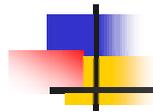


République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A/Mira de Bejaia  
Faculté de technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : *Matériaux et structures*



## Thème

*Etude d'un bâtiment en (R+10+Entre Sol) à usage d'habitation  
Contreventé Par un système mixte voiles-portiques*

**Réalisé par:**

M<sup>r</sup>. MERRI HICHEM.  
M<sup>r</sup>. IKHLEF SAMIR.

**Encadré par:**

M<sup>me</sup> L. BOUKEMOUCHE.

**Jury :**

M<sup>r</sup> BOUZEROURA.  
M<sup>r</sup> BOUROUBA.

Promotion 2011-2012

## Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice M<sup>me</sup> BOUKEMOUCHE.L pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.*

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.*

*Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.*

*Enfin nous remercions tous nos amis.*

---

*Samir et Hichem*

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.*

*Mon frère unique « Amirouch » et Ma sœur et son mari et le petit coucou Ayman, mes sœurs « Warda et Yasmina, Zina », sans oublier Sarah. Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.*

*Mon binôme Hichem et à toute sa famille.*

*Tous mes amis et amies et à toute la promo de master génie civil 2012.*

**I. Samir**

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents qui sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.*

*Mon frère « Nassim » et mes sœurs « Souad, Ibtissam ».*

*Toute ma famille.*

*Mon binôme Samir et toute sa famille.*

*Tous mes amis et amies et à toute la promo de master génie civil.*

---

**M. Hichem**



# Sommaire

---

## Liste des figures

## Liste des tableaux

## Introduction générale

	<b>Chapitre I</b>	<b>Généralités</b>	
I.1	Introduction .....		1
I.2	Description de l'ouvrage .....		1
I.3	Caractéristiques de l'ouvrage .....		1
I.4	Règlementations et normes utilisés .....		2
I.5	Méthodes de calcul .....		2
I.6	Actions et sollicitations .....		2
I.7	Caractéristiques mécaniques des matériaux .....		3
I.8	Conclusion .....		7
	<b>Chapitre II</b>	<b>Prédimensionnement des éléments</b>	
II.1	Introduction .....		8
II.2	Les planchers .....		8
II.3	Les poutres .....		10
II.4	Les voiles. ....		11
II.5	Les escaliers. ....		12
II.6	Evaluation des charges .....		15
II.7	Les poteaux .....		17
II.8	Conclusion .....		30
	<b>Chapitre III</b>	<b>Etude des éléments secondaires</b>	
III.1	Introduction .....		31
III.2	Méthodes de calculs .....		31
III.3	Etude des poutrelles .....		33
III.4	Etude des dalles pleines .....		50
III.5	Etude des escaliers .....		73
III.6	Etude de la poutre palière .....		82
III.7	Etude des poutres de chainages .....		85
III.8	Acrotère .....		89

# Sommaire

---

III.9	Etude de l'ascenseur.....	93
III.10	Conclusion .....	101

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

IV.1	Introduction.....	102
IV.2	Méthodes de calcul.....	102
IV.3	Description du logiciel SAP 2000.....	106
IV.4	Disposition des voiles .....	107
IV.5	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000.v14. ....	108
IV.6	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 .....	114
IV.7	Conclusion .....	114

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

V.1	Introduction.....	115
V.2	Etude des poteaux .....	115
V.3	Etude des poutres .....	123
V.4	Vérification des zones nodales.....	135
V.5	Etude des voiles.....	137
V.6	Conclusion .....	147

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

VI.1	Introduction.....	148
VI.2	Choix du type des fondations.....	148
VI.3	Combinaisons d'actions à considérer.....	148
VI.4	Etude des fondations .....	148
VI.5	Etude de la dalle du radier.....	153
VI.6	Ferraillage du débord .....	158
VI.7	Ferraillage des nervures .....	159
VI.8	Etude du mur de soutènement (mur adossé) .....	168
VI.9	Conclusion .....	173

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

## Liste des figures

---

Fig.I. 1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	5
Fig.I. 2 Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S.....	6
Fig.I. 3 Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	7
Fig.II. 1. La Poutrelle.....	8
Fig.II. 2. Dalle sur un seul appui (console).....	9
Fig.II. 3. Dalle sur deux appuis.....	9
Fig.II. 4. Dalle sur trois appuis, type 1.....	9
Fig.II. 5. Dalle sur trois appuis, type 2.....	10
Fig.II. 6. Dalle sur trois appuis, type 3.....	10
Fig.II. 7. Dalle sur quatre appuis.....	10
Fig.II. 8. Schéma de l'escalier.....	12
Fig.II. 9. Coupe du poteau.....	17
Fig.II. 10. Sens de disposition des poutrelles.....	18
Fig.II.11. Surface afférente du poteau central B6.....	18
Fig.II. 12. Schéma statique de la descente de charge.....	19
Fig.II. 13. Surface afférente du poteau cage d'escalier B5 –terrasse-.....	22
Fig.II. 14. Surface afférente du poteau cage d'escalier B5 –10 <sup>ème</sup> étage.....	23
Fig.II. 15. Surface afférente du poteau cage d'escalier B5 –RDC, étage 1 à 9.....	23
Fig. III. 1 Schémas statique d'une poutrelle a deux travées.....	31
Fig. III. 2 Schémas statique d'une poutrelle plusieurs travées.....	31
Fig. III. 3 Evaluation des efforts tranchants.....	32
Fig. III. 4 Schéma statique des différents types de poutrelles.....	34
Fig. III. 5 Schémas statique de la poutrelle type 1.....	34
Fig. III. 6 Diagramme des moments fléchissant.....	37
Fig. III. 7 Diagramme des efforts tranchants.....	37
Fig. III. 8 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	49
Fig. III. 9 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	50
Fig. III. 10 Schéma de la dalle en console.....	50
Fig. III. 11 Schéma de ferrailage de la dalle en console.....	52
Fig. III. 12 dalle sur deux appuis.....	53

