A_{tx} = \frac{M^t_x}{z \times f_{st}} = \frac{4.36 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 1.14 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

### En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.010 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.109$$

$$A_{ax} = \frac{M^t_x}{z \times f_{st}} = \frac{1.74 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 0.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- **Selon Ly**

### En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.08 \times 10^3}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.006 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.007$$

$$A_{ty} = \frac{M^t_y}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 0.02 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

### En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.43 \times 10^3}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.002 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}) = 0.002$$

$$A_{ay} = \frac{M^a_y}{z \times f_{st}} = \frac{0.43 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 0.011 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ ,  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x\min} = 1.27 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y\min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$A_{\min} \succ A_t$  Condition non Vérifiée. Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

**Tableau III 10.** Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.

En travée				
Sens	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{m}_1)$	$A_{\min} (\text{cm}^2/\text{m}_1)$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{m}_1)$	$S_t (\text{cm})$
Sens-x	1.14	1.27	4HA10=3.14	25
Sens-y	0.02	1.04	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens-x	0.45	1.27	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.011	1.04	4HA8=2.01	25

➤ **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min (4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.33 \times 2.40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.55}{2}} = 10.66 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{10.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.09 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5.61 + 2.5 = 8.11 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0894 \times 8.11 \times 2.40^2 = 4.17 \text{ KN/ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 4.17 = 1.04 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**État limite de compression du béton**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

**Tableau III 11.** Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travées (x)	3.12	3898.74	2.8	2.24	15	<b>Vérifier</b>
Appuis (x)	1.25	2687.62	2.3	1.06	15	<b>Vérifier</b>
Travées (y)	0.78	3898.74	2.8	5.60	15	<b>Vérifier</b>
Appuis (y)	0.31	2687.62	2.3	0.26	15	<b>Vérifier</b>

**État limite d'ouverture des fissures**

La FPN  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire.

**État limite de déformation**

**Selon x**

$$\frac{h}{L_x} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.054 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.054 < \frac{3.12}{10 \times 4.3} = 0.071 \dots \dots \dots \text{non Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche selon x.

**Selon y**

$$\frac{h}{L_y} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.03 < 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.03 < \frac{0.31}{10 \times 1.08} = 0.028 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche selon y.

➤ **Vérification de la flèche**

**Selon X**

✓ **Evaluation des charges :**

g : l'ensemble des charges permanente,  $g = 5.61 \text{ KN/m}^2$

j : charges permanente appliqué au moment de la mise en œuvre des cloisons,  $j = 3.9 \text{ KN/m}^2$

p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation,  $p = 2.5 \text{ KN/m}^2$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.14}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 11}{7.5 \times 3.14}} - 1 \right] \Rightarrow y = 2.78 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  **Inertie de la section :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (2.78)^3}{3} + 15 \times 3.14 (11 - 2.78)^2 \Rightarrow I = 3898.63 \text{ cm}^4$$

**Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{100 \times (13)^3}{12} + 15 \times 3.14 \left( \frac{13}{2} - 2 \right)^2 \Rightarrow I_0 = 19262.10 \text{ cm}^4$$

⇒ **Calcul des moments en travée :**  $M_x = 0.85 \mu_x q l_x^2$  avec  $\mu_x = 0.0894$

$$M_g = 0.75 \times 0.0894 \times 5.61 \times 2.40^2 = 2.16 \text{ KNm}$$

$$M_j = 0.75 \times 0.0894 \times 3.9 \times 2.40^2 = 1.5 \text{ KNm}$$

$$M_p = 0.75 \times 0.0894 \times 2.5 \times 2.4^2 = 0.96 \text{ KNm}$$

⇒ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gx}}{I} (d - y) = 15 \frac{2.16}{3898.63 \times 10^{-5}} (0.11 - 0.0278) = 68.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jx}}{I} (d - y) = 15 \frac{1.50}{3898.63 \times 10^{-5}} (0.11 - 0.0278) = 47.43 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{px}}{I} (d - y) = 15 \frac{0.96}{3898.63 \times 10^{-5}} (0.11 - 0.0278) = 30.36 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 11} \Rightarrow \rho = 0.0028$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0028} \Rightarrow \lambda_i = 7.5$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3$$

⇒ **Calcul des coefficients  $\mu_i$  :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 68.31 + 2.1} = -0.28 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 47.43 + 2.1} = -0.39 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 30.36 + 2.1} = -0.50 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0$$

⇒ **Calcul des inerties fissurées :**

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1} = 21188.31 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc } I_{pgi} = I_{fpi} = I_{fgv} = I_{fji}$$

⇒ Calcul des flèches :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ Mpa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{jj}} = \frac{1.5 \times 10^{-3} \times 2.4^2}{10 \times 32164.2 \times 21188.31 \times 10^{-8}} = 0.000126 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{fg}} = \frac{2.16 \times 10^{-3} \times 2.4^2}{10 \times 32164.2 \times 21188.31 \times 10^{-8}} = 0.00018 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{fp}} = \frac{0.96 \times 10^{-3} \times 2.4^2}{10 \times 32164.2 \times 21188.31 \times 10^{-8}} = 0.000081 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fg}} = \frac{2.16 \times 10^{-3} \times 2.4^2}{10 \times 10721.4 \times 21188.31 \times 10^{-8}} = 0.00054 \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00054 - 0.00012 + 0.00008 - 0.00018 = 0.00032 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2.4}{500} = 0.0048 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.0032 \text{ m} < \bar{f} = 0.0048 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

**Selon Y**

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

$$f_{adm} = \frac{4.3}{500} = 0.0086 \text{ m}$$

$$f_{ji} = 0.0052 \text{ m} ; f_{gi} = 0.0052 \text{ m} ; f_{gv} = 0.0158 \text{ m} ; f_{pi} = 0.0023 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.0077 \text{ m} < f_{adm} = 0.0086 \text{ m} ; \text{vérifiée}$$

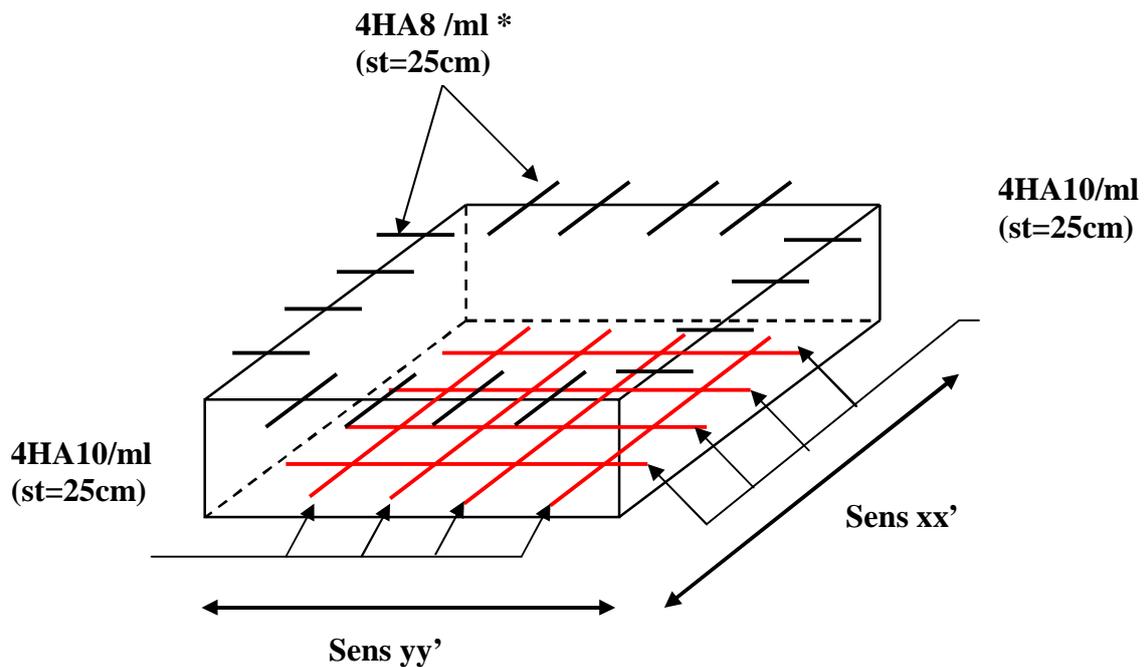


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.2.1.1. panneau de dalle sur 3 appuis :

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 13 cm.

$$\rho = L_x / L_y = 0.45 > 0.4$$

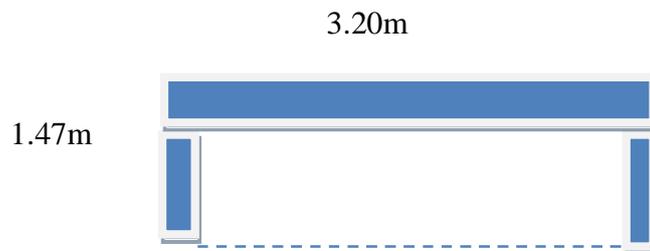


Figure III.12. Dalle sur trois appuis

Charges sur la dalle :

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$
- ELS :  $q_s = G + Q.$
- $L_x = 1.47 \text{ m.}$
- $L_y = 3.20 \text{ m.}$

$$\text{On a: } l_x = 1.47 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.6 \text{ m. Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{12.82 \cdot 1.47^2 \cdot 3.2}{2} - \frac{2 \cdot 12.82 \cdot 1.47^3}{3} = 17.17 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{12.82 \cdot 1.47^3}{6} = 6.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{9.11 \cdot 1.47^2 \cdot 3.2}{2} - \frac{2 \cdot 9.11 \cdot 1.47^3}{3} = 12.20 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{9.11 \cdot 1.47^3}{6} = 4.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée:

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 14.60 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5.76 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 10.37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis:

- ELU :  $M_a^x = 8.58 \text{ KN.m}$   
 $M_a^y = 3.39 \text{ KN.m}$
- ELS :  $M_a^x = 6.10 \text{ KN.m}$   
 $M_a^y = 2.14 \text{ KN.m}$

- ❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \Rightarrow V_u = 9.42 \text{ KN.m}$$

## 2-Ferraillage

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



Section de la dalle pleine à ferrailler.

- Selon Lx

### En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.60 \times 10^3}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.084 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) = 0.109$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.031) = 0.105$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{14.6 \times 10^3}{0.105 \times 348} = 3.99 \times 10^4 \text{ m}^2$$

### En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.060 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060}) = 0.077$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.077) = 0.106$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{10.37 \times 10^3}{0.106 \times 348} = 2.81 \times 10^4 \text{ m}^2$$

Selon Ly

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.033 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.041$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{5.76 \times 10^{-3}}{0.108 \times 348} = 1.53 \times 10^{-4} m^2$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.023 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{4.10 \times 10^{-3}}{0.108 \times 348} = 1.09 \times 10^{-4} m^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ ,  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x\min} = 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y\min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} < A_t$  Condition Vérifiée. Donc on ferraille avec  $A_t$

Tableau III 12 . Calcul du ferrailage du panneau sur 3 appuis.

En travée				
Sens	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens-x	3.99	1.32	4HA12=4.52	25
Sens-y	1.53	1.04	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens-x	2.81	1.32	4HA10=3.14	25
Sens-y	1.09	1.04	4HA6=1.13	25

➤ Vérification des espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.82 \times 1.47}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.45}{2}} = 7.69 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{7.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.069 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0894 \times 9.11 \times 1.47^2 = 1.75 \text{ KN / ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 1.75 = 0.43 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

**État limite de compression du béton**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

**Tableau III 13 .**Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travées (x)	1.84	4896.81	3.24	1.21	15	<b>Vérifier</b>
Appuis (x)	0.75	3034.25	3.55	0.87	15	<b>Vérifier</b>
Travées (y)	0.360	2687.60	2.29	0.30	15	<b>Vérifier</b>
Appuis (y)	0.12	2024.94	0.07	0.041	15	<b>Vérifier</b>

**État limite d’ouverture des fissures**

La FPN ⇒ aucune vérification à faire.

**État limite de déformation**

**Selon x**

$$\frac{h}{L_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.08 < \frac{10.37}{10 \times 14.60} = 0.071 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 11} = 0.0041 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifier donc il n’est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

**Selon y**

$$\frac{h}{L_y} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.04 < 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.03 < \frac{4.10}{10 \times 5.76} = 0.071 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.0019 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition vérifiée, y. il n’est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y

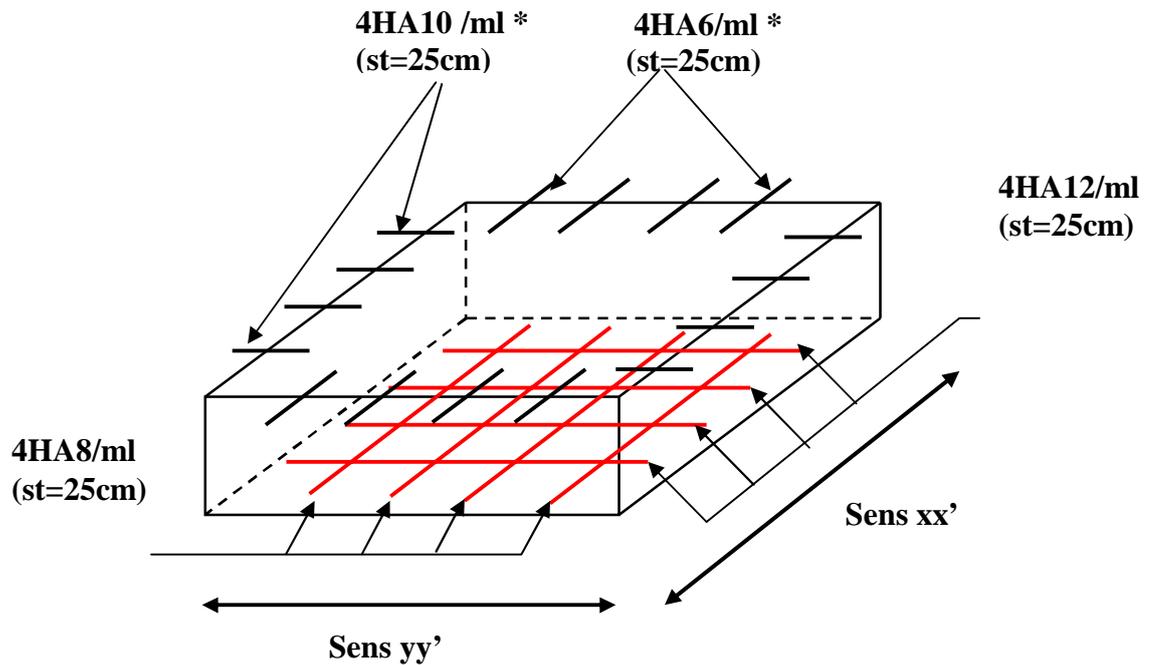


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

- Panneau de la dalle sur 2 appuis :

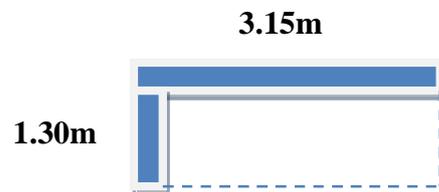


Figure III.14. Dalle sur deux appuis

$$L_x = 1.30\text{m}$$

$$L_y = 3.15\text{m}$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.41 > 0.4 ;$$

La dalle travaille dans les deux sens

### 1-Calcul des sollicitations

#### Charges et surcharges

$$G = 5.61\text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.82\text{KN} / \text{m}^2$$

$$A \text{ l'ELS : } P_s = G + Q = 9.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Calcul à l'ELU} \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.81$$

Du tableau (annexe) on tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  correspondante à ( $\nu = 0, \rho = 0.84$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 2.35 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.587 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{12.82 \times 1.3}{2} = 8.33 \text{ KN}$$

### Moments en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 2.35 = 1.99 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.587 = 0.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Moments en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{om} = -0.70 \text{ KN.m}$$

### 2-Ferraillage

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



Section de la dalle pleine à ferrailler.

- Selon  $L_x$

#### En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.99 \times 10^3}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.0115 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0115}) = 0.014$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = 0.109$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{1.99 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 0.52 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

#### En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.004 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.005) = 0.109$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 0.18 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**Selon Ly**

**En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ly}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.002 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}) = 0.002$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.002) = 0.109$$

$$A_{ly} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{0.49 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.004 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003}) = 0.004$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.004) = 0.109$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{0.7 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.18 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ ,  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x\min} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y\min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$A_{\min} \succ A_t$  Condition non Vérifiée. Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

**Tableau III 14 . Calcul du ferrailage du panneau sur 2 appuis.**

En travée				
Sens	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sens-x	0.52	1.34	4HA10=3.14	25
Sens-y	0.12	1.04	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens-x	0.18	1.34	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.18	1.04	4HA8=2.01	25

➤ **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 8.33 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.075 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.2500 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.1088 \times 9.11 \times 1.3^2 = 1.67 \text{KN / ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 1.67 = 0.417 \text{KN / ml} \end{cases}$$

**État limite de compression du béton**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

**Tableau III 15.** Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travées (x)	1.14	3898.74	2.8	0.81	15	<b>Vérifier</b>
Appuis (x)	0.50	2687.62	2.3	0.42	15	<b>Vérifier</b>

Travées (y)	0.35	3898.74	2.8	0.25	15	Vérifier
Appuis (y)	0.125	2687.62	2.3	0.10	15	Vérifier

- **État limite d'ouverture des fissures**

La FPN ⇒ aucune vérification à faire.