## Liste des figures

---

Fig. III. 13 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis .....	55
Fig. III. 14 Dalle sur trois appuis type 01 .....	56
Fig. III. 15 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis type 01 .....	61
Fig. III. 16 Dalle sur trois appuis type 02.....	61
Fig. III. 17 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis type 02 .....	64
Fig. III. 18 dalle sur 3 appuis type 03 .....	64
Fig. III. 19 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis type 03 .....	66
Fig. III. 20 Dalle sur quatre appui .....	67
Fig. III. 21 Schéma de ferrailage de dalle sur 4 appuis.....	72
Fig. III. 22 Vue en plan de 1 <sup>er</sup> type d'escalier .....	73
Fig. III. 23 Schéma statique de la volée II .....	73
Fig. III. 24 Vue en plan de 2 <sup>ème</sup> type d'escalier.....	78
Fig. III. 25 Schéma statique d'escalier type II. ....	78
Fig. III. 26 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 et 2 .....	81
Fig. III. 27 Schéma statique de la poutre palière.....	82
Fig. III. 28 Ferrailage de la poutre palière. ....	85
Fig. III. 29 Schémas Statique de la poutre de chainage .....	85
Fig. III. 30 Ferrailage de la poutre de chainage. ....	89
Fig. III. 31 Coupe sur l'acrotère .....	89
Fig. III. 32 Section à ferrailer.....	91
Fig. III. 33 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	93
Fig. III. 34 Cage d'ascenseur. ....	93
Fig. III. 35 Schéma représentant la surface d'impacte.....	93
Fig. III. 36 Schéma de ferrailage de la dalle du local machine .....	98
Fig. III. 37 Schéma de ferrailage de la deuxième dalle de l'ascenseur .....	101
Fig. IV.1 Disposition des voiles .....	107
Fig IV. 2 Modes de déformations.....	109
Fig.V.1 La zone nodale .....	115
Fig.V. 2 Section d'un poteau.....	119
Fig.V. 3 Zone de recouvrement.....	121

## Liste des figures

---

Fig.V. 4 Schéma de ferrailage des poteaux .....	123
Fig.V. 5 Schémas de ferrailages des poutres.....	134
Fig.V. 6 Disposition constructive de la poutre principale .....	134
Fig.V. 7 Schémas de la zone nodale.....	135
Fig.V. 8 Disposition des armature verticale dans les voiles.....	138
Fig.V. 9 Disposition des voiles .....	139
Fig.V. 10 Shéma d'un voile plein .....	139
Fig.V. 11 Schéma de ferrailage du voile $V_{Ly2}$ , au niveau de l'entre sol.....	146
Fig.V. 12 Coupe longitudinale du voile $V_{Ly2}$ , au niveau de l'entre sol. ....	147
Fig.VI. 1 Panneau de dalle sur quatre appuis .....	153
Fig.VI. 2 Schéma de rupture de la dalle du radier.....	154
Fig.VI. 3 Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	157
Fig.VI. 4 Schéma statique du débord .....	158
Fig.VI. 5 Schéma de ferrailage du débord .....	158
Fig.VI. 6 Charge transmises aux nervures transversales du radier .....	159
Fig.VI. 7 Charge transmises aux nervures principales du radier .....	159
Fig.VI. 8 Diagramme des moments fléchissant .....	160
Fig.VI. 9 Diagramme des efforts tranchant.....	160
Fig.VI. 10 Diagramme des moments fléchissant. ....	162
Fig.VI. 11 Diagramme des efforts tranchant.....	163
Fig.VI. 12 Séction de la nervure à ferrailer.....	163
Fig.VI. 13 Schéma de ferrailage des nervures. ....	166
Fig.VI. 14 Schéma du mur de soutènement. ....	167
Fig.VI. 15 Coupe du mur de soutènement. ....	167
Fig.VI. 16 Diagramme des contraintes dans le mur du soutènement.....	168
Fig.VI. 17 Le panneau le plus sollicité.....	168
Fig.VI. 18 Schéma de ferrailage du mur adossé .....	172

## Liste des Tableaux

---

Tableau.II. 1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible. ....	15
Tableau.II. 2. Evaluation des charges du plancher étage courant. ....	15
Tableau.II. 3. Evaluation des charges de la dalle pleine sur quatre appuis .....	15
Tableau.II. 4. Evaluation des charges sur les balcons .....	16
Tableau.II. 5. Evaluation des charges du mur extérieur .....	16
Tableau.II. 6. Evaluation des charges et surcharges sur la volée .....	16
Tableau.II. 7. Evaluation des charges sur le palier .....	17
Tableau.II. 8. Sections des poteaux préalables.....	17
Tableau.II. 9.Evaluation des poids propres des poteaux .....	19
Tableau.II. 10 Descente de charge du poteau centrale B6 .....	22
Tableau.II. 11. Descente de charge du poteau de la cage d'escalier B5 .....	27
Tableau.II. 12. Résultats des vérifications à la compression simple.....	29
Tableau.II. 13. Résultats des vérifications au flambement.....	29
Tableau.II. 14. Vérification des critères de RPA pour les poteaux .....	30
Tableau III. 1 Sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU. ....	40
Tableau III. 2 Sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELS.....	41
Tableau III. 3 Sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELU. ....	41
Tableau III. 4 Sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELS.....	42
Tableau III. 5 Sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELU. ....	42
Tableau III. 6 Sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELS.....	42
Tableau III. 7 Sollicitations maximales dans les poutrelles .....	43
Tableau III. 8 Ferrailage des poutrelles des planchers entre sol,RDC,et eatge 1.....	49
Tableau III.9 Ferrailage de la dalle en console .....	51
Tableau III. 10 Ferrailage de la dalle sur deux appuis .....	54
Tableau III. 11. Ferrailage de la dalle pleine type 2.....	62
Tableau III. 12 Verifcation à l'ELU de la dalle pleine type 2.....	62
Tableau III. 13 Verifcation à l'ELS de la dalle pleine type 2. ....	62
Tableau III. 14 Evalution de la flèche suivant au le sens xx .....	63
Tableau III. 15 Evalution de la flèche suivant au le sens yy. ....	63
Tableau III. 16 Ferrailage de la dalle pleine type 3.....	65
Tableau III. 17 Vérification à l'ELU de la dalle pleine type3.....	65

## Liste des Tableaux

---

Tableau III. 18 Vérification à l'ELS de la dalle pleine type 3. ....	65
Tableau III. 19 Evaluation de la flèche suivant le sens yy. ....	66
Tableau III. 20 Verification à la flèche de la dalle sur quatre appuis dans le sens xx ....	71
Tableau III. 21. Verification à la flèche de la dalle sur quatre appuis dans le sens yy ....	71
Tableau III. 22 ferrailage de la volée d'escalier type 1 ....	74
Tableau III. 23 Vérification des contraint dans le béton . ....	75
Tableau III. 24 Evaluation des moments ....	76
Tableau III. 25 Ferrailage de la volée d'escalier type 2. ....	79
Tableau III. 26 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	80
Tableau III. 27 Evaluation des moments ....	80
Tableau III. 28 Vérification de la flèche . ....	80
Tableau III. 29 Les sollicitations de la poutre palière. ....	82
Tableau III. 30 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	82
Tableau III. 31 Ferrailage de la poutre de chaînage ....	86
Tableau III. 32 Vérification des contraintes dans le béton ....	88
Tableau III. 33 Vérification de la flèche pour la poutre de chaînage ....	88
Tableau III. 34 Combinaisons d'actions.....	90
Tableau III. 35 Evaluation de la flèche dans le sens x-x.....	97
Tableau III. 36 Evaluation de la flèche dans le sens y-y.....	98
Tableau III. 37 Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur ....	98
Tableau III. 38 Evaluation de la flèche dans le sens x-x.....	100
Tableau III. 39 Evaluation de la flèche dans le sens y-y.....	100
Tableau IV. 1 Valeurs des pénalités $P_q$ ....	103
Tableau IV. 2 poids des éléments.....	104
Tableau IV. 3 Périodes et taux de participation massique ....	108
Tableau IV. 4 Charge verticales reprise par les portiques et voiles. ....	110
Tableau IV. 5 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	111
Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit.....	111
Tableau IV. 7 Vérification des déplacements. ....	112
Tableau IV. 8 Vérification a L'effet $P-\Delta$ .....	113

## Liste des Tableaux

---

Tableau.V. 1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ....	116
Tableau.V. 2 Sollicitation dans les poteaux .....	117
Tableau.V. 3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	117
Tableau.V. 4 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	118
Tableau.V. 5 Justification de l'effort normale réduit .....	119
Tableau.V. 6 Vérification des contraintes dans le béton.....	120
Tableau.V. 7 Vérification des contraintes tangentiels.....	120
Tableau.V. 8 Sollicitations plus défavorables dans les poutre.....	124
Tableau.V. 9 Les armatures longitudinales dans les poutres. ....	125
Tableau.V. 10 Vérification des contraintes tangentiels.....	127
Tableau.V. 11 Vérification au cisaillement.....	127
Tableau.V. 12 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	128
Tableau.V. 13 Vérification de la flèche dans les poutres.....	129
Tableau.V. 14 Moments résistant dans les poteaux. ....	135
Tableau.V. 15 Moments résistant dans les poutres .....	136
Tableau.V. 16 Vérification des zones nodales. ....	137
Tableau.V. 17 Sollicitation dans le voiles $V_{Lx1}$ .....	140
Tableau.V. 18 Sollicitation dans le voiles $V_{Lx2}$ .....	140
Tableau.V. 19 Sollicitation dans le voiles $V_{Lx3}$ .....	141
Tableau.V. 20 Sollicitation dans le voiles $V_{Lx4}$ .....	141
Tableau.V. 21 Sollicitation dans le voiles $V_{Ly1}$ .....	141
Tableau.V. 22 Sollicitation dans le voiles $V_{Ly2}$ .....	141
Tableau.V. 23 Sollicitation dans le voiles $V_{Ly3}$ .....	142
Tableau.V. 24 Ferrailage du voile $V_{Lx1}$ .....	142
Tableau.V. 25 Ferrailage du voile $V_{Lx2}$ .....	143
Tableau.V. 26 Ferrailage du voile $V_{Lx3}$ .....	143
Tableau.V. 27 Ferrailage du voile $V_{Lx4}$ .....	144
Tableau.V. 28 Ferrailage du voile $V_{Ly1}$ .....	144
Tableau.V. 29 Ferrailage du voile $V_{Ly2}$ .....	145
Tableau.V. 30 Ferrailage du voile $V_{Ly3}$ .....	145

## Liste des Tableaux

---

Tableau.VI. 1 Séction des armatures du radier. ....	154
Tableau.VI. 2 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	156
Tableau.VI. 3 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	157
Tableau.VI. 4 Sections d'armatures du débord. ....	158
Tableau.VI. 5 Sollicitations à l'ELU de la nervure principale suivant le sens yy .....	161
Tableau.VI. 6 Sollicitations à l'ELS de la nervure principale suivant le sens yy .....	161
Tableau.VI. 7 Sollicitations à l'ELU de la nervure transversale suivant le sens xx .....	162
Tableau.VI. 8 Sollicitations à l'ELS de la nervure transversale suivant le sens xx .....	162
Tableau.VI. 9 Ferrailage des nervures dans le sens yy .....	163
Tableau.VI. 10 Ferrailage des nervures dans le sens xx. ....	163
Tableau.VI. 11 Vérification de l'effort tranchant .....	164
Tableau.VI. 12 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	164
Tableau.VI. 13 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	165
Tableau.VI. 14 Ferrailage du mur adossé .....	169
Tableau.VI. 15 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	171

# *Introduction générale*

---

L'essor des bâtiments tours en béton armé dans le monde est étroitement lié au développement des connaissances de l'ingénieur, et sa conception capables de résister aux tremblements de terre et autres sollicitations.