- **État limite de déformation**

Selon x

$$\frac{h}{L_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.10 > 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.1 > \frac{1.14}{10 \times 1.99} = 0.057 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

Selon y

$$\frac{h}{L_y} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.04 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.07 < \frac{0.39}{10 \times 0.49} = 0.079 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche selon y

**Vérification de la flèche**

Selon Y

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

$$f_{adm} = \frac{3.15}{500} = 0.0063m$$

$$f_{ji} = 0.000347m ; f_{gi} = 0.000498m ; f_{gv} = 0.00149m ; f_{pi} = 0.000309m$$

$$\Delta f = 0.000954m < f_{adm} = 0.0063m ; \text{vérifiée}$$

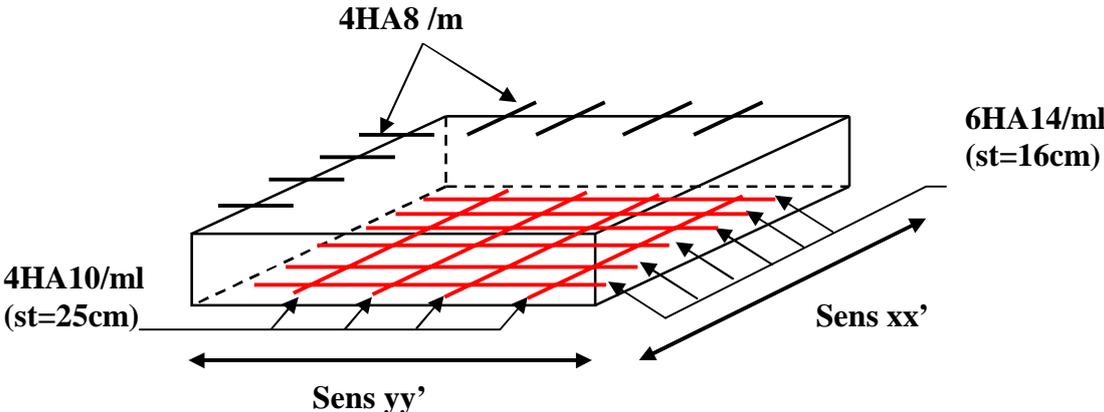


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

### III.3. Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1 m et de hauteur  $h$ .

#### III.3.1. Calcul de l'escalier à trois volées :

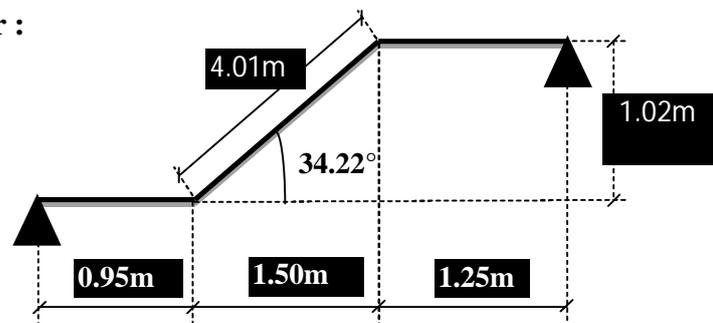
##### 1<sup>er</sup>) Partie 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.90 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.18 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.90) + (1.5 \times 2.5) = 15.76 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.18) + (1.5 \times 2.5) = 10.74 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

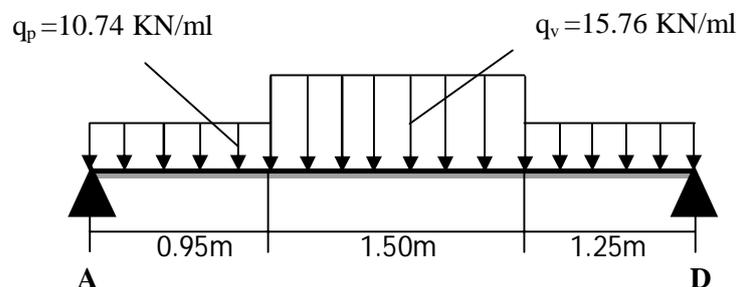


Figure III 16. Schéma statique de la première partie de l'escalier

- **Calcul des sollicitations :**

**Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 20.54 \text{ KN.}$$

$$R_D = 27.22 \text{ KN.}$$

**Calcul des moments :**

- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 0.95 \text{ m}$**

$$M = 20.54 x - 5.18 x^2$$

$$T = 10.74 x - 20.54$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x=0 \rightarrow & \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-20.54 \text{ KN.} \end{cases} \\ \text{Pour } x=0.95 \rightarrow & \begin{cases} M=14.83 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-10.33 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

- **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0.95 \text{ m} < x < 2.45 \text{ m}$**

$$M = 10.34 x - 7.88(x-0.95)^2 + 4.84$$

$$T = -10.34 + 15.76 x$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x = 0.95 \rightarrow & \begin{cases} M=14.66 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=4.63 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Pour } x=2.45 \rightarrow & \begin{cases} M=12.44 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=28.27 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

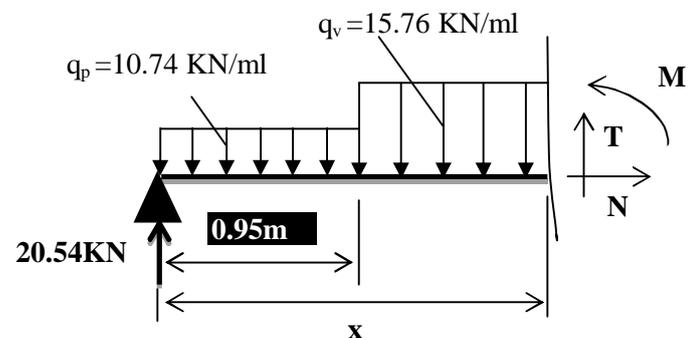
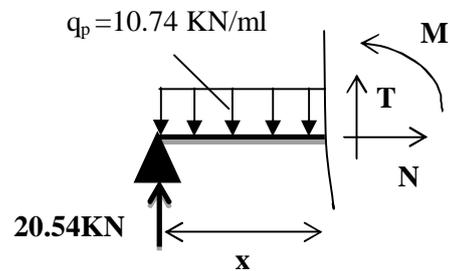
**Calcul  $M^{\max}$  :**

- **Le moment max à ' $X_0$ ' tel que**

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 1.91 \text{ m}$$

$$M(1.91) = 17.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = 17.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



• Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 17.34 = -8.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 17.34 = 13.00 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage :

➤ En travée

$$M^t = 13 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ux}^t}{b * d_x^2 * f_{bu}} = \frac{13 * 10^{-3}}{1 * (0.13)^2 * 14.2} = 0.054 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\left. \begin{aligned} f_{st} &= \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha &= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.069 \\ Z &= d(1 - 0.4\alpha) = 0.126 \text{ m} \\ A_s &= \frac{M_U}{Z * f_{st}} = 2.96 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ On adopte : } 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M^a = 8.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.67 * 10^{-3}}{1 * (0.13)^2 * 14.2} = 0.036 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.036 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.045$$

$$Z = 0.127 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{8.67 * 10^{-3}}{0.13 * 348} = 1.91 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III 17 . Ferrailage de l'escalier

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St(cm)

En travée	13	0.054	0.069	12.6	2.96	1.63	5HA10=3.93	20
En appuis	8.67	0.055	0.071	13.1	1.91	1.63	4HA10=3.14	20

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à  $\frac{A}{4}$  alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Espacement des barres

Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ .

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ .

Soit  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.21 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

#### Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

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

$$q_v = G_v + Q_v = 8.90 + 2.5 = 11.40 KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.18 + 2.5 = 7.68 KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.18.** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

<b>R<sub>A</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>R<sub>B</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>X</b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>0</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>En travée</b>									
17.22	16.77	0.63	9.21	6.21	3.36	6742.63	<b>3.09</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
17.22	16.77	0.63	9.21	4.60	3.02	5609.29	<b>2.47</b>	15	vérifiée

- **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{370} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Une condition n'est pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74cm$$

➤ **Vérification de la flèche**

- **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} \leq \bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$$

Avec :

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.93}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right] = 3.36cm$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = by^3/3 + nA_s(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(100 \times \frac{3.36^3}{3}\right) + 15 \times 3.93 \times (13 - 3.36)^2$$

$$\Rightarrow I = 6742.63\text{cm}^4$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène s'écrit :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 3.36 \left(\frac{15}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 29649.6\text{cm}^2$$

**Calcul  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :**

$$\rho = A_s/bd = 0.0030$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{6.21 \times 10^2}{6742.63} (130 - 36)$$

$$\sigma_s = 129.86\text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 129.86 + 2.1}$$

$$\mu = -0.004$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003(2 + 3\frac{1}{1})} = 7$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.8$$

**Calcul de l'inertie fissurée :**

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = \frac{1.1 \times 29649.6}{1} = 32614.56\text{cm}^4$$

**La flèche entre les nœuds des appuis :**

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{6.21 \times 3.7^2}{10 \times 32164.2 \times 32614.56 \times 10^{-5}} = 0.00081\text{ m}$$

Par estimation des flèches on suppose que : (BAEL91 modifié99 page 161)

$$f_{gi} = 0.4f_s \text{ (La charge permanente 40% de la charge service finale)}$$

$$f_{ji} = 0.2f_s \text{ (20% de la charge service finale).}$$

$$f_{gv} = 2f_{gi} = 0.8f_s \text{ Avec : } f_s = f_{pi}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.8f_s - 0.2f_s + f_s - 0.4f_s = 1.2f_s$$

$$\Delta f = 1.2 \times 0.081 = 0.097\text{cm}$$

$$\Delta f \leq f_{adm} = 0.74\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

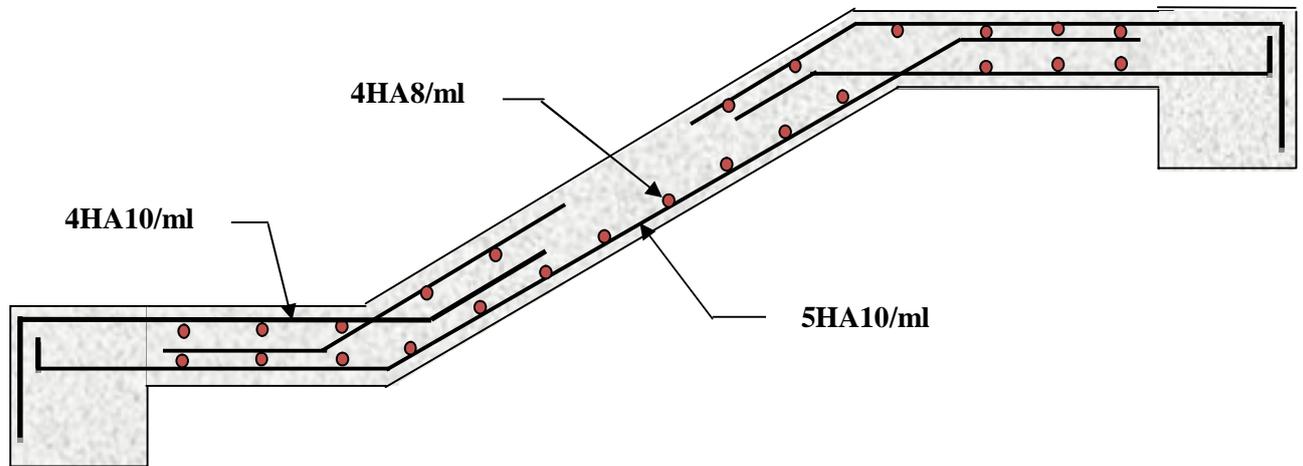


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

2<sup>ème</sup>) Partie 2 la 2<sup>ème</sup> volée :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.9 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

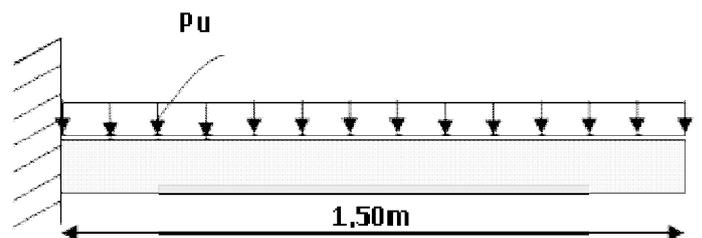


Fig. III.18. Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> partie d'escalier

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 8.9) + (1.5 \times 2.5) = 15.76 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. : Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> /ml)	A répartition (cm <sup>2</sup> /ml)
17.03	0.073	0.094	0.125	4.07	1.2	4HA12/ml 4.52	4HA8/ml 2.01

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HT12, soit  $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$  ..... donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{23.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.18\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (8.9+2.5) = 11.4 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(11.4 \times 1.50^2)/2] = 12.82 \text{ KN. m.}$$

- **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 4.52 y - 15 \times 4.52 \times 13 = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 881.4 = 0$$

$$y = 3,57 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

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

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = 6.06 \text{ MPa}$$

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

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{430} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Une condition n'est pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

- **Vérification de la flèche :**

- **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} \leq \bar{f}_{adm} = \frac{L}{500} = 0.86$$

Avec :

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4.52}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right] = 3.57 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = by^3/3 + nA_s(d - y)^2 \Rightarrow I = \left( 100 \times \frac{3.36^3}{3} \right) + 15 \times 3.93 \times (13 - 3.36)^2$$

$$\Rightarrow I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène s'écrit :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 4.52 \left( \frac{15}{2} - 2 \right)^2$$

$$I_0 = 30175.95$$

Calcul  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :

$$\rho = A_s/bd = 0.0034$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{12.82 \times 10^2}{7545.75} (130 - 36)$$

$$\sigma_s = 240.31 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 240.31 + 2.1}$$

$$\mu = 0.315$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0034(2 + 3\frac{1}{1})} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.46$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 6.17 \times 0.315} = 11276.70 \text{ cm}^4$$

La flèche entre les nues des appuis :

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{12.82 \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 11276.7 \times 10^{-5}} = 0.0065 \text{ m}$$

Par estimation des flèches on suppose que : (BAEL91 modifié page 161)

$$f_{gi} = 0.4f_s \text{ (La charge permanente 40% de la charge service finale)}$$

$$f_{ji} = 0.2f_s \text{ (20% de la charge service finale).}$$

$$f_{gv} = 2f_{gi} = 0.8f_s \text{ Avec : } f_s = f_{pi}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.8f_s - 0.2f_s + f_s - 0.4f_s = 1.2f_s$$

$$\Delta f = 1.2 \times 0.65 = 0.78 \text{ cm}$$

$$\Delta f \leq f_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

• Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Schéma de ferrailage :

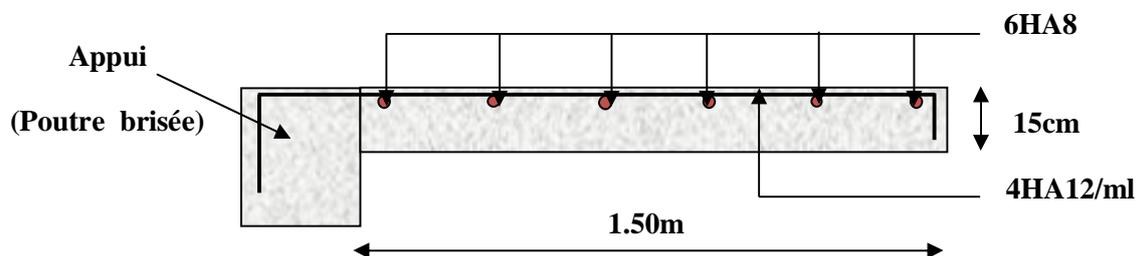


Fig. III.19. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

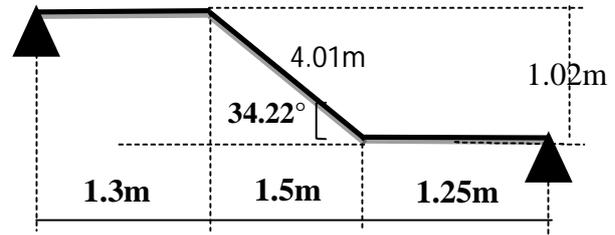
**III-3 : Calcul de la poutre brisée :****Dimensionnement :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$L = 1.25 + (1.50 / \cos 34.22^\circ) + 1.3 = 4.3 \text{ m}$$

$$430/15 < h < 430/10$$

Donc soit  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .



**Fig. III.20.** Schéma de la poutre brisée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

**Détermination les charges et les sur charges :**

Poids propre de la poutre :  $G = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la volée :  $G = 0.15 \times 1.5 / \cos 34.22^\circ \times 25 = 6.80 \text{ KN/ml}$

Poids propre du palier :  $G_p = 0.15 \times 2.55 \times 25 = 2.56 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier :  $R_u = \frac{R_A + R_B}{L} = \frac{47.76}{4.30} = 11.10 \text{ KN/ml}$

$$R_{se} = \frac{R_A + R_B}{L} = \frac{33.99}{4.30} = 7.90 \text{ KN/ml}$$

**Evaluation des charges:**➤ **L'ELU:**

$$q_u = 1.35(G + G_p + G) + 1.5Q$$

$$q_u = 19.92 \text{ KN/ml}$$

➤ **L'ELS:**

$$q_s = G + G_p + G + Q$$

$$q_s = 14.48 \text{ KN/ml}$$

**Calcul le ferrailage de la poutre:**

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{19.92 \times 4.3}{2} = 42.82 \text{ KN}$$

$$M_{ou} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{19.92 \times 4.30^2}{8} = 46.04 \text{ KN.m}$$

**On à:**  $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

➤ **En travée:**

$$M_{tu} = 0.85M_{ou} = 39.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39.13}{0.3 \times 0.31^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu = 0.095 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.125$$

$$A_s = \frac{0.81\alpha b d f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{0.81 \times 0.125 \times 30 \times 31 \times 14.20}{348} = 3.82 \text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \text{Max}\{bh/10^3 ; 0.23b d f_{t28}/f_e\} \Rightarrow A_s \geq A_{min} = 1.14 \text{cm}^2$$

On adopte 3HA14 d'une section  $A_s = 6.16 \text{cm}^2$

**Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 6.16/4 = 1.54 \text{cm}^2$$

On adopte 3HA10 d'une section  $A_s = 2.35 \text{cm}^2$ .

**➤ En appui :**

$$M_{au} = 0.3M_{ou} = 13.81 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.81}{0.3 \times 0.31^2 \times 14.20 \times 10^3}$$

$$\mu = 0.033 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$A_s = \frac{0.81\alpha b d f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{0.81 \times 0.041 \times 30 \times 31.5 \times 14.20}{348} = 1.28 \text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \text{Max}\{bh/10^3 ; 0.23b d f_{t28}/f_e\} \Rightarrow A_s < A_{min} = 1.14 \text{cm}^2$$

On adopte 3HA12 d'une section  $A_s = 3.39 \text{cm}^2$ .

**Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 3.39/4 = 0.84 \text{cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section  $A_s = 1.51 \text{cm}^2$ .

**Armature transversale :**

D'après RPA la quantité des armatures transversale minimale donné par :

$$A_t = 0.003 \times S b$$

L'espace maximal dans la zone nodale est de :  $S = \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right)$

Avec  $\phi_l$  : la valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinale utilisé.

$$\phi_l = 1.51 \text{cm}^2$$

$$S = \text{Min}\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.51\right) = \text{Min}(10; 18.12) = 10\text{cm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section  $A_s = 1.51\text{cm}^2$  dans la zone nodale.

$$\text{L'espace dans la zone courante (en travée) : } S \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.003 \times 17.5 \times 30 = 1.57\text{cm}^2$$

### Calcul des sollicitations en flexion à l'ELS :

$$M_{o_s} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{14.48 \times 4.30^2}{8} = 33.46\text{KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_{t_s} = 0.85M_{o_s} = 28.44\text{KN.m}$$

$$\text{Le moment en appui : } M_{a_s} = 0.3M_{o_s} = 10.03\text{KN.m}$$

Si les conditions suivantes sont remplies la vérification à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Section rectangulaire
- Fissuration peu nuisible
- $F_c = 400\text{MPa}$

#### ➤ En travée :

$$\gamma = \frac{46.04}{33.46} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435 \Rightarrow \alpha = 0.098 < 0.43 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

#### ➤ En appui :

$$\gamma = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435 \Rightarrow \alpha = 0.033 < 0.43 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Donc pas de vérification à l'ELS.

### Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{430} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{t_s}}{10M_{o_s}} \Rightarrow \frac{35}{430} \geq \frac{28}{10 \times 15.63} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{5.65}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 31.5} \leq \frac{5.65}{400} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{42.82 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.453\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

**➤ Calcul de la poutre palier à la torsion :**

La poutre palier est soumise à la torsion droit peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les efforts agissant sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section :

$$\tau_t = \frac{M_t \max}{2\Omega b_0}$$

En remplace la section réel pleine par la section fictive creuse

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$\Omega$ : : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (30 - 5)(35 - 5) = 750\text{cm}^2$$

Le couple de torsion est :

$$C = V_u \times 0.1 = 42.82 \times 0.1 = 4.282\text{KN.}$$

Donc le moment de torsion est :

$$M_t = \frac{L}{2} C = 9.20\text{KN. m}$$

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{9.20 \times 10^4}{2 \times 750 \times 50} = 1.22\text{MPa}$$

**✓ Vérification de béton :**

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\text{Il faut que : } \tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}$$

$$\Rightarrow (0.453)^2 + (1.22)^2 = 1.69 \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**Ferraillage a la torsion :****➤ Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{\mu M_t}{2\Omega \sigma_s} \quad \text{Avec } \mu: \text{ périmètre de l'aire } \Omega$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 110\text{cm}$$

$$A_l = \frac{110 \times 9.20 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348} = 1.93 \text{cm}^2$$

On adopte : 2HA12 d'une section  $A_s = 2.26 \text{cm}^2$

➤ **Armature transversale :**

D'après le BAEL91 :

$$\frac{A_{tl}}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} = \frac{9.2 \times 10^4}{2 \times 750 \times 348} = 0.17$$

**Ferrailage finale :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\text{En travée : } A_{tot} = A_{tor} + A_{flex} = 2.26 + 3.39 = 5.65 \text{cm}^2$$

$$A_{inf} = A_{sup} = 2.82 \text{cm}^2 \quad \text{on adopte : } 3HA12 \text{ d'une section } A_s = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{tot} = A_{tor} + A_{flex} = 1.57 + 3.39 = 4.96 \text{cm}^2$$

$$A_{inf} = A_{sup} = 2.48 \text{cm}^2 \quad \text{on adopte : } 3HA12 \text{ d'une section } A_s = 3.39 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

Selon BAEL : choix de  $\phi_t$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \{ 12 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{mm} \quad \text{Donc en prend } \phi_t = 8 \text{mm}$$

$$\text{L'espacement } S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{cm}) = 28.35 \text{cm}$$

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t = \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = 8.75 \text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 10 \text{cm}$$

$$A_{t \min} = 0.003 S_t b = 0.9 \text{cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 15 \text{cm}$$

$$A_{t \min} = 0.003 S_t b = 1.8 \text{cm}^2$$

- Schéma de ferrailage :

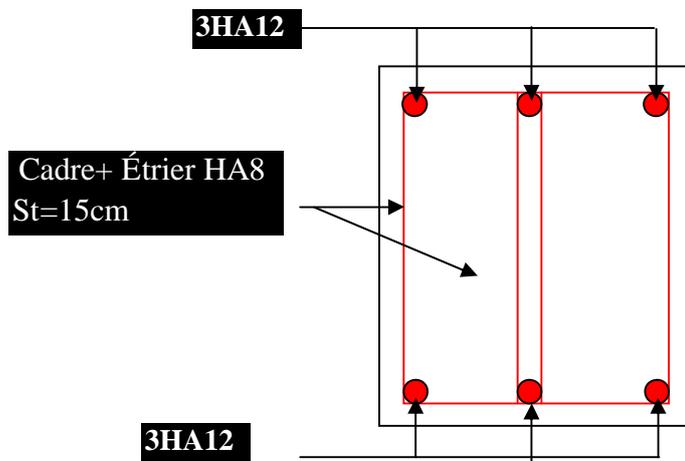


Fig. III.21. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

### III.4. Calcul des poutres de chaînages

#### 1. Définition

##### -Le chaînage horizontal

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

#### 2. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté

La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées (coté ascenseur) est  $L_{\max} = 4.3m$

$$\left[ \begin{array}{l} h \geq 15cm \\ h \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \end{array} \right. \quad \text{Avec (30cm est l'épaisseur du mur),}$$

Selon la condition de la flèche :

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

$$28.66cm \leq h \leq 43cm$$

➤ **Exigences du RPA 99/2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Soit : } h=30\text{cm, } b=30\text{cm ;}$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

### 3. Calcul des sollicitations

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$

**Poids du plancher à dalle pleine :**  $q_{dp} = P_{plancher} \times l/2$

Avec :  $l = 0.24 \text{ m}$  ;  $G_{dp} = 5,61 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**Charge d'exploitation sur la poutre :**  $Q_0 = Q \times b = 0.45 \text{ KN/m}$

Donc la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

**ELU:**  $q_u = (1,35G_{dp} + 1,5Q) \times l/2 + 1,35 G_p + 1,5Q_0$

**ELS:**  $q_s = (G + Q) \times l/2 + G_p + Q_0$

$q_u = (1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 1,5) \times 2,4/2 + 1,35 \times 2,25 + 1,5 \times 0,45 = 15,5 \text{ KN/m}$

$q_s = (5,61 + 1,5) \times 2,4/2 + 2,25 + 0,45 = 11,23 \text{ KN/m}$

$M_u = q_u \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 35,74 \text{ KN.m}$

$M_s = q_s \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 25,95 \text{ KN.m}$

$M_A = M_B = -0,15 \times M_u \longrightarrow M_{uA} = M_{uB} = -5,36 \text{ KN.m}$

$M_A = M_B = -0,15 \times M_s \longrightarrow M_{sA} = M_{sB} = -3,89 \text{ KN.m}$

### ➤ Le ferrailage

#### a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau III.24.

**Tableau III.20.** Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> )
Entravée	35.74	0.107	0.14	0.264	3.89	1.01	3HA14=4.62
En appui	5.36	0.016	0.02	0.277	0.55	1.01	3HA12=3.39

**b) Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art. III.3.b)}$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus une épingle  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$ .

**c) Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})}$$

Le **RPA99/version 2003** exige un espacement

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérfications**

**a) À l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Effort tranchant** ..... **CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 33.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b) A l'ELS**

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau III.25.

**Tableau III.21.** Vérification Des contraintes dans le béton

position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	25.95	32277.7	9.2	7.47	15

$$\sigma_{bc} = 7.47MPa < 15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**-Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) :**

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{4} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,075 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0725 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{30 \times 28} = 0.005 < \frac{4,3}{f_e} = \frac{4.3}{400} = 0.0107 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

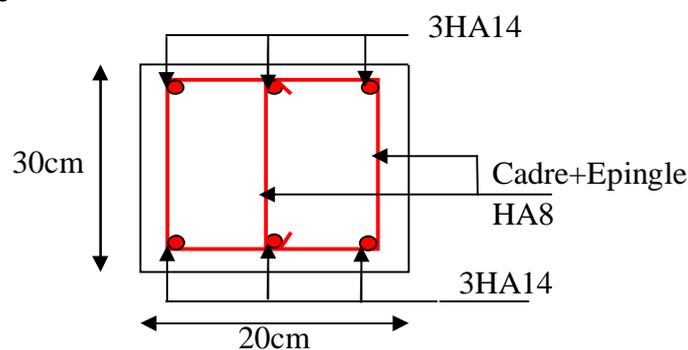
D'où l'impératif de vérifier la flèche.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  **CBA93 (Art. B.6.5.3).**

**Tableau III.22.** Vérification de la flèche.

M <sub>j</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>p</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	F <sub>gv</sub> (mm)	F <sub>p</sub> (mm)	F <sub>g</sub> (mm)	F <sub>j</sub> (mm)	Δf <sub>t</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
12.03	14.84	18.97	3.39	5.79	4.4	3.06	2.2	4.93	7,8	Vérifiée

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.22.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

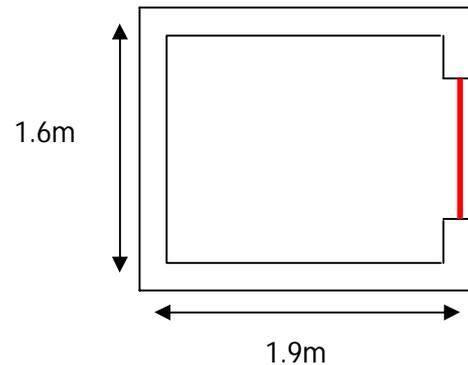
## III.5. Etude de l'ascenseur

### 1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction. il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur = 160cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur = 190cm
- $F_c$  Charge due à la cuvette = 145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 50KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse  $V = 0.63m/s$ .



**Figure III.23.** Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 6.3 = 15 + 50 + 6.3 = 71.3 \text{ KN}$$

### 2. Dalle de la salle de machine (charge concentrée)

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$  : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(u \times v)$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'

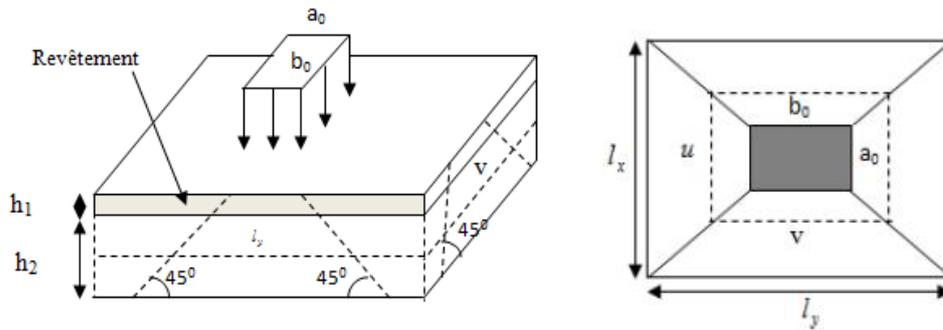


Figure III.24. Schémas représentant la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse  $V = 0.63m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

**3. Evaluation des moments sous charge concentrée**

**a)  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système**

$M_{x1}, M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $\frac{u}{l_x} = 0.67$  et  $\rho = 0.84$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$  ;  $\frac{v}{l_y} = 0.55$  et  $\rho = 0.84$

En se référant à l'annexe 2 on trouve  $M_1 = 0.086$  et  $M_2 = 0.063$

**Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU**

$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 1,35 \times 71.3 = 96.25 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.27 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 6.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système**

$\rho=0.84 > 0,4 \longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ l'annexe 1.}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.73 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.27 + 1,09 = 9.36 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.06 + 0.73 = 6,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * 9.36 = 7.95 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * 6.79 = 5.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = -0,4 M_x = -3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,4 M_y = -2.3 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.23.** Calcul de Ferraillage

position	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	7.95	-3.74	2.11	0.91	4T10=3.14	3T10=2.36
Sens y-y'	5.77	-2.3	1.6	0.56	4T10=3.14	3T10=2.36

**Vérifications**

- **Condition de non fragilité**

$$h > 12 \longrightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,23 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,84 > 0,4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite ;  $h$  : Épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 96,25 \text{ KN}; \gamma_b = 1,5$$

$$Q_u = 96,25 \text{ KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 30,55 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres**

$$\text{Sens x-x': } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}.$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

### Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{ser} = 71,3 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 7.03KN.m. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 5.71KN.m. \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.9KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.68KN.m$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.93KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.39KN.m \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.7KN.m$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.43KN.m$$

$$M_{ax} = -0,4 M_x = -3.17 KN.m$$

$$M_{ay} = -0,4 M_y = -2.56 KN.m$$

**Vérification des contraintes**

**Tableau III.24.** Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées	6.7	3882.3	2.92	5.04	15	235.1	201.63
Appui	-3.17	3147.21	2.72	2.73	15	140.1	201.63

• **La flèche**

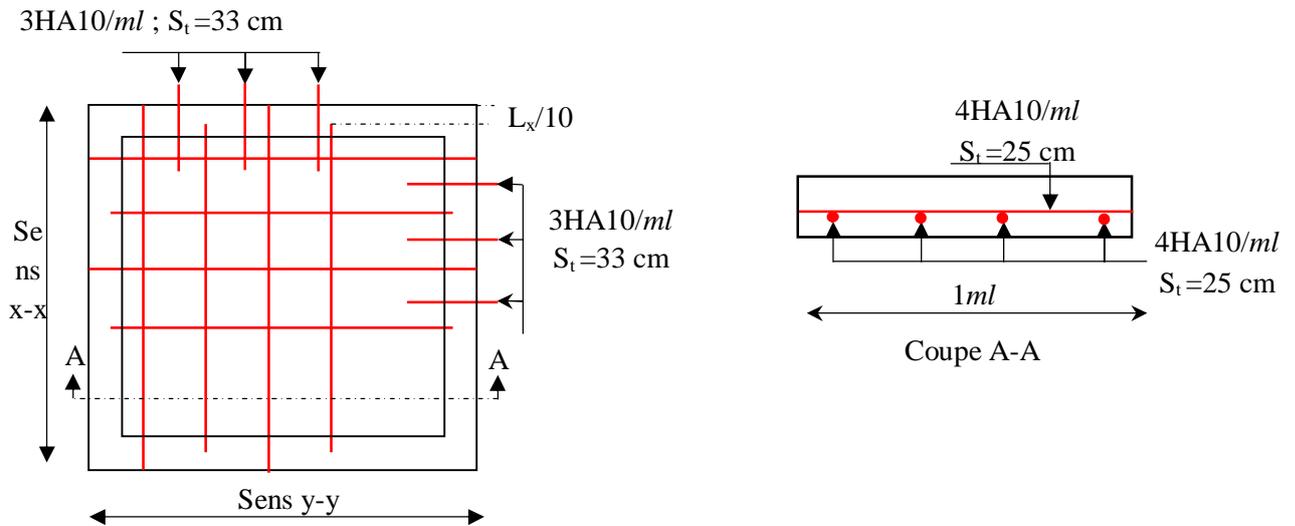
**D’après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :**

$$\frac{h}{Lx} = \frac{15}{160} > \max \left[ \frac{3}{8}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.093 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure III.25.** Schéma de ferrailage du local machine

**4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur**

• **Évaluation des charges et surcharges**

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$  Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$  Poids du revêtement en béton (e=5cm).

$G_{totale} = G' + G'' = 52.69 \text{ KN/m}^2$ .  $G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.04} = 47.69 \text{ KN/m}^2$ .

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

- **Calcul des sollicitations**

**A P'ELU**

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 72.63 \text{ KN/m}^2$ .

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.667 \end{cases}$  **Annexe I.**

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.61 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.34 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments réels**

En travée Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.17 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.39KN.m$

**En appui**  $M_a^x = M_a^y$

$M_a^x = 0.4 \times M_0^x = 3.6KN.m$

$M_a^y = 0.4 \times M_0^y = 2.531KN.m$

- **Calcul du ferrailage** Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau III.29.

**Tableau III.25.**Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Position		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	Xx	8.17	0.0401	0.051	11.75	2.06	4HA10=3.14
	Yy	5.39	0.026	0.034	11.8	1.312	4HA10=3.14
Appui	Xx	3.6	0.018	0.022	11.9	0.81	3HA10=2.36
	yy	2.53	0.0125	0.016	11.92	0.56	3HA10=2.36

- **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$

$\rho = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 38.8KN;$        $V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 48.5 KN$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{48.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.40MPa < 1.25MPa$  C'est vérifié

**Calcul a l'ELS**

- **Vérification à l'ELS**

$q_{ser} = G_{totale} + Q = 52.69 + 1 = 53.69KN / m^2$

$\nu = 0.2$

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.04KN.m$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times q_{ser} \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 6.15KN.m$

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.83KN.m$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.23KN.m$

Vérification des contraintes

Tableau III.26. Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées (x)	6.83	9765	4.29	2.87	15	72.24	201.63
Travées (y)	5.23	5657.2	3.21	3.43	15	140.64	201.63

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} = \frac{15}{160} > \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.093 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

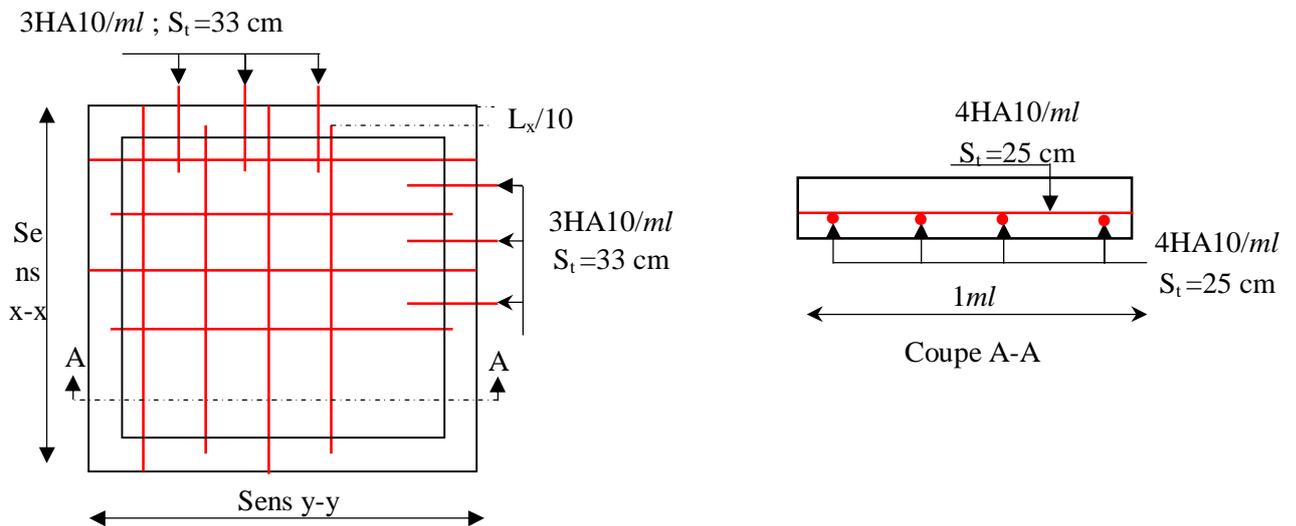


Figure III.26. Schéma de ferrailage

### III .5.Etude des panneaux terrasse en béton :

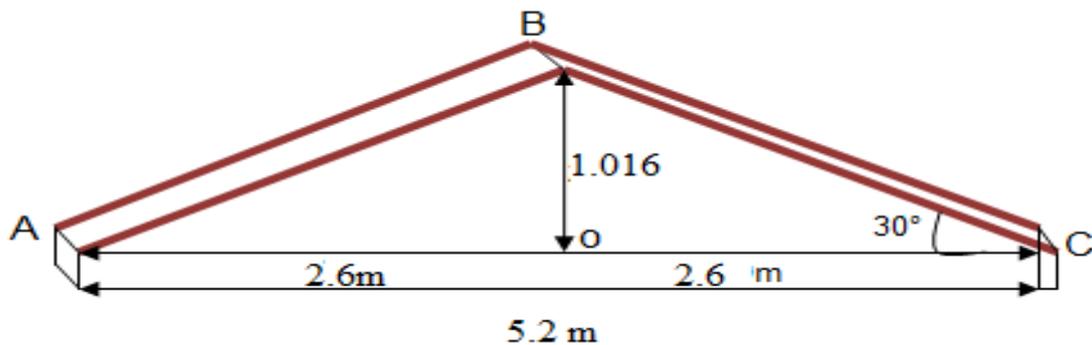


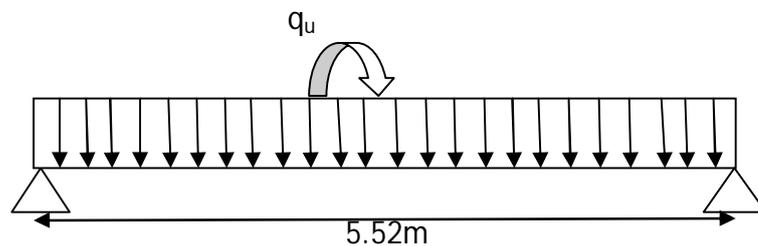
Figure III .27 . coupe de la terrasse

Calcul de AB :

$$AB^2 = BO^2 + AO^2 \longrightarrow AB^2 = 1.016^2 + 2.6^2$$

$$AB = 2.79 \text{ m}$$

Par projection de AB et BC on obtiens le schéma statique suivant :



$$G = 4.84 \text{ KN.m}$$

figure III 28. schéma statique de panneau terrasse

$$Q = 1 \text{ KN.m}$$

#### Combinaison de charges

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 5.84 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.03 \text{ KN} / \text{m}$$