Aujourd'hui, l'ingénieur soucieux de réduire au maximum, voire de rayer les dégâts tant humains que matériels causés par les séismes, cherche à concevoir des systèmes structuraux faisant intervenir de manière optimale la combinaison des propriétés adéquates (mécaniques, géométriques,...). De telles structures ont la capacité durant toute la durée de leur exploitation, de répondre sans dommages importants à des séismes répétés d'intensité modérée ou exceptionnellement sévère sans mettre en danger leur stabilité, leur contenu, leurs occupants et leurs éléments principaux.

L'intensité des sollicitations verticales et horizontales, essentiellement le vent et le séisme agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée

Afin de mener à bien notre mémoire de fin d'étude, nous avons reparti notre travail comme suit :

- **Chapitre I** : Généralités.
- **Chapitre II** : Prédimensionnement des éléments.
- **Chapitre III** : Etude des éléments secondaires.
- **Chapitre IV** : Etude dynamique.
- **Chapitre V** : Etude des éléments structuraux.
- **Chapitre VI** : Etude des fondations.

## I.1 Introduction

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur lesquelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, aussi qu'une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés.

## I.2 Description de l'ouvrage

L'étude d'un bâtiment en R+10 avec entre sol en béton armé à usage d'habitation, qui nous a été présenté par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme BART fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle.

Le projet sera érigé au niveau de la wilaya de Béjaia, qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 Art.3.2) en zone IIa (zone de moyenne sismicité) et de groupe d'usage 2B ayant une importance moyenne.

## I.3 Caractéristiques de l'ouvrage

### I.3.1 Caractéristiques géométriques

Longueur.....	$L = 20.9\text{m}$ .
Largeur.....	$l = 12.30\text{m}$ .
Hauteur totale sans Acrotère.....	$h_t = 37.40\text{m}$ .
Hauteur totale avec Acrotère.....	$h_t = 38.50\text{m}$ .
Hauteur de l'entre sol et de rez-de-chaussée .....	$h_{ES} = h_{RDC} = 3.40\text{m}$ .
Hauteur des autres étages .....	$h_{Ei} = 3.06\text{m}$ .

### I.3.2 Contreventement

On se réfère au RPA 99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a), qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques).

### I.3.3. Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, leur rôle essentiel est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux et voiles).

On a des planchers semi préfabriqués en corps creux et des dalles pleines (les balcons et la dalle de l'ascenseur).

### I.3.4. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Nous avons deux types d'escaliers à deux volées avec palier intermédiaire.

### I.3.5. La maçonnerie

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois, réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

### I.3.6. L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps.

### **I.3.7. L'ascenseur**

C'est un élément mécanique qui sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

### **I.4 Règlements et normes utilisés**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié 99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

### **I.5 Méthodes de calcul**

**I.5.1. Définition de l'état limite :** C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

#### **a. Etat limite ultime ELU**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

#### **b. Etat limite de service ELS**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

### **I.6 Actions et sollicitations**

#### **I.6.1 Définition des actions**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes
- . Des charges d'exploitations
- . Des charges climatiques.

On distingue :

#### **a. Actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

#### **b. Actions variables (Q)**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

**c. Actions accidentelles (FA)**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, chocs,...etc.

**I.6.2. Les sollicitations**

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

**I.6.2.1 Les combinaisons d'action****a. Sollicitations fondamentales de calcul vis-à-vis de l'ELU : (BAEL 91/Version 99 Art 3.3.21)**

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i.$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{en général.} \\ 1.35 & \text{pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

$\Psi_{0i}$  : Coefficient de pondération égale à 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

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

$G_{\min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : autres actions variables dites d'accompagnement.

**b. Sollicitations fondamentales de calcul vis-à-vis de l'ELS : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)**

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

**c. Sollicitations accidentelles : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

$F_A$  : Valeur de l'action accidentelle.

$Q_i$  : Charge variable d'accompagnement.

$\psi_1, \psi_2$  : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

**I.6.2.2 Combinaisons d'action à considérer : (RPA99/2003 Article V.5.2)**

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E : \text{uniquement pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

Avec E : action du séisme.

**I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux****I.7.1 Béton**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, de liant hydraulique (ciment) dosé à 350Kg/m<sup>3</sup>, de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

Le dosage pour 1m<sup>3</sup> du béton courant pour un rapport E/C=0.5

### • Caractéristiques mécanique du béton

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jours pour un béton courant.

#### a. Résistance à la compression

Elle est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm, écrasées à un effort de compression centrée.

On peut estimer la résistance d'un béton à « j » jour notée  $f_{cj}$  comme suit :

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \rightarrow \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (} j \leq 28 \text{ jours)} \dots\dots\dots (\text{CBA 93 Art A.2.1.1.1})$$

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \rightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (} j > 28 \text{ jours)} \dots\dots\dots (\text{CBA 93 Art A.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a:  $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ .

Dans notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### b. La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad , \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Donc :  $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$ .