#### ➤ Calcul des sollicitations

Moment fléchissant :

- $M^u = ql^2/8 = 27.14 \text{ KN.m}$
- $M^s = 22.24 \text{ KN.m}$

Donc on a :

$$M^t = 0.75 * M^u = 20.35 \text{ KN.m} \quad \text{en travée.}$$

$$M^a = 0.5 * M^u = 13.57 \text{ KN.m en appuis.}$$

**Ferraillage**

➤ **En travée**

$$M^t = 20.35 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1.5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t_{ux}}{b * d_x^2 * f_{bu}} = \frac{20.35 * 10^{-3}}{1 * (0,13)^2 * 14,2} = 0.084 < 0,186 \Rightarrow \text{pivotA}$$

$$\mu_{bu} = 0.084 < \mu_l = 0,392.$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\left. \begin{aligned} f_{st} &= \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha &= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0.109 \\ Z &= d(1 - 0,4\alpha) = 0.124 \text{ m} \\ A_s &= \frac{M_u}{Z * f_{st}} = 4.71 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ On adopte : } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

• **En appuis**

$$M^a = 13.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.57 * 10^{-3}}{1 * (0,13)^2 * 14,2} = 0.056 < 0,186 \Rightarrow \text{pivotA}$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_l = 0,392.$$

$$\alpha = 0.072$$

$$Z = 0.126 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{13.57 * 10^{-3}}{0.126 * 348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>**

On résume les calculs dans le tableau ci-après

**Tableau III.27** Ferraillage de la terrasse .

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St(cm)
En travée	20.35	0.084	0.109	12.4	4.71	1.63	5HA12=5.65	20
En appuis	13.57	0.056	0.072	12.6	3.09	1.63	5HA10=3.93	20

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à  $\frac{A}{4}$  alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2, \text{espace : } \frac{100}{4} = 25\text{cm}^2$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2, \text{espace : } \frac{100}{4} = 25\text{cm}^2$$

- **Espacement des barres** Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33)\text{cm} = 33\text{cm}$ .

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4 \times h; 45)\text{cm} = 45\text{cm}$ .

Soit  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELU**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.15\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$  .....condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(20.35 \times 10^{-3} - \frac{27.14 \times 10^{-6}}{0.9 \times 13}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.53\text{cm}^2$$

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

**Tableau III28.** Vérification les contraintes dans la terrasse

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	

En travée	16.68	8995.20	3.92	7.26	15	Condition vérifiée
En Appui	11.12	7998.3	3.5	3.94	15	

• **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{552} = 0.02 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Une condition n'est pas vérifiée, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

La flèche admissible pour  $L > 5m$  est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5 = \frac{552}{1000} + 0.5 = 1.05cm$$

➤ **Vérification de la flèche**

• **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} \leq \bar{f}_{adm} = 1.05$$

Avec :

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5.65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 3.92cm$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = by^3/3 + nA_s(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(100 \times \frac{3.92^3}{3}\right) + 15 \times 5.65 \times (13 - 3.92)^2$$

$$\Rightarrow I = 8995.20cm^4$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène s'écrit :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 3.92 \left(\frac{15}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 30688.68$$

**Calcul  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :**

$$\rho = A_s/bd = 0.0043$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{22.24 \times 10^2}{8995.20} (130 - 39.2)$$

$$\sigma_s = 336.74MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 336.74 + 2.1}$$

$$\mu = 0.53$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0043(2+3\frac{1}{1})} = 4.88$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 1.95$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = \frac{1.1 \times 29903.7}{1+4.88 \times 0.53} = 9171.89 \text{ cm}^4$$

La flèche entre les nues des appuis :

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{22.24 \times 5.52^2}{10 \times 32164.2 \times 9171.86 \times 10^{-5}} = 0.022 \text{ m}$$

Par estimation des flèches en suppose que : (BAEL91 modifié99 page 161)

$$f_{gi} = 0.4f_s \text{ (La charge permanente 40\% de la charge service finale)}$$

$$f_{ji} = 0.2f_s \text{ (20\% de la charge service finale).}$$

$$f_{gv} = 2f_{gi} = 0.8f_s \text{ Avec : } f_s = f_{pi}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.8f_s - 0.2f_s + f_s - 0.4f_s = 1.2f_s$$

$$\Delta f = 1.2 \times 0.022 = 0.026 \text{ m}$$

$$\Delta f > f_{adm} = 0.011 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifier.}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche n'est pas vérifiée. On augmente la section A

tel que : **A=6HA14=9.24 cm<sup>2</sup>**

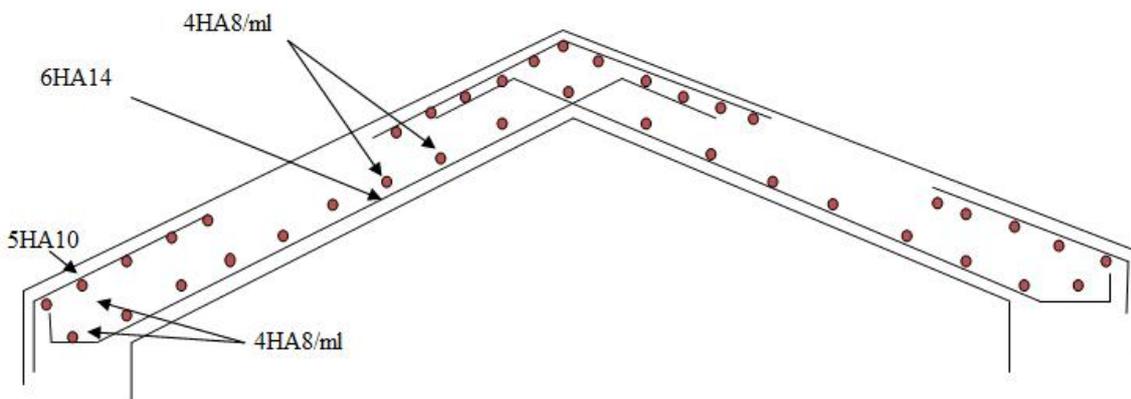
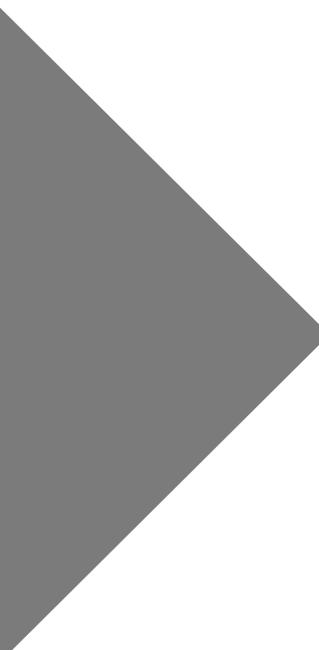


Figure III .29 . Ferrailage de panneau de dalle



# CHAPITRE IV

Etude dynamique

### IV.1. INTRODUCTION :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

### IV.2. METHODES DE CALCUL :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone II<sub>a</sub> et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6)

### IV.3. méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et II<sub>a</sub> et à 30m en zone II<sub>b</sub> et III.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente pour la comparée avec celle donnée par la méthode dynamique, cette dernière doit être supérieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente ( $V_d > 0,8V_s$ ).

### IV.4. Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération de la zone ; ..... (RPA99/2003 tableau (4.1))} \\ D: \text{facteur d'amplification dynamique moyen ; ..... (RPA99/2003 (4.2))} \\ R: \text{coefficient de comportement global de la structure ; ..... (RPA tableau (4.3))} \\ Q: \text{facteur de qualité ; ..... (RPA (4-4))} \\ W: \text{poids total de la structure ..... (RPA(4-5))} \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au dessus selon notre structure :

✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction  $\Rightarrow R = 5$ .

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

D'où  $\eta = 0.816$

$$\text{On a un site ferme } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec :

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{array}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 31.92$  m : hauteur total du bâtiment.

$L$  = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 25.66 \text{ m} \\ L_y = 20.07 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.67; 0.567) = 0.567 \text{ s} \\ T_y = \min(0.67; 0.631) = 0.631 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.617 \\ D_y = 1.505 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec :

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 1. Valeurs des pénalités.**

N°	Critère (q)	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc } \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

$$\text{Dans notre cas : } \beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation)} \\ 0.6 \text{ (comercial)} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $W = 41018.876 \text{ KN}$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 2288.89 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 2122.72 \text{ KN} \end{cases}$$

## IV -5- Méthode dynamique modale spectrale:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### ➤ Spectre de réponse de calcul:

D'après le RPA99/Version 2003 Article (4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{s_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de zone

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique

R: coefficient de comportement de la structure

$T_1, T_2$  : périodes caractéristique associées à la catégorie de site

Q: facteur de qualité.

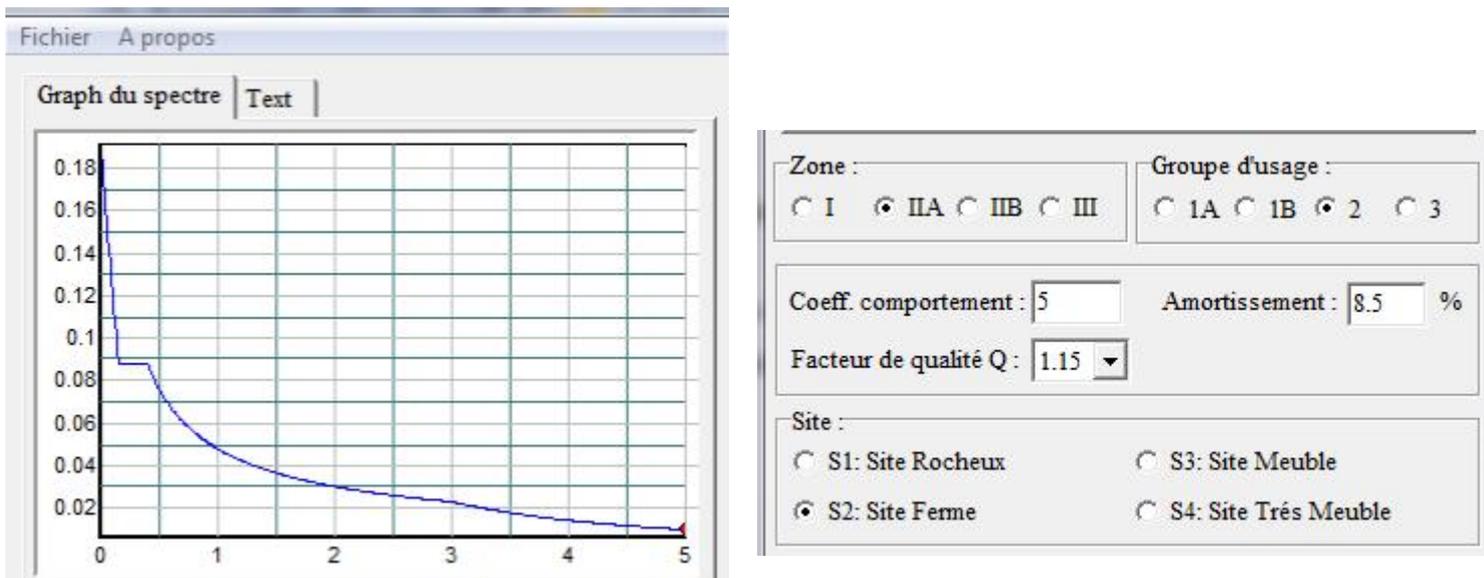


Figure IV.1. Spectre de réponse

## IV 6. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V19, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV-5-1. Disposition des voiles de contreventement :

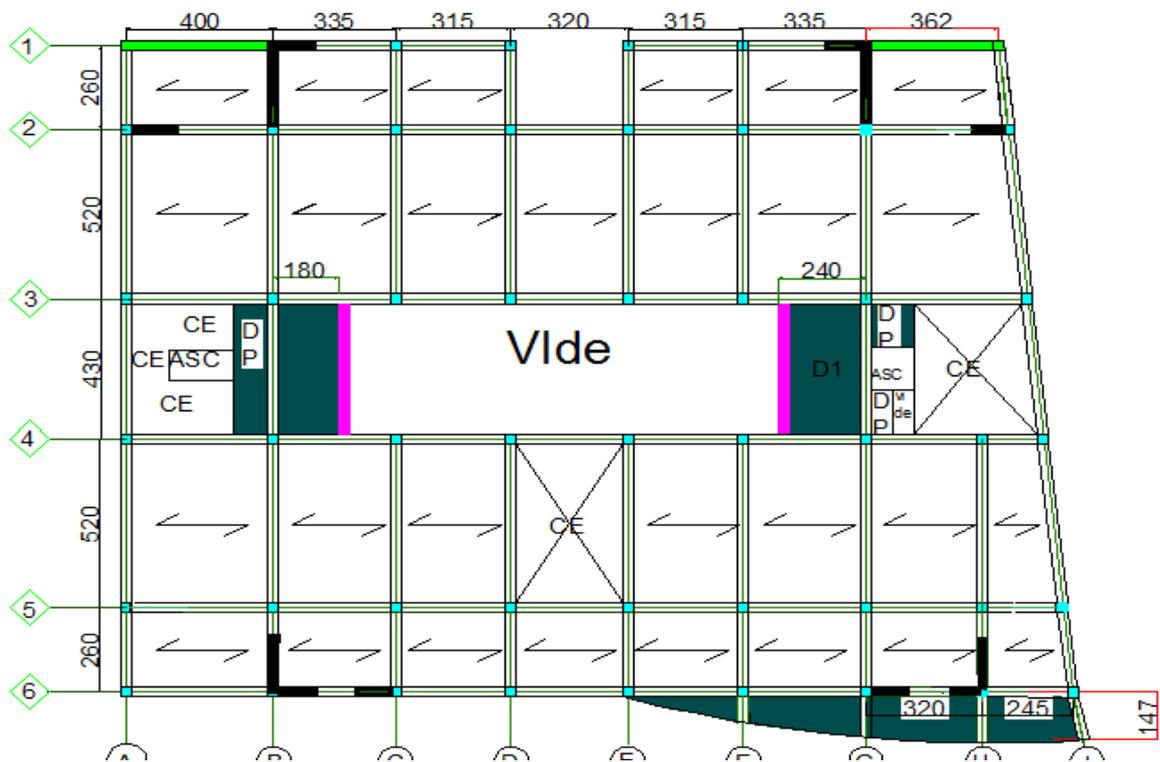


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

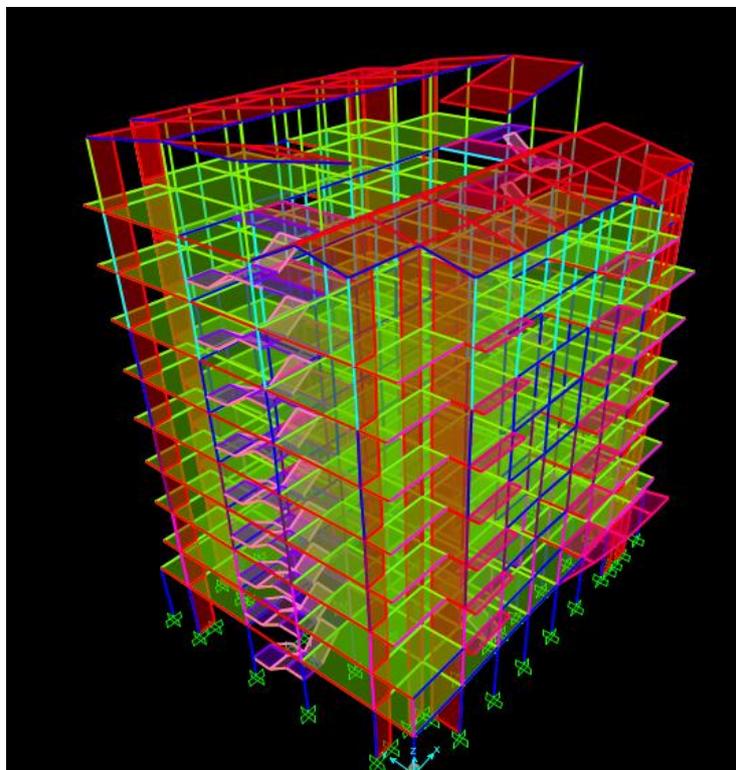


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logicielSAP2000V19

## IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000

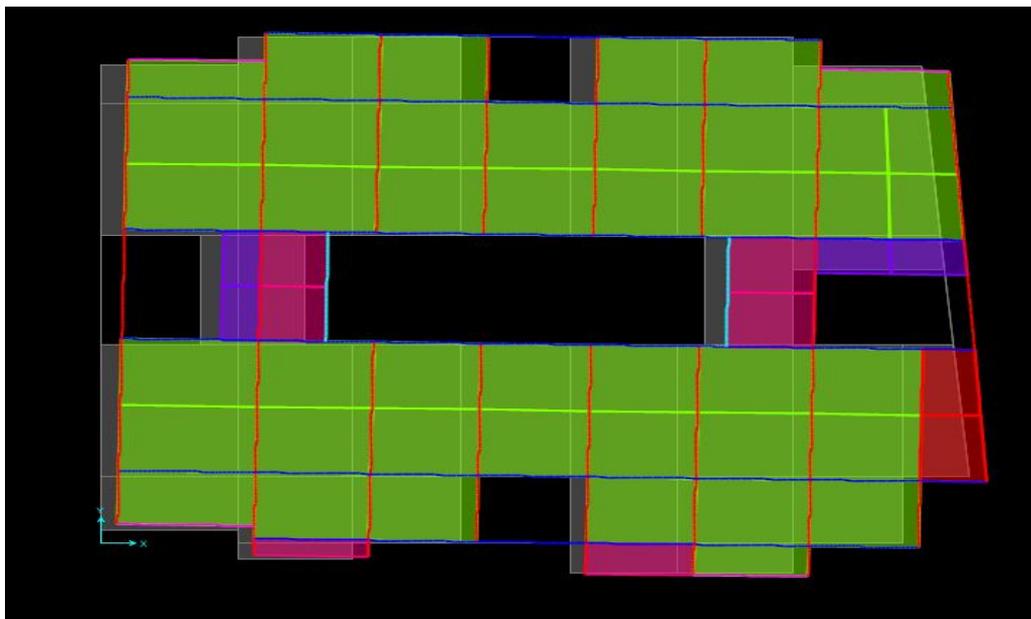
### 1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2.** Périodes et taux de participation.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.831004	0.68392	0.00013	0.000005664	0.68392	0.00013
2	0.753548	0.00212	0.68608	0.000008557	0.68604	0.68622
3	0.592063	0.0608	0.01236	0.000001556	0.74684	0.69858
4	0.275085	0.12148	0.00012	0.0000132	0.86832	0.6987
5	0.235591	0.00132	0.15252	0.00004937	0.86964	0.85122
6	0.185885	0.01456	0.01079	0.0000111	0.8842	0.86201
7	0.15427	0.04003	0.00002486	0.00000252	<b>0.92423</b>	0.86204
8	0.125666	0.00003856	0.05148	0.0004	0.92426	<b>0.91352</b>
9	0.110215	0.01364	0.00773	0.00006227	0.9379	0.92124
10	0.100829	0.0158	0.0029	0.00107	0.9537	0.92415

### Comportement de la structure



**Figure IV.4.** Mode 1(translation suivant XX)

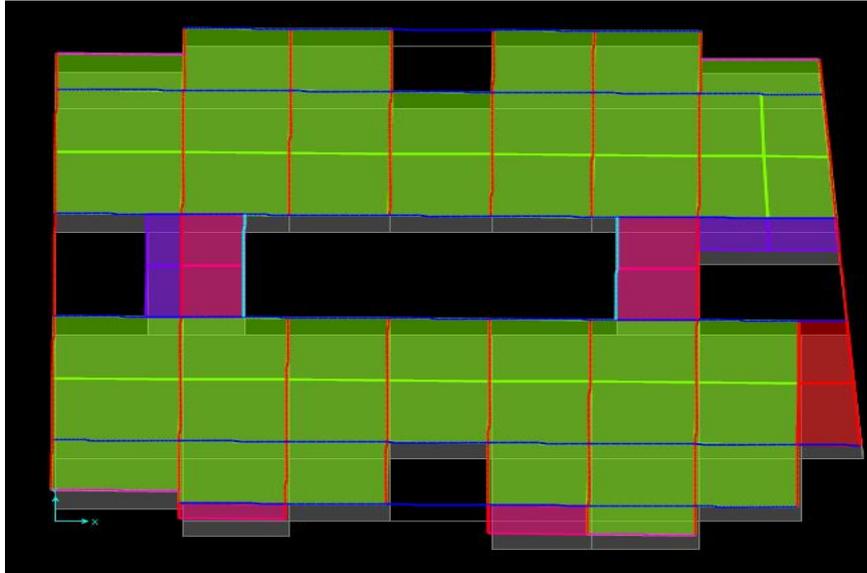


Figure IV.5. Mode 2(translation suivant YY)

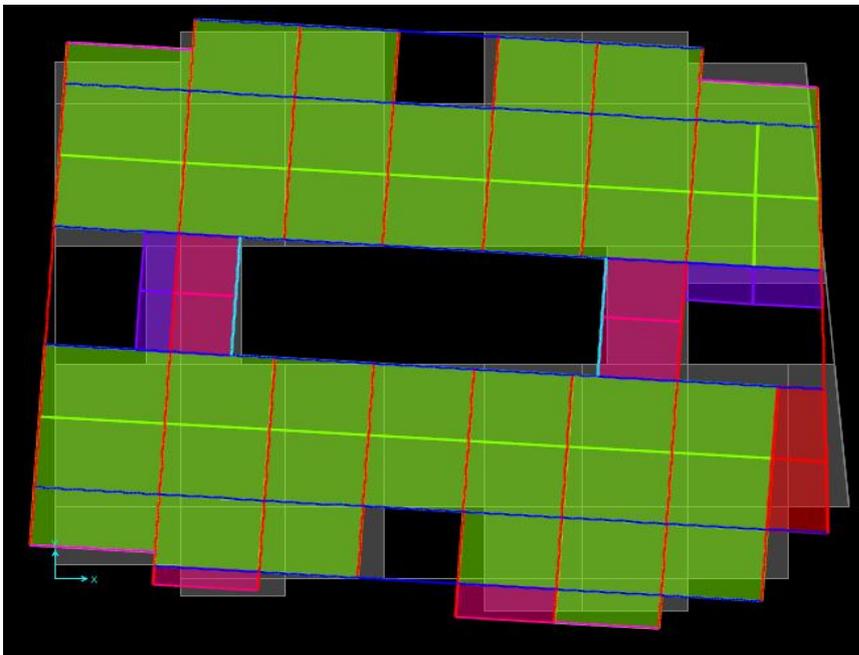


Figure IV.6. Modes 3(rotation suivant Z)

## 2 :Justification de l'interaction voiles-portiques

### ➤ Sous charges verticales

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

- **Tableau IV.3.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
1 <sup>er</sup> Niveau	38953.116	4603.264	89.4314817	10.5685183
2 <sup>ème</sup> Niveau	32762.332	4366.871	88.238716	11.761284
3 <sup>ème</sup> Niveau	28428.939	3870.631	88.0164628	11.9835372
4 <sup>ème</sup> Niveau	23907.631	3605.908	86.8940597	13.1059403
5 <sup>ème</sup> Niveau	19910.592	3051.414	86.7110304	13.2889696
6 <sup>ème</sup> Niveau	15738.879	2663.459	85.5265184	14.4734816
7 <sup>ème</sup> Niveau	12003.53	1506.764	88.8472893	11.1527107
8 <sup>ème</sup> Niveau	8209.421	1476.035	84.7602942	15.2397058
9 <sup>ème</sup> Niveau	4856.483	794.151	85.9458071	14.0541929
10 <sup>ème</sup> Niveau	1724.298	143.602	92.3121152	7.68788479

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

#### ➤ Sous-charges horizontales

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
1	865.787	232.471	78.8327515	21.1672485	626.42	735.295	46.0022839	53.9977161
2	995.091	613.747	61.8515351	38.1484649	693.352	673.238	50.7359193	49.2640807
3	1017.421	380.158	72.7988185	27.2011815	803.066	514.823	60.9357844	39.0642156
4	855.951	459.251	65.0813335	34.9186665	701.169	505.893	58.0888968	41.9111032
5	912.052	309.636	74.6550674	25.3449326	774.172	352.298	68.7254876	31.2745124
6	672.803	388.103	63.4177769	36.5822231	592.618	380.802	60.8799901	39.1200099
7	683.28	197.237	77.5998646	22.4001354	619.692	186.863	76.8319581	23.1680419
8	427.293	278.853	60.5105743	39.4894257	414.728	241.58	63.1910627	36.8089373
9	432.34	92.402	82.3909655	17.6090345	417.807	118.928	77.8423244	22.1576756
10	129.999	148.901	46.6113302	53.3886698	119.052	98.439	54.7388168	45.2611832

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

### 3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5.** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1905.534	1830.6396	Vérifiée
Suivant Y-Y	1767.68	1698.18147	Vérifiée

- **Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante :  $v = N_d / B_r \cdot f_c 28 \leq 0.3$  **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

**Tableau IV.6.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	comb	$N_d$ (KN)	Type de poteaux	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$v$	Remarque
1	ELU	-1621.082	55*55	3025	-0.21435795	Vérifiée
2	ELU	-1867.67	50*50	2500	-0.2988272	Vérifiée
3	ELU	-1416.01	50*50	2500	-0.2265616	Vérifiée
4	ELU	-1196.062	45*45	2025	-0.23625916	Vérifiée
5	ELU	-992.948	45*45	2025	-0.19613788	Vérifiée
6	ELU	-796.878	40*40	1600	-0.1992195	Vérifiée
7	ELU	-613.971	40*40	1600	-0.15349275	Vérifiée
8	ELU	-435.964	35*35	1225	-0.14235559	Vérifiée
9	ELU	-264.545	35*35	1225	-0.08638204	Vérifiée
10	ELU	-120.393	30*30	900	-0.053508	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux

### IV.7. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ Formule (4-19).}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10 RPA99/2003**).

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements. (sens x-x)

Niv	$h_k$ m	Sens x-x				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
1	3.42	0.0014	0.007	0	0.007	0.00204678
2	3.06	0.0033	0.0165	0.007	0.0095	0.00310458
3	3.06	0.0054	0.027	0.0165	0.0105	0.00343137
4	3.06	0.0077	0.0385	0.027	0.0115	0.00375817
5	3.06	0.0098	0.049	0.0385	0.0105	0.00343137
6	3.06	0.0119	0.0595	0.049	0.0105	0.00343137
7	3.06	0.0138	0.069	0.0595	0.0095	0.00310458
8	3.06	0.0155	0.0775	0.069	0.0085	0.00277778
9	3.06	0.017	0.085	0.0775	0.0075	0.00245098
10	3.06	0.0183	0.0915	0.085	0.0065	2.1242E-05

**Tableau IV.8.** Vérification des déplacements (sens y-y)

Niv	$h_k$ m	Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
1	3.42	0.0007	0.0035	0	0.0035	0.00102339
2	3.06	0.0016	0.008	0.0035	0.0045	0.00147059
3	3.06	0.0027	0.0135	0.008	0.0055	0.00179739
4	3.06	0.004	0.02	0.0135	0.0065	0.00212418
5	3.06	0.0053	0.0265	0.02	0.0065	0.00212418
6	3.06	0.0066	0.033	0.0265	0.0065	0.00212418
7	3.06	0.008	0.04	0.033	0.007	0.00228758
8	3.06	0.0093	0.0465	0.04	0.0065	0.00212418
9	3.06	0.0105	0.0525	0.0465	0.006	0.00196078
10	3.06	0.0118	0.059	0.0525	0.0065	2.1242E-05

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieure au centième la hauteur d'étage, ce qui signifie la condition est **vérifiée**

### 1 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$i=K$

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$ : hauteur de l'étage "k".

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

**Tableau IV.9.** Vérification à l'effet P-Δ.

Niveaux	$h_t$	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
1 <sup>er</sup> Niveau	3,42	38590.366	0.007	1098.258	0.06126284	0.0035	1361.715	0.02470502
2 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	32872.258	0.0095	1608.338	0.05519678	0.0045	1366.59	0.03077101
3 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	28594.92	0.0105	1397.579	0.05978929	0.0055	1317.889	0.03321195
4 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	24351.847	0.0115	1315.202	0.05810902	0.0065	1207.062	0.03578672
5 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	20335.721	0.0105	1221.688	0.04581387	0.0065	1126.47	0.03075825
6 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	16311.33	0.0105	1060.906	0.03880066	0.0065	973.42	0.0261782
7 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	11996.323	0.0095	880.517	0.03050875	0.007	806.555	0.02454158
8 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	8652.865	0.0085	706.146	0.02015612	0.0065	656.308	0.01658396
9 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	5123.94	0.0075	524.742	0.00798321	0.006	536.735	0.00624387
10 <sup>ème</sup> Niveau	3,06	1709.16	0.0065	278.9	0	0.0065	217.191	0

on remarque que la condition  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés

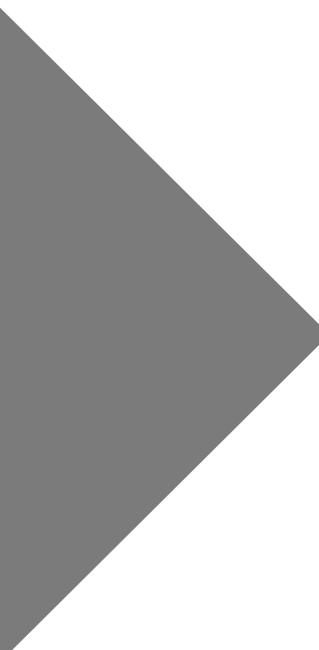
## IV.8.Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V19.

Les voiles présentent une moyen résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-  $\Delta$ ).



# CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

### V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations

### V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion dévier avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- |               |          |                       |
|---------------|----------|-----------------------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E |                       |
| 2) 0.8G+E     | 5) G+Q   | <b>RPA (art. 5.2)</b> |
| 3) 0.8G-E     | 6) G+Q+E |                       |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max}$   $\longrightarrow M$  correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min}$   $\longrightarrow M$  correspondant
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{max}$   $\longrightarrow N$  correspondant
- Effort tranchant à la base de chaque étage  $V_{max}$

#### V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003 .....RPA (art 7.4.2.1)

##### ➤ Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
  - le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
  - le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.  
6% en zones de recouvrement.
  - le diamètre minimal est de 12mm.
  - la longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone IIa).
  - la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
  - les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

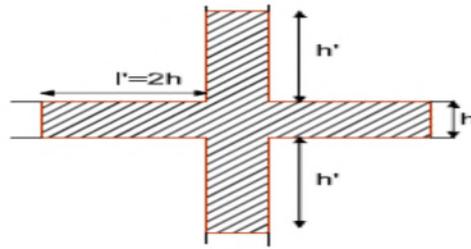


Figure V.1.Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau V.1.

Tableau V.1. Section d'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> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
Enter sol-RDC	55*55	24.5	121	181.5
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	50*50	20	100	150
3et 4 <sup>ème</sup> étage	45*45	16.2	81	121.5
5et 6 <sup>ème</sup> étage	40*40	12.8	64	96
7et 8 <sup>ème</sup> étage	35*35	9.8	49	73.5
9étage	30*30	7.2	36	5

### V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

Tableau V.2. Sollicitation dans les poteaux

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
EntersolRDC	-1911.86	8.9	-0.93	13.93	76.62	- 1776.65	82.21
1et 2 <sup>ème</sup> étage	-1646.96	19.90	-1.92	68.09	86.73	- 1130.11	35.22
3et 4 <sup>ème</sup> étage	-1196.08	13.09	-1.92	19.05	71.14	-752.85	30.25
5et 6 <sup>ème</sup> étage	-796.88	9.85	-1.95	5.54	48.28	-595.74	29.42
7et 8 <sup>ème</sup> étage	-435.96	8.27	- 0.0023	26.42	29.94	-166.11	29.02
9 étage	-120.39	7.59	-2.55	0.85	19.33	-92.83	30.09

### V.2.3 Calcul du ferrailage

#### ❖ Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa et celui donné par le logiciel Socotec

#### • Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 55 \text{ cm}$ ;  $h = 55 \text{ cm}$ ;  $d = 52 \text{ cm}$ .

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$ .

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = 1911.86 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_{\text{cor}} = 8.91 \text{ KN.m}$$

$$- M_{\max} = 76.62 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad N_{\text{cor}} = 1176.65 \text{ KN}$$

$$- N_{\min} = 687.9 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_{\text{cor}} = 35.06 \text{ KN.m}$$

#### a). Calcul sous $N_{\max}$ et $M_{\text{cor}}$

$N = 1911.86$  (de compression)

$$M = 8.91 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = \frac{8.91}{1911.86} = 0.00461 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275 \text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 8.91 + 1911.86 \times (0.52 - 0.55/2) = 486.876 \text{ KN.m.}$$

$$[1911.86 \times (0.52 - 0.03) - 486.876] \times 10^3 = 0.448 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (a)$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 = 0.692 \dots \dots \dots (b) \Rightarrow (I) \text{ vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{486.876 \times 10^3}{0.55 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0.255$$

$$\mu_{bu} = 0.255 > 0.186$$

On est en pivot B:

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.255}) = 0.366$$

$$z = 0.52 \times (1 - 0.4 \times 0.366) = 0.446m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{486.87 \times 10^{-3}}{0.446 \times 348} = 31.36 \times 10^{-3} m^2 = 31.36 cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 31.36 - \frac{1911.86 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -23.57 cm^2$$

**b). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$**

$$M = 76.62 \text{KN.m}, N = 1176.65 \text{KN} \quad \longrightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{76.62}{1176.65} = 0.065m$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275m$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 76.62 + 1176.65 \times (0.52 - 0.55/2) = 364.89 \text{KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 = 0.69$$

$$[1176.65 \times (0.52 - 0.03) - 364.89] \times 10^{-3} = 0.211 \text{MN.m}$$

$\Rightarrow$  (I) est vérifiée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{364.89 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0.172$$

$$\mu_{bu} = 0.172 < 0.186$$

On est en pivot A

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.172}) = 0.237$$

$$z = 0.52 \times (1 - 0.4 \times 0.237) = 0.47m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{364.89 \times 10^{-3}}{0.47 \times 348} = 22.28 \times 10^{-4} m^2 = 22.28 cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 22.28 - \frac{1176.65 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -11.52 cm^2$$

**c). Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$**

$$N = -0.939 \text{ KN} ; M = 13.83 \text{ kn.m} \quad \longrightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = \frac{13.83}{0.939} = 14.83 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275 \text{ m} \quad \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 13.93 + 0.939 \times (0.52 - 0.55/2) = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.39 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0.00686$$

$$\mu_{bu} = 0.00686 < 0.186$$

On est en pivot A:

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.00686)}) = 0.00852$$

$$z = 0.52 \times (1 - 0.4 \times 0.00852) = 0.51 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{14.39 \times 10^{-3}}{0.511 \times 348} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 0.7 - \frac{0.939 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 0.67 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.3.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Section de poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) socotec	A <sub>mim</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA99	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Enter sol-RDC	55*55	0.67	24.2	4HA20+8HA16=28.65cm <sup>2</sup>
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	50*50	4.22	20	4HA20+8HA14=24.89cm <sup>2</sup>
3et 4 <sup>ème</sup> étage	45*45	1.28	16.2	4HA16+8HA14=20.36cm <sup>2</sup>
5et 6 <sup>ème</sup> étage	40*40	0.4	12.8	4HA14+8HA12=15.21cm <sup>2</sup>
7et 8 <sup>ème</sup> étage	35*35	2.43	9.8	8HA14=12.32cm <sup>2</sup>
9étage	30*30	0	7.2	8HA14=12.32cm <sup>2</sup>

### Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} ; \quad \text{Où :}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_l$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale :  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa.
- dans la zone courante :  $t \leq 15 \times \phi_l$  en zone I et IIa.

$\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

❖ La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

0.3% si  $\lambda_g \geq 5$  ; 0.8% si  $\lambda_g < 3$  ; interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

Avec :  $\lambda_g = l_f / b$  ou  $l_f / a$ .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

$$l_r = 40\phi$$

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.4.** Ferrailages transversale des poteaux

Niveau	Enter sol-RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5et 6 <sup>ème</sup> étage	7et 8 <sup>ème</sup> étage	9 étage
Section	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	302.4	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	5.49	4.28	4.76	5.35	6.12	7.14
$V_u$ (KN)	82.21	35.22	30.25	29.42	29.02	30.09
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
$\rho$	2.5	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5

$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	1.4	0.99	0.94	0.7	0.77	0.93
$A^t_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.7	3.34	3.47	1.8	1.57	1.35
$A^t_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	2HA10+ 4HA8 = 3,58	2HA10+ 4HA8 = 3,58	2HA10+ 4HA8 = 3,58	2HA10+ 4HA8 = 3,58	2HA10+ 2HA8 = 2.58	2HA10+ 2HA8 = 2.58

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \Rightarrow 10cm \geq \frac{20}{3}cm \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

**V.2.4. Vérifications**

**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

✓ **Exemple de calcul (RDC)**

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.26m$  (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.15m$  .....(Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.26}{0.15} \Rightarrow \lambda = 15.06 \Rightarrow \alpha = 0.81$

$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  ..... (Section réduite du poteau)

$B_r = 2809cm^2$

Donc

$N_u = 0.81 \times \left( \frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) \times 10^3 = 5020.68KN$

On a  $N_{max} = 1911.86\text{KN} < N_u = 5020.68\text{KN}$  condition vérifiée ; il n’y a pas de risque de flambement

Le même calcul s’applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau V.5.