#### c. Module d'élasticité longitudinale du béton (CBA93 Art : A. 2. 1. 2. 1)

- Sous charges instantanées (<24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j

$$\text{jour est : } E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour les vérifications courantes  $j > 28$  jours :  $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{28}}$

$$\bullet \text{ Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa : } \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### d. Module de déformation transversale du béton (G) :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (v + 1)}$$

$$\begin{cases} G = 0.5 \times E_{ij} \text{ à l' } ELU \\ G = 0.42 \times E_{ij} \text{ à l' } ELS \end{cases}$$

v : Coefficient de poisson.

e. Diagramme contraintes - déformations ( $\sigma, \epsilon$ ) :

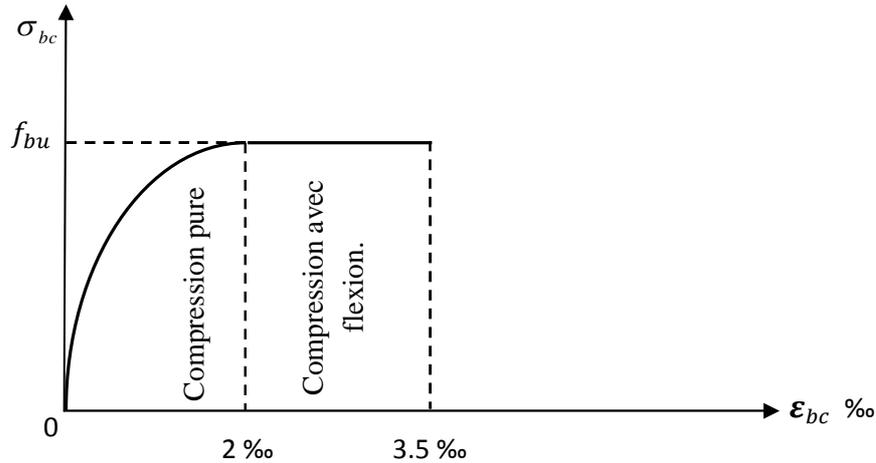


Fig.I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$f_{bu}$  : Contrainte de calcul.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ses valeurs sont données dans le tableau suivant :

$\theta$	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heure

$\gamma_b$  Vaut **1,5** sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut alors **1,15**.

f. Contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas du béton est limitée comme suit :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min \left[ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa. \right]$$

Pour  $f_{cj} = 25MPa$  :  $\tau_u = 3,33MPa$ .

- Dans le cas de la fissuration nuisible où très nuisible

$$\tau_u = \min \left[ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa. \right]$$

Pour  $f_{cj} = 25MPa$  :  $\tau_u = 2,50MPa$

**g. Le coefficient de Poisson :**

Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

$$\nu = \text{Déformation Transversale} / \text{Déformation Longitudinale.}$$

On admet que :

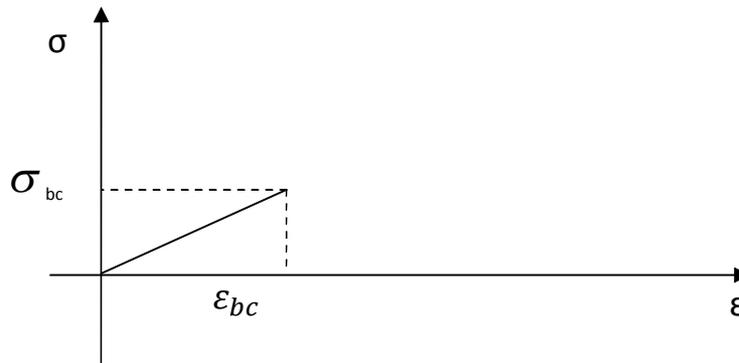
- A l'ELU :  $\nu = 0$

- A l'ELS :  $\nu = 0,20$  (béton non fissuré). ..... **CBA 93 (Art : A. 2. 1. 3)**

**h. Contrainte de calcul à l'ELS :**

Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0,6.f_{c28}$$



**Fig.I.2. Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S.**

**I.7.2. L'Acier****a. Définition**

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

**b. Différents types d'aciers**

- Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400.

- Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

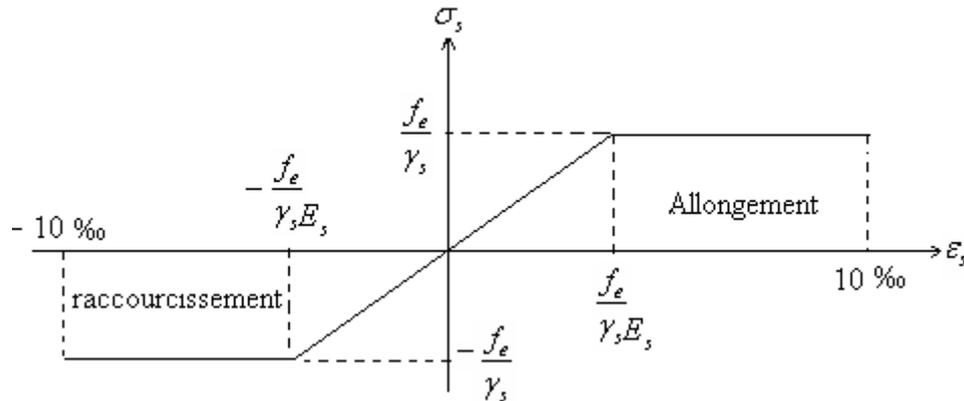
\* TL50 ( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 500\text{MPa}$ .

\* TL52 ( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 520\text{MPa}$ .

### c. Caractéristiques mécaniques des aciers

#### – A l'ELU

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) - déformation ( $\varepsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit:



**Fig.I.3. Diagramme contraintes-déformations de calcul.**

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\varepsilon_s$ .

A l'état limite ultime, la contrainte de l'acier est :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

#### – A l'ELS

**(CBA Art A.4.5.32)**

On distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est peu-préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.
- Cas de fissuration préjudiciable, La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours,  $f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} = 2.1MPa$ .

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6mm$ .
- $\eta=1.3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6mm$ .

### I.8 Conclusion

Après un choix adéquat des matériaux à utiliser dans notre projet (béton et acier). On passera au prochain chapitre qui fera l'objet de pré dimensionnement des éléments.

## II.1 Introduction

Dans ce chapitre on va prédimensionner les éléments secondaires selon les réglementations du RPA 99/Version 2003, du BAEL 91 modifié 99, du CBA et de DTR. Afin qu'ils résistent aux différentes sollicitations et chargements.

## II.2 Les planchers

### II.2.1 Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

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

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{360 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.67 \text{ cm}$$

On optera pour une hauteur :  $h_t = 20 \text{ cm}$ , telles que :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

### II.2.2 Les poutrelles

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

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

Les poutrelles se calculent en section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre en considération est donnée par la relation suivante:

$$(b - b_0) / 2 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \text{ Avec :}$$

$L_x$  : distance entre nus d'appuis de deux poutrelles.

$L_y$  : c'est la travée minimale dans la poutrelle.

Soient :

$$L_x = 55 \text{ cm.}$$

$$L_y = 270 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm.}$$

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min (55/2, 270/10) = 27 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

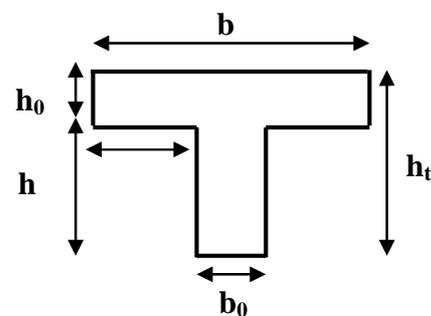


Fig.II.1. La Poutrelle.

### II.2.3 Les dalles pleines

- Critère de résistance à la flexion (CBA93)

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

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

$L_x$  : la plus petite portée du panneau sollicité

- Résistance au feu (CBA93)

$$e \geq 7\text{cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe feu.}$$

#### II.2.3.1 Dalles pleines sur un seul appui

- a. Type 01 (étage 1 à 3)

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{105}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq 5.25\text{cm}$$

On opte pour  $e = 12\text{cm}$ .

#### II.2.3.2 Dalles pleines sur deux appuis

- a. Type 01 (RDC, étage 1 à 10)

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{105}{35} \leq e \leq \frac{105}{30}$$

$$\Rightarrow 3\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$$

On opte pour  $e = 12\text{cm}$ .

#### II.2.3.3 Dalles pleines sur trois appuis

- a. Type 01 (10<sup>ème</sup> étage)

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40}$$

$$\Rightarrow 2.9\text{cm} \leq e \leq 3.625\text{cm}$$

On opte pour  $e = 12\text{cm}$ .

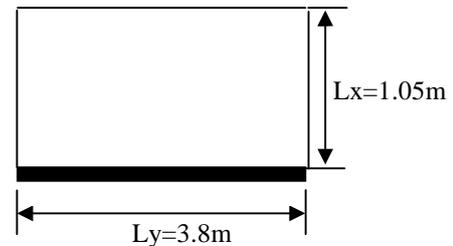


Fig.II.2. Dalle sur un seul appui (console).

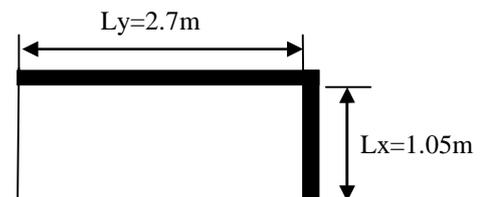


Fig.II.3. Dalle sur deux Appuis.

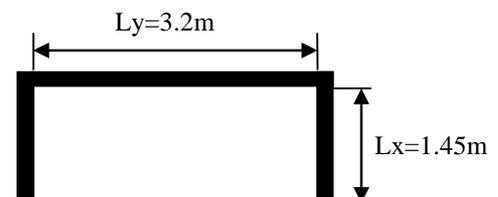


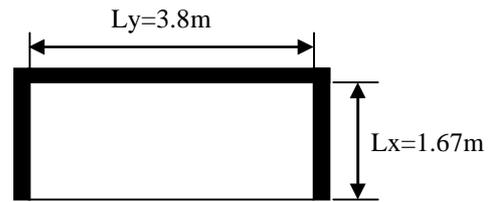
Fig.II.4. Dalle sur trois Appuis, type 01.

**b. Type 02** (étage 4 à 10)

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{167}{50} \leq e \leq \frac{167}{40}$$

$$\Rightarrow 3.34\text{cm} \leq e \leq 4.175\text{cm}$$

On opte pour  $e = 12\text{cm}$ .



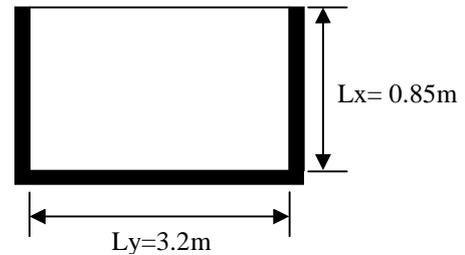
**Fig.II.5. Dalle sur trois Appuis, type 02.**

**c. Type 03** (RDC, étage 1 à 10)

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{85}{50} \leq e \leq \frac{85}{40}$$

$$\Rightarrow 1.7\text{cm} \leq e \leq 2.125\text{cm}$$

On opte pour  $e = 12\text{cm}$ .