**Tableau V.5.** Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	$I$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Br(\text{cm}^2)$	$N_u^{max}(\text{KN})$	$N_U(\text{KN})$	Observation
Enter sol-RDC	0.15	15.06	0.81	28.65	2809	1911.82	5020.68	vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	0.14	14.82	0.82	24.89	2304	1646.96	4190.98	vérifiée
3et 4 <sup>ème</sup> étage	0.129	16.47	0.81	20.36	1849	1196.08	3332.9	Vérifiée
5et 6 <sup>ème</sup> étage	0.115	18.53	0.80	15.21	1580.4	796.88	2753.79	Vérifiée
7et 8 <sup>ème</sup> étage	0.108	21.18	0.79	12.32	1089	435.96	1924.42	vérifiée
9 étage	0.086	24.7	0.77	12.32	784	120.39	1440.9	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n’y a pas de risque de flambement

**b) vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ : section homogénéisée

$$v = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')$$

$$b \times h + 15 \times (A + A') \quad \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

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

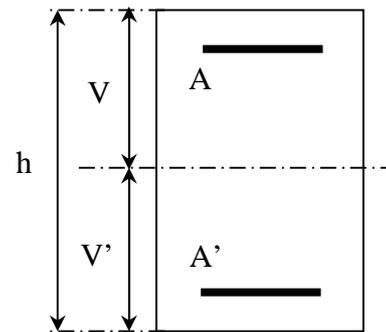


Figure V.2. Section d'un poteau

Tableau V.6. vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Enter sol-RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5et 6 <sup>ème</sup> étage	7et 8 <sup>ème</sup> étage	9étage
Sections	3025	2500	2025	1600	1225	900
d (cm)	49.5	45	40.5	36	31.5	27
A (cm <sup>2</sup> )	28.65	24.89	20.36	15.21	12.32	12.32
V (cm)	30.23	27.61	24.85	21.99	19.32	17.04
V' (cm)	24.76	22.38	20.14	18	15.67	12.75
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0091	0.0062	0.0041	0.0026	0.0017	0.001
N <sub>ser</sub> (MN)	1.357	1.197	0.722	0.447	0.308	0.0881
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0.0114	0.014	0.010	0.0079	0.0064	0.0054
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0.0087	0.0116	0.0082	0.0064	0.0052	0.0047
σ <sub>bc1</sub> (Mpa)	3.76	4.24	3.22	2.68	2.47	1.49
σ <sub>bc2</sub> (Mpa)	3.7	4.12	3.14	2.6	2.37	1.3
σ <sub>bc</sub> (Mpa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Dans le tableau V.6, on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :} \quad \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.7.

Tableau V.7.vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Enter sol-RDC	55*55	304.4	5.49	0.075	49.5	82.21	0.3	1.87	Vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	50*50	214.2	4.29	0.04	45	35.22	0.15	1	Vérifiée
3et 4 <sup>ème</sup> étage	45*45	214.2	4.76	0.04	40.5	30.25	0.165	1	Vérifiée
5et 6 <sup>ème</sup> étage	40*40	214.2	5.35	0.075	36	29.42	0.200	1.87	Vérifiée
7et 8 <sup>ème</sup> étage	35*35	214.2	6.12	0.075	31.5	29.02	0.265	1.87	Vérifiée
9et 10 <sup>ème</sup> étage	30*30	214.2	7.14	0.075	27	30.09	0.371	1.87	Vérifiée

D'après tableau V.7, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

#### ❖ Disposition constructive des poteaux

##### ▪ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$\phi = 20\text{mm}$  donc  $L_r > 80\text{cm}$  ; on adopte  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 16\text{mm}$  donc  $L_r > 64\text{cm}$  ; on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

$\phi = 14\text{mm}$  donc  $L_r > 56\text{cm}$  ; on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage

<p>Enter sol-RDC (4HA20+8HA16)</p>	<p>1 et 2<sup>ème</sup> étage (4HA20+8HA14)</p>
<p>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage (4HA16+8HA14)</p>	<p>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage (4HA14+8HA12)</p>
<p>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage (8HA14)</p>	<p>9<sup>ème</sup> étage (8HA14)</p>

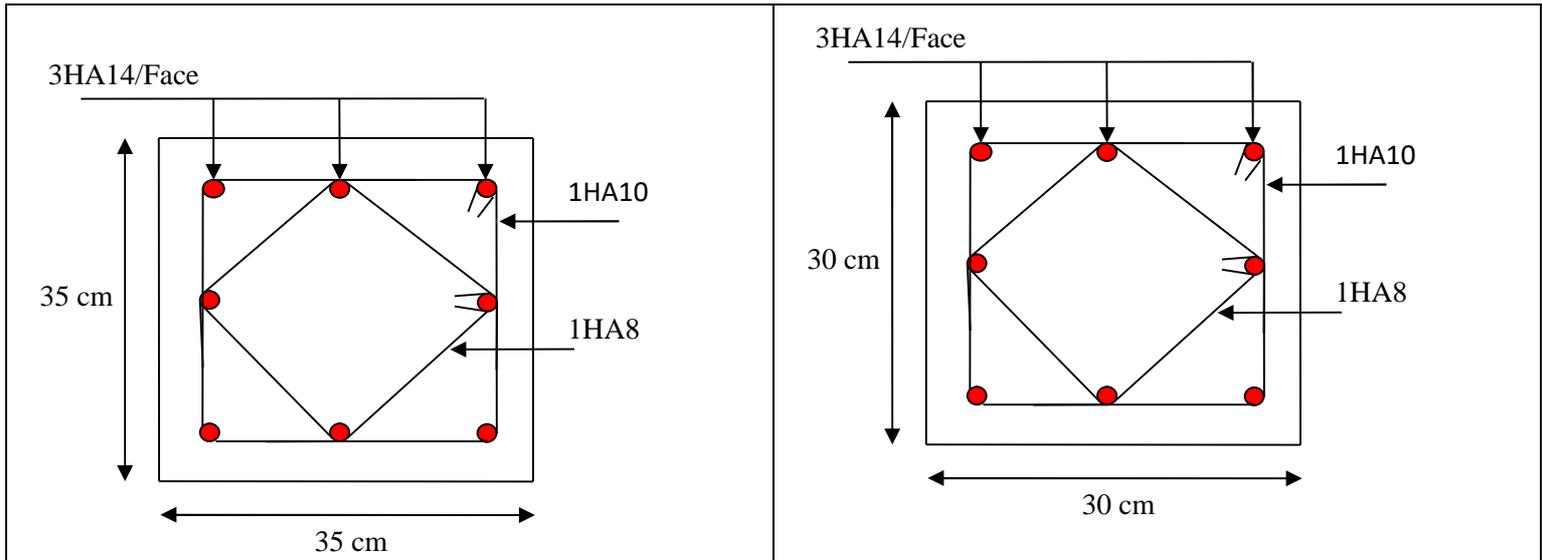


Tableau V.4. Ferrailage des poteaux

### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

➤	$1.35G + 1.5Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
➤	$G + Q + E$	RPA2003
	$0.8G + E$	RPA2003

#### Recommandation du RPA2003 :

##### Les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section :

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6cm^2$$

$$\text{Poutres secondaire : } A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25cm^2$$

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : **4%**

En zone de recouvrement : **6%**

⇒ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48cm^2$$

$$\text{Poutres secondaire : } A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42cm^2$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72cm^2$$

$$\text{Poutres secondaire : } A_{min} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63cm^2$$

La longueur minimale de recouvrement est de : **40Φ** en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de **trois** cadres par nœud.

### Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\phi_l$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

### Choix de $\phi_t$ :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{(BAEL91)}$$

### Etape de calcul des armatures longitudinales :

- La contrainte limite du béton :  $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
- Le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$  Avec :
  - $M_u$ : Moment fléchissant
  - $b$  : largeur de la poutre
  - $d$  : la hauteur utile de la section

Si :  $\mu < 0.186 \Rightarrow$  l'état limite ultime est atteint au pivot A.

Si :  $0.186 < \mu < \mu_{limite} \Rightarrow$  la section d'acier tendus égale à :  $A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s}$

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

### Vérification BAEL91 :

Les vérifications à effectuer sont :

$$\text{Condition de non fragilité : } \frac{A_s}{b \times d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\text{Vérification de l'effort tranchant: } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

**Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si :  $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow$  pas de vérification des contraintes à l'ELS.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Vérification on de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq 0.1 \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M<sub>t</sub> : Moment fléchissant maximal en travée

M<sub>0</sub> : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

**V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vue la déférence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les déférentes étages, on a opté à trois ferrailages les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8.** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type	section	Localisati on	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>mi</sub> n (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	pp	30*40	appui	132.52	10.60	6	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	74.44	5.95		<b>3HA14+3HA12=8.01</b>
	ps	30*35	appui	99.56		5.25	<b>3HA16+3HA12=9.42</b>
			Travée	98.55			<b>3HA16+3HA12=9.42</b>
<b>Etages d'habitations</b>	pp	30*40	appui	102.96	7.30	6	<b>3HA14+3HA12=8.01</b>
			Travée	60.81	4.20		<b>3HA14=4.62</b>

	ps	30*35	appui	107.58	9.01	5.25	<b>6HA14=9.24</b>
			Travée	104.83	8.80		<b>6HA14=9.24</b>
<b>Terrasse inaccessible</b>	pt	30*35	appui	38.78	3.01	5.25	<b>3HA12=3.39</b>
			Travée	23.36	1.8		<b>3HA12=3.39</b>

➤ Exemple de calcul (poutre principale 30x40)

Ferrailage longitudinale :

1- En travée :

- $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{74.44}{0.30 \times 0.38^2 \times 14.2 \times 10^3} \Rightarrow \mu = 0.12$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}) \Rightarrow \alpha = 0.16$
- $A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.16 \times 30 \times 38 \times 14.2}{348} \Rightarrow A_s = 5.95$

On adopte : **3HA14+3HA12** avec une section  $A_s = 8.01 \text{ cm}^2$ .

- Vérification :
- ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\{bh/10^3 ; 0.23 b d f_{t28}/f_e\} = \text{Max}\{30 \times 40/10^3 ; 0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1/400\}$$

$$\Rightarrow A_{s \min} \geq \{1.2 ; 1.37\} \quad \text{Donc : } A_{s \min} \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

- ✓  $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{s \min}(\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$
- ✓  $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{s \min}(\text{BAEL}) = 1.37 \text{ cm}^2$
- ✓  $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 < A_{s \max}(\text{RPA}) = 48 \text{ cm}^2$

2- En appuis :

- $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{132.52}{0.30 \times 0.38^2 \times 14.2 \times 10^3} \Rightarrow \mu = 0.21$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21}) \Rightarrow \alpha = 0.29$
- $A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.29 \times 30 \times 38 \times 14.2}{348} \Rightarrow A_s = 10.60 \text{ cm}^2$

On adopte : **3HA16+3HA14** avec une section  $A_s = 10.65 \text{ cm}^2$ .

- Vérification :
- ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\{bh/10^3 ; 0.23 b d f_{t28}/f_e\} = \text{Max}\{30 \times 40/10^3 ; 0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1/400\}$$

$$\Rightarrow A_{s \min} \geq \{1.57 ; 1.37\} \quad \text{Donc : } A_{s \min} \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

- ✓  $A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{s \min}(\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$

- ✓  $A_s = 12.06\text{cm}^2 > A_{s\min}(\text{BAEL}) = 1.37\text{cm}^2$
- ✓  $A_s = 12.06\text{cm}^2 < A_{s\max}(\text{RPA}) = 48\text{cm}^2$

### Ferrailage transversale

#### 1- Choix de $\phi_t$ :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left( 140 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 11.42\text{mm}$$

Donc on prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

#### 2- L'espacement :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right) \Rightarrow S_t \leq 10\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 10\text{cm}$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 15\text{cm}$

#### 3- La section minimale :

- Dans la zone nodale :  $A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$
- En dehors de la zone nodale :  $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$

On prend : **3T8** avec  $A_t = 1.51\text{cm}^2$  dans la zone nodale et **4T8** avec  $A_t = 2.01\text{cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) = \text{Min}(3.33 ; 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{152.33 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} \Rightarrow \tau_u = 1.33\text{Mpa} < \bar{\tau}_u$$

- **Vérification à l'ELS :**

#### 1- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{74.44}{50.80} = 1.465$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.465-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.482$$

$$\alpha = 0.16 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.485$$

## 2- En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{132.52}{93.57} = 1.416$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.416-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.458$$

$$\alpha = 0.29 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.458$$

## • Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{5.2} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Vérier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{0.40}{5.2} = 0.076 \geq \frac{93.57}{10 \times 132.52} = 0.070 \quad \text{Vérier.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{40 \times 38} = 0.0079 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Vérier}$$

Les trois conditions sont vérifier donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

## ➤ Exemple de calcul (poutre secondaires 30x35)

## Ferrailage longitudinale :

## 3- En travée :

$$\bullet \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{98.55}{0.30 \times 0.33^2 \times 14.2 \times 10^3} \Rightarrow \mu = 0.21$$

$$\bullet \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21}) \Rightarrow \alpha = 0.29$$

$$\bullet A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.29 \times 30 \times 33 \times 14.2}{348} \Rightarrow A_s = 9.37$$

On adopte : **3HA16+3HA12** avec une section  $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$ .

## • Vérification :

## ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\{bh/10^3; 0.23b d f_{t28}/f_e\} = \text{Max}\{30 \times 35/10^3; 0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1/400\}$$

$$\Rightarrow A_{s \min} \geq \{1.05; 1.19\} \quad \text{Donc : } A_{s \min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{s \min}(\text{RPA}) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{s \min}(\text{BAEL}) = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_s = 9.42 \text{ cm}^2 < A_{s \max}(\text{RPA}) = 42 \text{ cm}^2$$

## 4- En appuis :

- $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{99.56}{0.30 \times 0.33^2 \times 14.2 \times 10^3} \Rightarrow \mu = 0.21$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21}) \Rightarrow \alpha = 0.29$
- $A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.29 \times 30 \times 38 \times 14.2}{348} \Rightarrow A_s = 9.37 \text{ cm}^2$

On adopte : **3HA16+3HA12** avec une section  $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$ .

- Vérification :
- ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\{bh/10^3; 0.23bd f_{t28}/f_e\} = \text{Max}\{30 \times 35/10^3; 0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1/400\}$$

$$\Rightarrow A_{s \min} \geq \{1.05; 1.19\} \quad \text{Donc : } A_{s \min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

- ✓  $A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{s \min}(\text{RPA}) = 5.25 \text{ cm}^2$
- ✓  $A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{s \min}(\text{BAEL}) = 1.19 \text{ cm}^2$
- ✓  $A_s = 9.42 \text{ cm}^2 < A_{s \max}(\text{RPA}) = 42 \text{ cm}^2$

## Ferrailage transversale

4- Choix de  $\phi_t$ :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \text{Min}\left(140; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Donc en prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

## 5- L'espacement :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

## 6- La section minimale :

- Dans la zone nodale :  $A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$
- En dehors de la zone nodale :  $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

On prend : **3HA8** avec  $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$  dans la zone nodale et **4HA8** avec  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) = \text{Min}(3,33 ; 5\text{Mpa}) = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{53,25 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} \Rightarrow \tau_u = 0,53\text{Mpa} < \bar{\tau}_u$$

- **Vérification à l'ELS :**

**3- En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{98,55}{18,40} = 5,35$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{5,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 2,42$$

$$\alpha = 0,29 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 2,42$$

**4- En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{99,56}{22,44} = 4,43$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{4,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,96$$

$$\alpha = 0,29 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,96$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{4} = 0,087 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{Vérifier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{0,35}{4} = 0,087 \geq \frac{18,40}{10 \times 98,55} = 0,018 \quad \text{Vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,42}{30 \times 33} = 0,0095 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Vérifier}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

➤ Schéma de ferrailage

Tableau V.9 section de ferrailage des poutres principales et secondaires

		RDC	
		Appui	travée
pp	<p>3T16+3T14</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>2T14</p>	<p>3T14</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>3T14+3T12</p>	
ps	<p>3T16+3T12</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>3T16+3T12</p>	<p>3T12</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>3T16+3T12</p>	

Les étages d'habitations		
	Appui	travée
<b>PP</b>	<p>3T14+3T12</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>3T14</p>	<p>3T14</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>3T14</p>
<b>ps</b>	<p>6T14</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>6T14</p>	<p>3T14</p> <p>Cadre+étrier T8</p> <p>6T14</p>

Poutres de la terrasse		
	Appui	travée
pp		
ps		

#### V.4.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

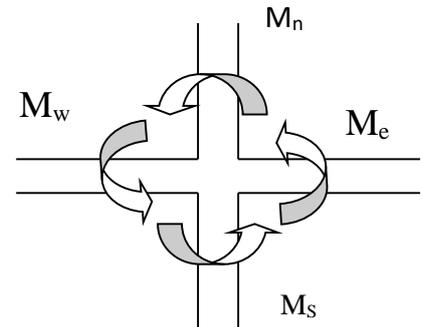
Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique

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

**4.1) Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.



Tel que :  $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$  et  $Z = 0.9 \times h$

**Figure V.3.** Répartition des moments dans les zones nodales

❖ **Poteaux**

**Tableau. V.14.** Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Enter sol-RDC	55*55	0.495	348	10.3	177.42
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	50*50	0.45	348	18.72	292.2
3et 4 <sup>ème</sup> étage	45*45	0.405	348	14.2	200.1
5et 6 <sup>ème</sup> étage	40*40	0.36	348	10.6	132.7
7et 8 <sup>ème</sup> étage	35*35	0.315	348	9.24	101.2
9 étage	30*30	0.27	348	9.24	86.8

**4.2) Détermination du moment résistant dans les poutres**

❖ **Poutres principales et secondaires**

**Tableau. V.15.** Moment résistant dans les poutres

Niveau	type	Section	Z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
RDC	Pp	30*40	0.360	348	10.55	132.17
	Ps	30*35	0.315	348	9.42	103.2
Etages d'habitations	Pp	30*40	0.36	348	8.01	100.3
	Ps	30*35	0.315	348	9.24	101.28
Terrasse inaccessible	Pt	30*35	0.315	348	3.39	37.16

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	$M_e = M_w$	$M_s$	$M_n$	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	Obs
RDC	Pp	132.17	177.42	177.42	331.75	353.84	Vérifiée
	Ps	103.2	177.42	177.42	258	353.84	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	Pp	100.3	292.2	292.2	250	548.4	Vérifiée
	PS	101.28	292.2	292.2	253.2	548.4	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	Pp	100.3	292.2	292.2	250	548.4	Vérifiée
	Ps	101.28	292.2	292.2	253.2	548.4	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	Pp	100.3	200.1	200.1	250	402	Vérifiée
	Ps	101.28	200.1	200.1	253.2	402	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	Pp	100.3	200.1	200.1	250	402	Vérifiée
	Ps	101.28	200.1	200.1	253.2	402	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	Pp	100.3	132.7	132.7	250	255.4	Vérifiée
	Ps	101.28	132.7	132.7	253.2	255.4	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	Pp	100.3	132.7	132.7	250	255.4	Vérifiée
	Ps	101.28	132.7	132.7	253.2	255.4	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	Pp	100.3	101.2	101.2	250	202.4	NV
	Ps	101.28	101.2	101.2	253.2	202.4	NV
8 <sup>ème</sup> étage	Pp	100.3	101.2	101.2	250	202.4	N V
	Ps	101.28	101.2	101.2	253.2	202.4	NV
9 <sup>ème</sup> étage	Pp	37.16	86.8	86.8	250	173.3	Vérifiée
	Ps	37.16	86.8	86.8	253.2	173.3	Vérifiée

Remarque :

La zone nodale n est vérifiée dans le 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage donc on augmente la section des poteaux

## V.4. Etude des voiles

### V.4.1 Introduction

Le RPA/99/version 2003(**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion ;
- Rupture en flexion par effort tranchant ;
- Rupture par écrasement ou traction du béton ;

### V.4.2 Les recommandations du RPA99

#### a) Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de  $0.2 \% \times l_t \times e$   
Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  $e$  : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $S_t$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- ✓ l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- ✓ 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. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à  $135^\circ$  de diamètre  $10\emptyset$ .