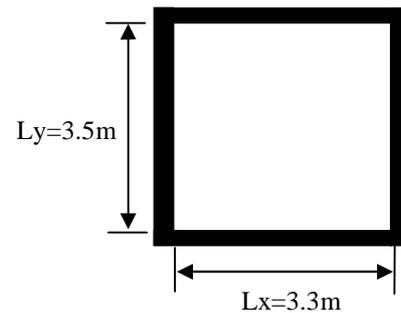
**Fig.II.6. Dalle sur trois Appuis, type 03.**

**II.2.3.4 Dalles pleines sur quatre appuis** (ES, RDC étage 1 à 10)

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40}$$

$$\Rightarrow 6.6 \leq e \leq 8.25\text{cm}$$

On opte pour  $e = 15\text{cm}$



**Fig.II.7. Dalle sur quatre Appuis.**

**II.3. Les poutres**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types de poutres :

**a. Les poutres principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche, qui est :

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

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

$$L_{\max} = 470\text{cm}.$$

$$\Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}.$$

Soit :  $h = 40\text{cm}$  (hauteur) et  $b = 30\text{cm}$  (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfié} \\ h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfié} \\ h / b = 1.33\text{cm} \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

### b. Les poutres secondaires

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

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

$$L_{\max} = 330\text{cm} \Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfié} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfié} \\ h / b = 30 / 30 = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{Vérfié} \end{array} \right.$$

## II.4. Les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

$$a \geq \max [h_e/20, 15\text{cm}]. \quad \text{RPA99 (article 7.7.1)}$$

Avec :  $h_e$  : hauteur libre d'étage.

$a$  : épaisseur du voile.

On a:  $h_e = 3.2 \text{ m}$  pour l'entre sol+RDC.

$h_e = 2.86 \text{ m}$  pour les autres étages.

$$a \geq \frac{320}{20} = 16\text{cm} \quad (\text{entre sol + RDC}).$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.30 \quad (\text{autres étages}).$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 20\text{cm} \text{ pour l'entre sol + RDC.} \\ a = 18\text{cm} \text{ pour les autres étages.} \end{array} \right.$$

**II.5. Les escaliers.**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : Epaisseur du palier de repos (e).
  - (2) : projection horizontale de paillasse ( $L_0$ ).
  - (3) : Giron (g).
  - (4) : Hauteur de la contre marche (h).
  - (5) : Hauteur de la volée ( $H_0$ ).
  - (6) : Inclinaison de la paillasse ( $\alpha$ ).
  - (7) : Emmarchement.
- H : Hauteur d'étage

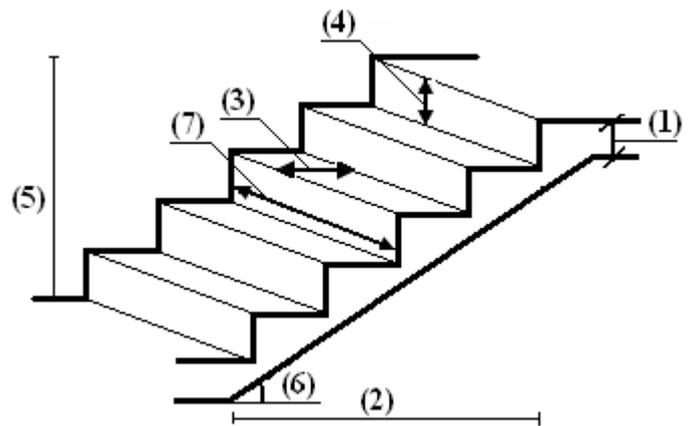


Fig.II.8. Schéma de l'escalier.

Notre projet présente deux types d'escalier :

Le 1<sup>er</sup> type : Escalier à deux volées différentes avec un palier intermédiaire (Entre sol).

Le 2<sup>ème</sup> type : { Escalier à deux volées identiques avec un palier intermédiaire (RDC).  
Escalier à deux volées identiques avec un palier intermédiaire (1<sup>er</sup> au 9<sup>ème</sup> étage).

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2 \times h \leq 0,64 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad \begin{cases} n : & \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 : & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

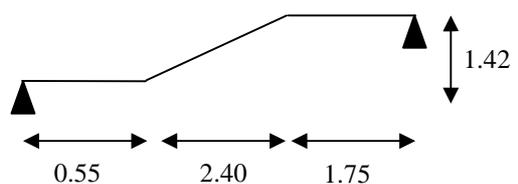
**II.5.1 Escalier type 1 : Escalier à deux volées différentes (entre sol)**

- Pour la première volée :

$L_0=2.4\text{m}$

$H_0 = 1.42\text{m.}$

$L_{\text{palier}} = 0.55 + 1.75\text{m.}$



En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,42 + 2,4) n + 2 \times 1,42 = 0$$

Après résolution de l'équation (2), on trouve :  $n = 9$  (nombre de contre marche).

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{142}{9} = 16 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1,42}{2,4} \Rightarrow \alpha = 30,61^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2,4}{\cos(30,61^\circ)} \Rightarrow L = 2,78 \text{ m}$$

Epaisseur de la paille :

$$\frac{240 + 55 + 175}{30} \leq e \leq \frac{240 + 55 + 175}{20} \Rightarrow e = 18 \text{ cm.}$$

• Pour la 2<sup>ème</sup> volée :

$$L_0 = 2,95 \text{ m}$$

$$H_0 = 1,98 \text{ m.}$$

$$L_p = 1,75 \text{ m.}$$

En remplace dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,98 + 2,95) n + 2 \times 1,98 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :  $n = 1$  (nombre de contre marche).

$$n-1 = 11 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{198}{12} = 16,50 \text{ cm.}$$

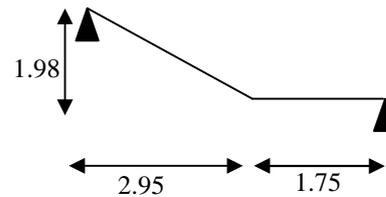
$$g = \frac{295}{11} = 27 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1,98}{2,95} \Rightarrow \alpha = 33,86^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2,95}{\cos(33,86^\circ)} \Rightarrow L = 3,55 \text{ m}$$