#### c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

#### d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par La section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{v,j} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } v = 1.4 \times v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 1) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5e ; 30 \text{ cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < e / 10$ .

#### a) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$  en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

### V.4.3 Calcul des sollicitations

**Tableau V.16** les sollicitations dans les voiles au niveau du **RDC**

Voile	e (m)	N <sub>max</sub> →M cor.		M <sub>max</sub> →N cor		N <sub>min</sub> →M cor		V ( KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V <sub>X1</sub>	0.20	797.70	49.27	266.60	646.78	99.54	37.52	133.47
V <sub>X2</sub>	0.20	841.00	56.20	243.36	748.28	22.64	39.48	106.54
V <sub>X3</sub>	0.20	770.16	272.48	272.48	770.16	66.23	258.76	105.90
V <sub>X4</sub>	0.20	1158.16	308.58	308.58	1158.16	398.61	291.92	136.94
V <sub>Y1</sub>	0.20	1035.231	40.53	679.88	885.00	357.12	159.56	246.17
V <sub>Y2</sub>	0.20	1379.49	449.09	869.46	970.16	21.66	373.47	310.57
V <sub>Y3</sub>	0.20	1217.57	217.42	673.52	1119.88	132.38	198.65	250.86
V <sub>Y4</sub>	0.20	663.17	325.38	900.41	270.71	130.85	716.95	80.45

**Tableau V.16** les sollicitations dans les voiles au niveau **du 1<sup>au</sup> 8<sup>eme</sup> étage**

Voile	e (m)	N <sub>max</sub> →M cor.		M <sub>max</sub> →N cor		N <sub>min</sub> →M cor		V ( KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V <sub>X1</sub>	0.20	269.10	149.30	295.71	178.08	124.29	238.99	38.29
V <sub>X2</sub>	0.20	293.601	530.97	581.35	252.88	122.64	178.35	46.66
V <sub>X3</sub>	0.20	340.75	338.83	404.51	275.06	163.17	43.64	107.35
V <sub>X4</sub>	0.20	294.10	209.31	209.31	294.10	59.20	144.31	17.30
V <sub>Y1</sub>	0.20	283.271	1803.28	1947.92	288.07	155.44	256.76	146.53
V <sub>Y2</sub>	0.20	484.384	2434.34	2434.34	494.38	266.03	764.28	186.98
V <sub>Y3</sub>	0.20	549.58	2567.59	2567.59	549.58	247.47	1694.02	212.26
V <sub>Y4</sub>	0.20	1639.44	409.03	2658.98	176.87	415.65	2125.30	636.26

Tableau V.16 les sollicitations dans les voiles au niveau du 9eme étage

Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V <sub>X3</sub>	97.00	32.97	61.70	16.20	1.45	57.09	76.65
V <sub>X4</sub>	69.78	44.57	67.71	12.6	18.93	64.26	34.16
V <sub>Y3</sub>	90.12	172.47	2.64	61.15	21.06	136.06	36.26
V <sub>Y4</sub>	42.55	35.80	1.25	23.05	136.63	21.06	44.29

### Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V15, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile V<sub>x4</sub>// à X-X'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V <sub>u</sub> (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
RDC	1158.16	308.58	308.58	1158.16	398.61	291.92	136.94

### 4.4. Ferrailages

#### ➤ Calcul du ferrailage sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ (dans ce cas il est de même pour $M_{max}$ et $N_{cor}$ )

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.20 \text{ m}, d = 1.15 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1158.16 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 308.58 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.266 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.6 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieure de la section}$$

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) < (b)$$

$$(a) = (0.337 \times L - 0.81 \times d') \times b \times l \times f_{bu}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d \times L / 2) = 308.58 + 1158.16 \times (1.15 \times 1.2 / 2) = 1107.71 \text{ MN.m}$$

$$(0.337 \times 1.2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.20 \times 1.2 \times 14.2 = 1.240 \text{ MN.m}$$

$$[1158.16 \times (1.15 - 0.05) - 1107.71] \times 10^{-3} = -1.041$$

La condition n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1107.71 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.15^2 \times 14.20} = 0.294$$

$$\mu_{bu} = 0,294 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.447$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1.15(1 - 0.4 \times 0.447) = 0.944 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{zf_{st}} = \frac{1107.71 \times 10^{-3}}{0.944 \times 400} = 29.33 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 29.33 \times 10^{-4} - \frac{308.58 \times 10^{-3}}{400} = 21.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 21.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% b \times l_t$$

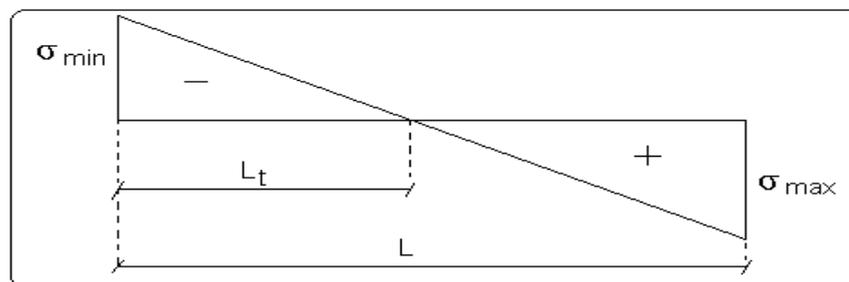


Figure V.4. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1158.16 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.20} + \frac{308.58 \times 10^{-3}}{0,0288} \times 0.6 = 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1158.16 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.20} - \frac{308.58 \times 10^{-3}}{0,0288} \times 0.6 = -1.60 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{1.60 \times 1.2}{11.25 + 1.60} = 0.10 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% \times 0,2 \times 0.10 = 0.4 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1.2 - 2 \times 0.10$$

$$l_c = 1 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0.2 \times 1 = 2 \text{ cm}^2$$

## ✓ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec -  $S_t = 9 \text{ cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

-  $S_t = 18 \text{ cm}$  en dehors de  $L/10$  du voile

## ➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 136.94 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 136.94 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.2} = 0.79 \text{ MPa}$$

## ✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.79 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul du ferrailage sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$ 

$$N_{min} = -398.61 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = -291.92 \text{ KN m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.73 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0.6 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 398.61 + 291.92 \times \left(1.15 - \frac{1.20}{2}\right) = 559.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{559.16 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.15^2 \times 14.2} = 0.148$$

$$\mu_{bu} = 0.148 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}\right) = 0.201$$

$$z = 1.15 \left(1 - 0.4 \times 0.201\right) = 1.057 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{398.61 \times 10^{-3}}{1.057 \times 400} = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A = 9.42 \times 10^{-4} - \frac{-291.92 \times 10^{-3}}{400} = 16.71 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 16.71 \text{ cm}^2$

✓ **Choix des barres**

**Armatures verticales**

En zone tendu  $A^{ZT} = 12HA16 = 24.13 \text{ cm}^2$

En zone comprimée  $A^{Zc} = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures horizontales**

$A_h = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

**Tableau V.17** sollicitations et ferrailage des voiles //xx et yy au niveau RDC

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
<b>L(m)</b>	1.2	1.2	1.2	2	2	2.6	2.6
<b>e(m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
<b>M(KN.m)</b>	49.27	856.20	272.48	40.53	448.09	217.41	-325.38
<b>N (KN)</b>	797.70	841	770.06	1035.23	1379.49	1217.56	663.17
<b>V (KN)</b>	133.47	106.54	105.9	246.17	310.57	257.25	-170.47
<b>section</b>	SEC	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC
<b><math>\tau</math> Mpa</b>	0.87	0.69	0.68	0.95	1.20	0.76	0.50
<b>Acal (cm2)</b>	13.23	13.13	2.85	13.70	25.64	18.35	11.58
<b>A<sub>v</sub> min</b>	3.6	3.6	3.6	6	6	7.8	7.8
<b>A<sub>min</sub><sup>tendu</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>		1.92	1.04				0.607
<b>N<sup>barre/face</sup></b>	4HA12+ 6HA14	4HA12+ 6HA14	6HA12	4HA12+ 6HA14	12HA16	6HA16+ 6HA12	12HA12
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15	15	15
<b>A<sub>min</sub><sup>comp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.4	1.92	1.35	4	4	5.20	4.59
<b>N<sup>barre/face</sup></b>	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
<b>A<sub>h</sub> cal (cm<sup>2</sup>)</b>	1.09	0.86	0.85	1.19	1.50	0.96	0.63
<b>A<sub>h</sub>min (cm<sup>2</sup>)</b>	3.6	3.6	3.6	6	6	7.8	7.8
<b>N barre/ml</b>	6HA10	6HA10	6HA10	6HA12	6HA12	16HA8	16HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.17 sollicitations et ferrailage des voiles //xx et yy de niv 2a9

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
<b>L(m)</b>	1.2	1.2	1.2	1.2	2	2	2.6	2.6
<b>e(m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
<b>M(KN.m)</b>	295.71	530.97	338.83	209.31	1803.28	2434.39	2567.59	409.03
<b>N (KN)</b>	269.1	293.6	340.75	294.1	283.27	494.384	549.58	1639.44
<b>V (KN)</b>	38.29	46.66	107.35	17.3	146.53	186.98	212.26	636.26
<b>section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC
<b><math>\tau</math> Mpa</b>	2.48	3.02	0.69	0.11	0.56	0.72	0.63	1.90
<b>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.75	8.96	3.61	1.4	21.8	29.80	31.53	26.39
<b>A<sub>v min</sub></b>	3.6	3.6	3.6	3.6	6	6	7.8	7.8
<b>A<sub>min</sub><sup>tendu</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.53	2.13	1.91	1.72	3.79	3.72	4.71	
<b>N<sub>barre/face</sub></b>	6HA12	4HA12+ 6HA10	6HA12	6HA10	12HA16	12HA16 +4HA14	12HA16 +6HA14	12HA16+ 2HA14
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15	15	15	15
<b>A<sub>min</sub><sup>comp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.86	0.26	0.48	0.48	0.20	0.27	0.48	5.2
<b>N<sub>barre/face</sub></b>	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	6HA12
<b>A<sub>h cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.10	3.78	0.86	0.14	0.71	0.90	0.79	2.37
<b>A<sub>h min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.29	0.39	0.72	1.01	0.31	0.40	0.72	7.8
<b>N barre/ml</b>	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.17 sollicitations et ferrailage des voiles //xx et yy de niv 10

Voile	Vx3	Vx4	Vy3	Vy4
L(m)	1.2	1.2	2.6	2.6
e(m)	0.20	0.20	0.20	0.20
M(KN.m)	32.97	44.57	172.47	35.8
N (KN)	97.00	69.78	90.12	42.55
V (KN)	36.26	44.29	76.65	34.16
section	SPC	SPC	SPC	SPC
$\tau$ Mpa	0.23	0.28	0.22	0.10
Acal (cm <sup>2</sup> )	0.53	0.17	0.55	0.18
A <sub>v min</sub>	3.6	3.6	7.8	7.8
A <sub>min</sub> <sup>tendu</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.98	1.64	4.02	2.52
N <sup>barre/face</sup>	6HA12	6HA12	6HA14	6HA14
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15
A <sub>min</sub> <sup>comp</sup> (cm <sup>2</sup> )	1.41	0.75	1.17	2.67
N <sup>barre/face</sup>	6HA10	6HA10	6HA10	6HA12
A <sub>h cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.29	0.35	0.28	0.12
A <sub>h min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.11	1.12	1.76	4.01
N barre/ml	6HA8	6HA8	6HA8	6HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20

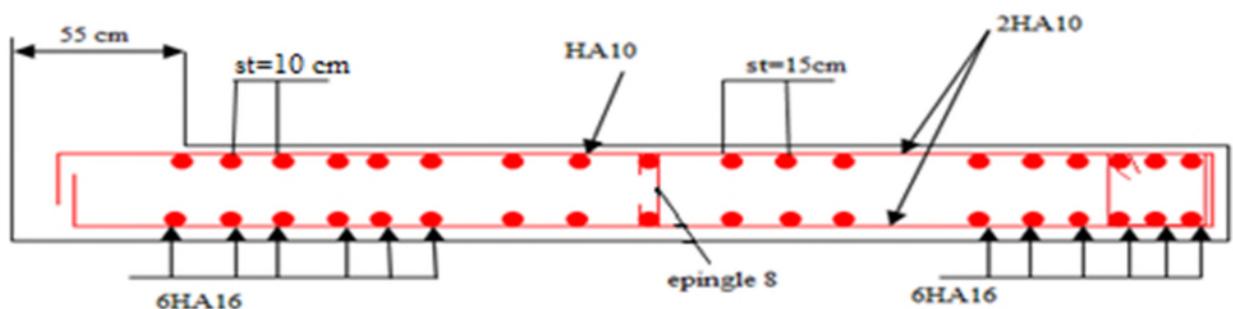
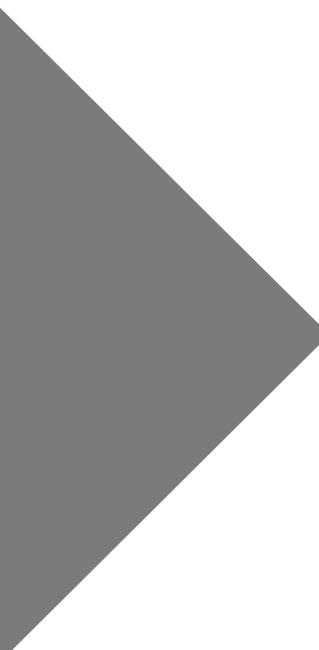


Figure V.5 .Schéma de ferrailage de voiles Vx4



# CHAPITRE VI

Etude des fondations

## VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

## VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2,0 bars [annexe1].

## VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1)  $G + Q \pm E$
- 2)  $0.8 \times G \pm E$

## VI.4. Choix du type des fondations

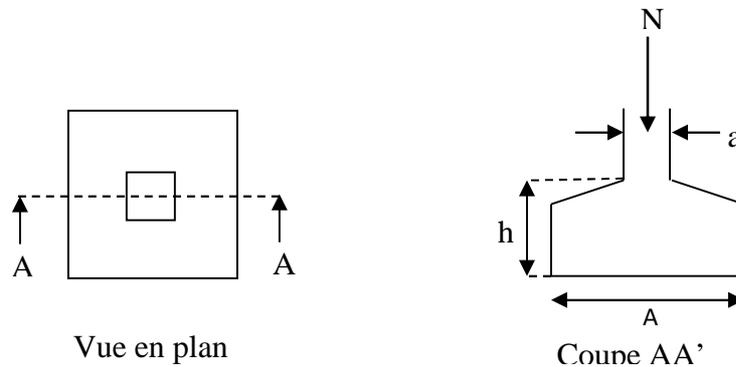
Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bar à une profondeur de 2 m.

**VI.3.1. Vérification des semelles isolées :** La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$



**Figure VI.1 :** Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000V19*.
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $b \times b$ ), donc  $S = B^2$ .

$$N = 1345.151 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1345.151}{200}} \quad \text{AN : } B \geq 2.59 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.45 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de 8 poteaux.

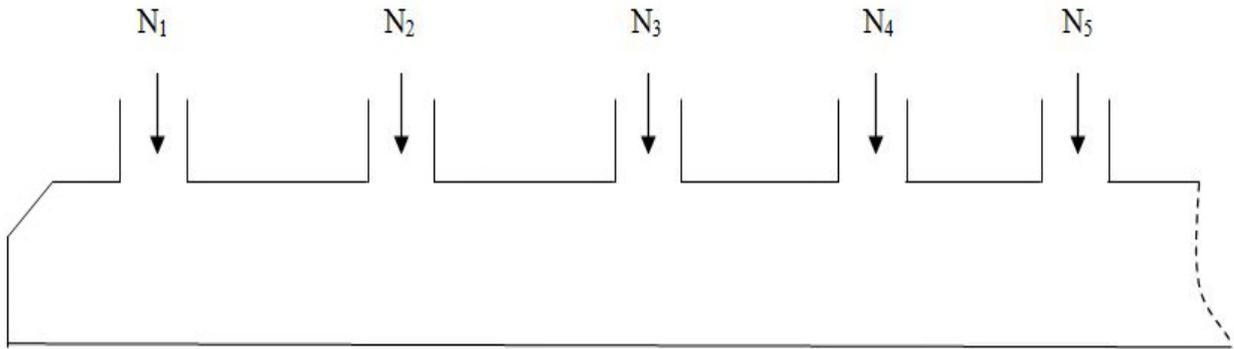


Figure VI.2. Schéma d'une Semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 1345.151\text{KN}$ ,  $N_2 = 295.018\text{KN}$ ,  $N_3 = 1051.91\text{KN}$ ,  $N_4 = 917.088\text{KN}$

$N_5 = 923.662\text{KN}$ ,  $N_6 = 1092.514\text{KN}$ .  $N_7 = 1272.908\text{KN}$  ;  $N_8 = 1088.085\text{KN}$ .

$$\sum N_i = 7986.332\text{KN}$$

$$L = \sum l_i$$

$$L = 25.66\text{ m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7986.332}{200 \times 25.66} = 1.55\text{m}$$

On prend  $B = 1.55\text{ m}$   $\rightarrow$  Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante //X.

**calcul la surface de la semelle filante :**

$$S = 1.70 \times 25.55 = 43.43\text{m}^2$$

**- Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ )**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

- $c$  : enrobage des armatures ;  $c = 5\text{ cm}$  ;  $b = 0.55\text{ m}$
- $d$  : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :  $d > \frac{B - b}{4}$  .

$$d = 0.4125\text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0.4125 = 0.4625\text{m}.$$

On opte pour  $h=50 \text{ cm}$ .

✓ **Vérification en tenant compte du poids de la semelle.**

La semelle soumise a son poids propre et le poids de superstructure.

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 7986.332 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \quad \text{Avec :}$$

S: surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

h: hauteur de l'avant-poteau ;  $h = 1 \text{ m}$ .

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ;  $n = 8 \text{ poteaux}$ .

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 1 \times 8 = 60.5 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

Avec :

S: surface de la semelle ;  $S = 43.43 \text{ m}^2$

$h_t$  : hauteur totale de la semelle ;  $h_t = 0,5 \text{ m}$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 43.43 \times 0,5 = 542.93 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 8589.76 \text{ KN.}$$

✓ **Vérification de la contrainte.**

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \frac{8.58976}{43.43} = 0.197 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPA}$$

On voit que la contrainte de la semelle inférieure à la contrainte de sol, ce qui revient à dire que ce type de semelles convient à notre cas.

**Portique N°2 (le plus sollicité) :**

On remarque que l'entraxe entre les deux portiques est de 2.45 m donc on a pris le choix des semelles filantes.

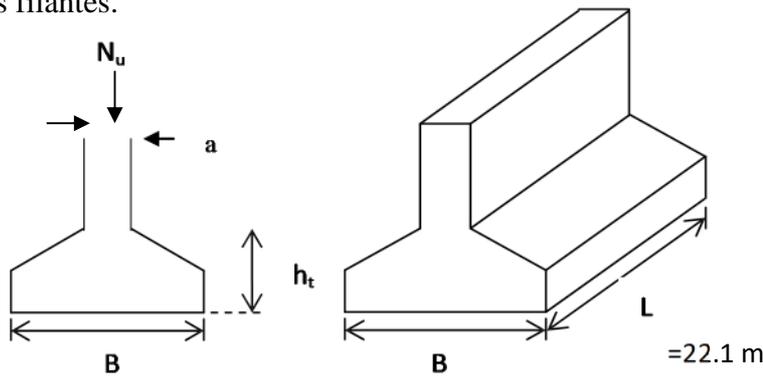


Figure VI.3 Coupe d'une semelle filante.

• **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.50) \times 2 = 4.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1345.15 \text{ KN} \leq 1732.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte de sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivant dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a:  $X_G = 12.51 \text{ m}$  ;  $Y_G = 11.44 \text{ m}$  ;  $I_x = 26011.2 \text{ m}^4$ ;  $I_y = 30343.2 \text{ m}^4$

**Sens X-X :**  $N = 8589.76 \text{ KN}$ ;  $M_x = 460.5362 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.197 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.197 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_m = 0.197 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.197 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Sens Y- Y:**  $N = 8589.76 \text{ KN}$ ;  $M_y = 592.9764 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.198 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.198 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_m = 0.198 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.198 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Dans le sens X-X

$$e = \frac{460.53}{8589.76} = 0.053 \text{ m} \leq \frac{25.66}{4} = 5.63 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{592.7964}{8589.76} = 0.069 \text{ m} \leq \frac{1.7}{4} = 0.425 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

*il faut que* :  $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s=1.5$ )

$S_s$  : Surface de la semelle = 43.43 m<sup>2</sup>

$\gamma_w$  : 10KN/m<sup>3</sup> (poids volumique)

H : la hauteur d'encrage de la semelle (H=1.5m)

$N=8589.76 \text{ KN} > 1.5 \times 1.5 \times 43.43 \times 10 = 977.175 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

#### VI.4. Ferrailage

##### Principale :

$$A_s = \frac{N_U(B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8589.76 \times (1.7 - 0.55)}{8 \times 0.50 \times 348} = 70.96 \text{ cm}^2$$

##### Secondaire :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les déférent  $N_i$  donc on

met seulement des aciers de construction.  $A_r = \frac{A_s}{3} = 23.65 \text{ cm}^2$

Soit:

$S_{/B} = 102\text{T}12 = 115.36 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

$S_{/L} = 15\text{T}16 = 30.16 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul de la poutre de rigidité :**

Dimensionnement :

$L = 4.40 \text{ m}$

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 48.88 \leq h \leq 73.33 \text{ cm}$$

Avec L : entre-axe max entre deux poteaux on prend H = 70 cm.

La largeur de la poutre b = 70 cm

➤ **Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :**

$$q_u = \frac{\sum N_U}{L} \Rightarrow q_u = \frac{8589.76}{25.66} = 334.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L} \Rightarrow q_s = \frac{6136.147}{25.66} = 239.13 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot minorée (tenant des fissurations Nuisible).

**Tableau.VI.2 :** ferrailage de la poutre de rigidité

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$A_{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	545.66	25.34	7.84	10HA20 = 31.42 cm <sup>2</sup>
Appuis	-580.892	27.07	7.84	10HA20 = 31.42 cm <sup>2</sup>

• **Vérification a L'ELU :**

L'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{868.45}{0.7 \times 0.65} = 1.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

• **Vérification a L'ELS :**

- Dans le béton :

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

- Dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28}} \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

Les resultat sont resume dans le tableau suivant ;

Tableau.VI.4. Vérification des contraintes

	$M_s(KN.m)$	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	observation
travée	430	16.22	784507	8.35	201.63	vérifiée
appuis	-403.92	16.97	856945	8.53	201.63	vérifiée

-Armature transversale :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 70; 16) \Rightarrow \phi_t \leq 16mm ; \text{ soit : } \phi_t = 10mm$$

- Espacement des aciers transversaux :

$$\text{Soit } A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$1) \quad S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t = \min(55.8; 40) = 40cm$$

$$2) \quad S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.7} = 67.28 \Rightarrow S_t \leq 67.28cm$$

$$3) \quad S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.7 [2.36 - 0.3 \times 2.1]} = 12.44cm \Rightarrow S_t \leq 12.44cm$$

$$\text{Soit : } S_t = 10cm$$

- Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 70 cm le BAEL exigé de mètre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de hauteur, on a  $H=70\text{cm}$  donc :

$$3 \times 0.7 = 2.1 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{face}$$

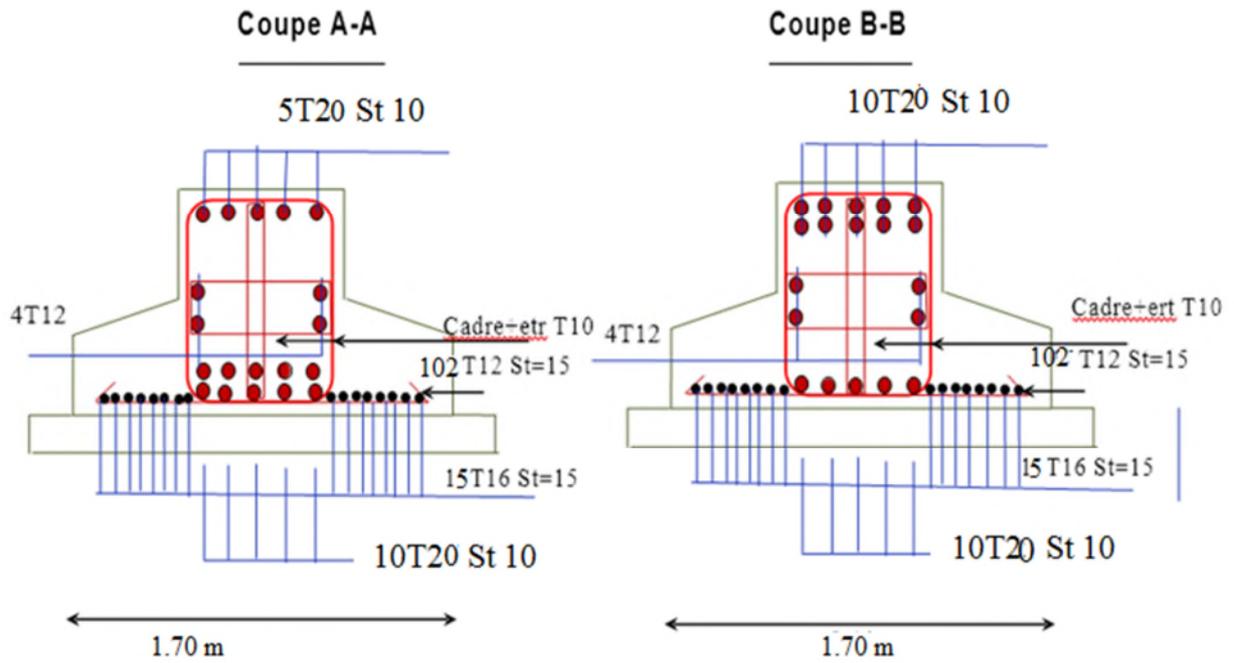


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante

## VI.6. Etude du Voile périphérique

### 1. Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le 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.

### 2. Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h=3.24$  m
- La longueur  $L=5.2$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

### 3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 17.08^\circ$
- La cohésion  $c=0,69$  bar

### 4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

#### Remarque

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris  $c=0$ ).

$$G = 3.24 \times 20 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{17.08}{2} \right) = 37.34 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge**

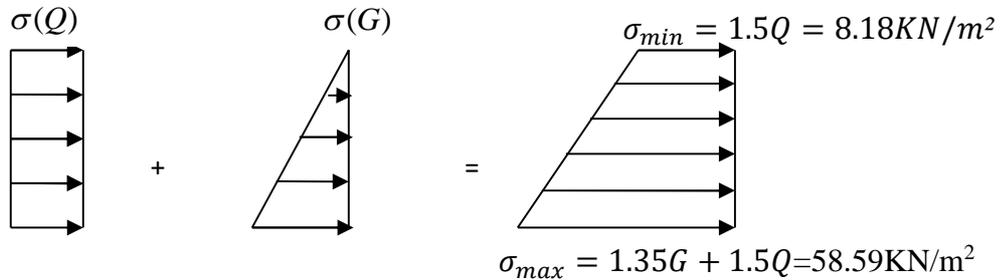
$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 5.45 \text{KN} / \text{ml}.$$

**5. Ferrailage du voile périphérique**

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.



**Figure. VI.11.**Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 46KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 46KN/ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.24 m \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.2 m \quad e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.62 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les plancher en dalle pleine,

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 38.34KN.m \\ M_{0y} = 12.28KN.m \end{array} \right.$$

• **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 32.58KN.m; \quad M_{ty} = 9.21 KN.m.$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -15.33 KN.m.$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{RPA/2003.(art.10.1.2)}$$

Tableau VI.9. Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU

Localisation		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	32.58	0.070	0.091	0.173	5.39	2	5HA12=5.65
	Y-Y	9.21	0.02	0.025	0.178	1.48	2	4HA10=3.14
Appui		15.33	0.04	0.051	0.168	2.62	2	4HA10=3.14

✓ Espacements

Sens x-x :  $St \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25cm \longrightarrow St = 20cm.$

Sens y-y :  $St \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25cm \longrightarrow St = 25cm.$

✓ Vérifications

• Effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 2.5Mpa$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{46 \times 3.24}{2} \times \frac{5.2^4}{3.24^4 + 5.2^4} = 64.75KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{46 \times 5.2}{2} \times \frac{3.24^4}{3.24^4 + 5.2^4} = 15.66KN$$

Donc :

$$\tau_{ux} = \frac{0.0647}{1 \times 0.17} \leq 0.38Mpa \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{0.01566}{1 \times 0.17} \leq 0.092Mpa \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{max} = G+Q=42.79KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = Q=5.45 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 33.45KN / m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 33.45KN / ml$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0488 \\ \mu_y = 0.892 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0X} = 17.13KN.m \\ M_{0Y} = 15.27KN.m \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 14.56KN.m; \quad M_{ty} = 11.45 KN.m.$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -6.85KN.m.$$

• Vérification les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{Ms}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_{c28}; \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

**Tableau VI.10.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	obs
travée	X-X	14.56	4.59	16275,6	4.10<15	Vérifiée	179.9<201.63	vérifiée
	Y-Y	11.45	3.56	10011,78	4.07<15	Vérifiée	247.7>201.63	Non vérifiée
Appui		6.85	3.56	10011,78	2.43<15	Vérifiée	148.1<201.63	vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée en travée dans le sens y-y.

**Tableau VI.11.** Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELS

Localisation		Ms(KN.m)	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	Y-Y	18.30	0.14	0.16	4.75	5HA12=5.65

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

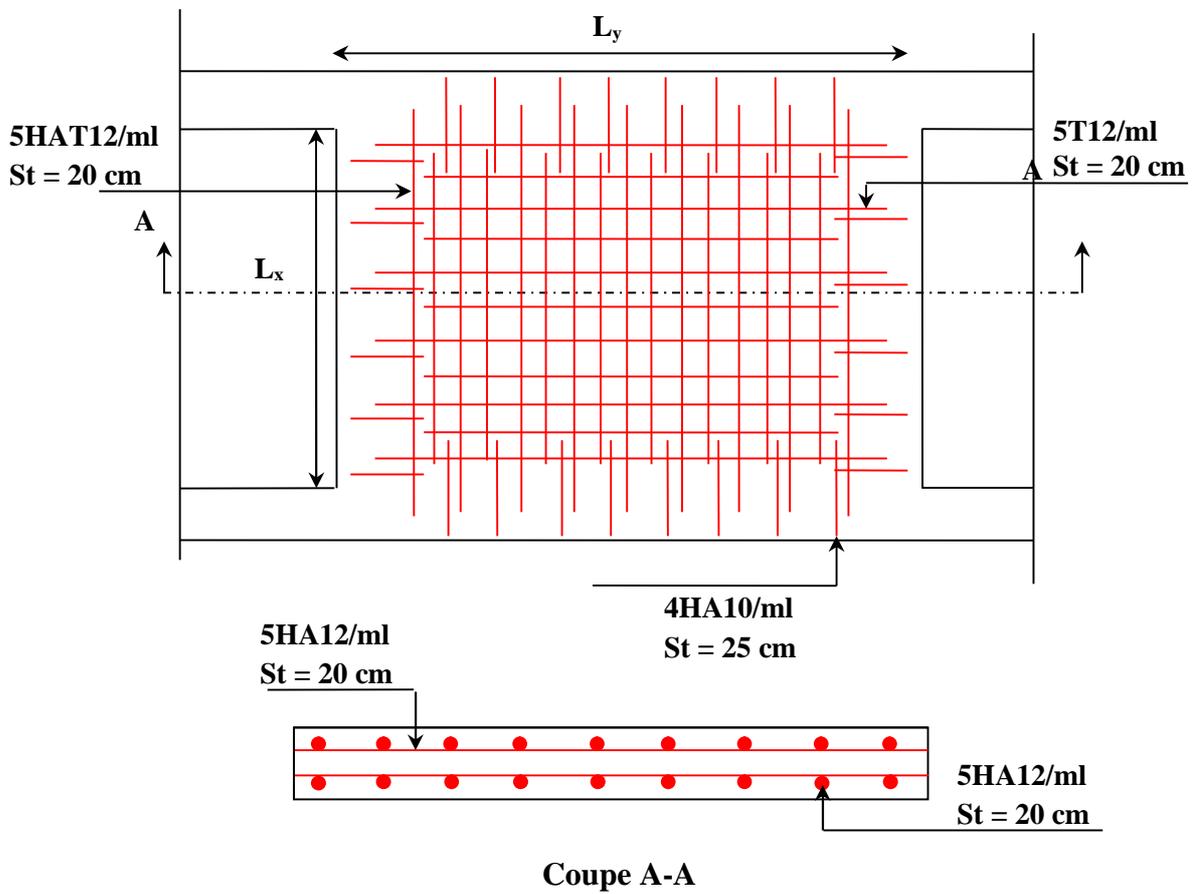


Figure VI.16. Schéma de ferrailage du voile périphérique

### Conclusion générale

Ce manuscrit a fait l'objet de notre mémoire de fin cycle qui consiste l'un bâtiment R+9+S-Sol. L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures, et cela conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000 Version 19, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- ✓ D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

## **Bibliographie**

Le CBA93 (Code De Béton Armé).

Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).

Le BAEL 91/99 (Béton Armé Aux Etats Limites).

DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).

DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil.

Anciens mémoires de fin d'étude.

## ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE2

Valeurs de  $M1$  ( $M2$ ) pour  $\rho = 1$ 

$U/lx$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$V/ly$											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M2$  ; il suffit de permuter U et V

## ANNEXE 3

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## Symboles et notations

Symboles	Notations
<b>A', Aser</b>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<b>At</b>	Section d'un cours d'armature transversale.
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b><math>\alpha</math></b>	Coefficient de la fibre neutre
<b>B</b>	Aire d'une section de béton
<b>Br</b>	Section réduite
<b>b</b>	La largeur en générale.
<b>c</b>	Cohésion du sol
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale
<b>Ei</b>	Module de Yong instantané
<b>Ev</b>	Module de Yong différé.
<b>Es</b>	Module d'élasticité de l'acier
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>fbu</b>	Contrainte de compression du béton.
<b>fe</b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b>fc28</b>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<b>ft28</b>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<b>fji</b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<b>fgi</b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<b>fqi</b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b>fgv</b>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<b><math>\Delta f</math></b>	Fleche totale
<b><math>\Delta f_{adm}</math></b>	Fleche admissible
<b>G</b>	Charges permanentes.
<b>H</b>	Hauteur.
<b>ht</b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<b>hcc</b>	Hauteur du corps creux
<b>hr</b>	Hauteur de la dalle du radier.
<b>hdc</b>	Hauteur de la dalle de compression
<b>he</b>	Hauteur libre d'étage.

<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie
<b><i>I<sub>f</sub></i></b>	Moment d'inertie fissuré
<b><i>Q</i></b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<b><i>L</i></b>	Portée d'un élément.
<b><i>L<sub>max</sub></i></b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<b><i>L<sub>x</sub></i></b>	Distance entre de deux poutrelles
<b><i>L<sub>y</sub></i></b>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<b><i>M</i></b>	Moment en générale.
<b><i>M<sub>a</sub></i></b>	Moment en appui.
<b><i>M<sub>t</sub></i></b>	Moment en travée.
<b><i>M<sub>0</sub></i></b>	Moment isostatique
<b><i>N</i></b>	Effort normal
<b><i>n</i></b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<b><i>R</i></b>	Coefficient de comportement global.
<b><i>S</i></b>	Section d'un élément.
<b><i>S<sub>rad</sub></i></b>	Surface du radier.
<b><i>S<sub>t</sub></i></b>	Espacement des armatures.
<b><i>T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub></i></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<b><i>V</i></b>	Effort tranchant
<b><i>W</i></b>	Poids de la structure.
<b><i>σ<sub>bc</sub></i></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><i>σ<sub>st</sub></i></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b><i>γ<sub>b</sub></i></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b><i>γ<sub>w</sub></i></b>	Pois volumique de l'eau.
<b><i>γ<sub>s</sub></i></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<b><i>σ<sub>adm</sub></i></b>	Contrainte admissible.
<b><i>τ</i></b>	Contrainte de cisaillement
<b><i>ξ</i></b>	Pourcentage d'amortissement critique.
<b><i>C<sub>τ</sub></i></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<b><i>β</i></b>	Coefficient de pondération
<b><i>λ<sub>i</sub></i></b>	Coefficient instantané
<b><i>λ<sub>v</sub></i></b>	Coefficient différé.