Epaisseur de la paille :

$$\frac{295 + 175}{30} \leq e \leq \frac{295 + 175}{20} \Rightarrow e = 18 \text{ cm.}$$



**II.5.2 Escalier type 2 : Escalier à deux volées identiques au niveau du RDC**

$$L_0 = 2.40\text{m}$$

$$H_0 = 1.70\text{m.}$$

$$L_{\text{palier}} = (0.55 + 1.75)\text{m.}$$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1.70 + 2.40) n + 2 \times 1.70 = 0$$

Après résolution de l'équation (2), on trouve :  $n = 10$  (nombre de contre marche).

$$n-1 = 9 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{240}{9} = 27 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{0.55 + 2.40 + 1.75}{30} \leq e \leq \frac{0.55 + 2.40 + 1.75}{20} \Rightarrow e = 18\text{cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.70}{2.40} \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.40}{\cos(35.31^\circ)} \Rightarrow L = 2.94 \text{ m}$$

**Escalier à deux volées identiques (1<sup>er</sup> au 9<sup>ème</sup> étage) :**

$$L_0 = 2.40\text{m}$$

$$H_0 = 1.53\text{m.}$$

$$L_p = (0.55 + 1.75)\text{m.}$$

On remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1.53 + 2.40) n + 2 \times 1.53 = 0$$

Après résolution de l'équation (2), on trouve :  $n = 9$  (nombre de contre marche).

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

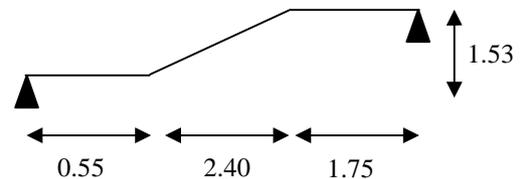
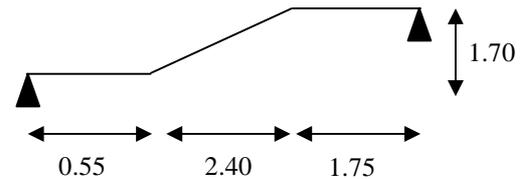
$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_0}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.40}{\cos(32.51^\circ)} \Rightarrow L = 2.84 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{470}{30} \leq e \leq \frac{470}{20} \Rightarrow e = 18\text{cm.}$$



**II.6. Evaluation des charges**

- **Plancher terrasse inaccessible.**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	20	0,05	1,00
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,10	2,20
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente totale</b>	G = 6,53 KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge d'exploitation</b>	Q = 1,00 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau.II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.**

- **Plancher étage courant : (habitation)**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin (Lit de sable)	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloison de répartition (10cm)	/	0,10	1
<b>Charge permanente totale</b>	G = 5,25 KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge d'exploitation</b>	Q = 1,5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau.II.2. Evaluation des charges du plancher étage courant.**

- **Dalles pleines**

- 1. Dalles pleines sur quatre appuis**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin (Lit de sable)	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente totale</b>	G = 5,15 KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge d'exploitation</b>	Q = 1,5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau.II.3. Evaluation des charges de la dalle pleine sur quatre appuis.**

## 2. Balcons

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin (Lit de sable)	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,12	3,00
Enduit de ciment	20	0,02	0,40
<b>Charge permanente totale</b>	G = 4,60 KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge d'exploitation</b>	Q = 3,5 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau.II.4. Evaluation des charges sur les balcons.

- Mur extérieur

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids
Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Brique creuse	/	0,15	1,3
Lame d'air	/	0,05	/
Brique creuse	/	0,10	1,00
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente totale</b>	G = 2,9 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau.II.5. Evaluation des charges du mur extérieur.

- Escalier

- Evaluation des charges et surcharges sur la volée (e = 18cm)

Désignation des éléments	$\rho$	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Paillasse	25	0.18/cos $\alpha$	5,42
Enduit de ciment	20	0.02/ cos $\alpha$	0,47
Revêtement en carrelage vertical	22	(0.02*0.17)/0.3	0,25
Marches	22	0,17/2	1,87
<b>Charge permanente totale</b>	G = 8,85 KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge d'exploitation</b>	Q = 2,5 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau.II.6. Evaluation des charges et surcharges sur la volée.

- Evaluation des charges et surcharges sur le palier (e = 18cm)

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Dalle pleine	25	0,18	4,50
Enduit de ciment	20	0,02	0,40
<b>Charge permanente totale</b>	G = 5,74 KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge d'exploitation</b>	Q = 2,5 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau.II.7. Evaluation des charges sur le palier.

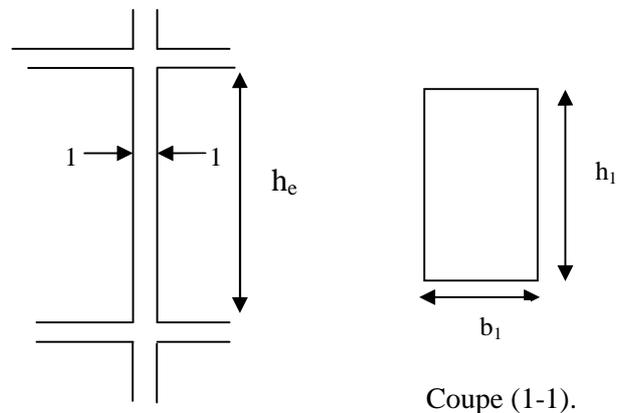
II.7. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissants à la base de la structure).

Le prédimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité de forme (flambement).**
- **Resistance à la compression :** Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone II<sub>a</sub>** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



Hauteur libre d'étage.

Coupe (1-1).

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 2.86m$  Pour les étages 1 jusqu'à 10.

$h_e = 3.20m$  Pour l'entre sol et le RDC.

Fig.II.9. Coupe du poteau.

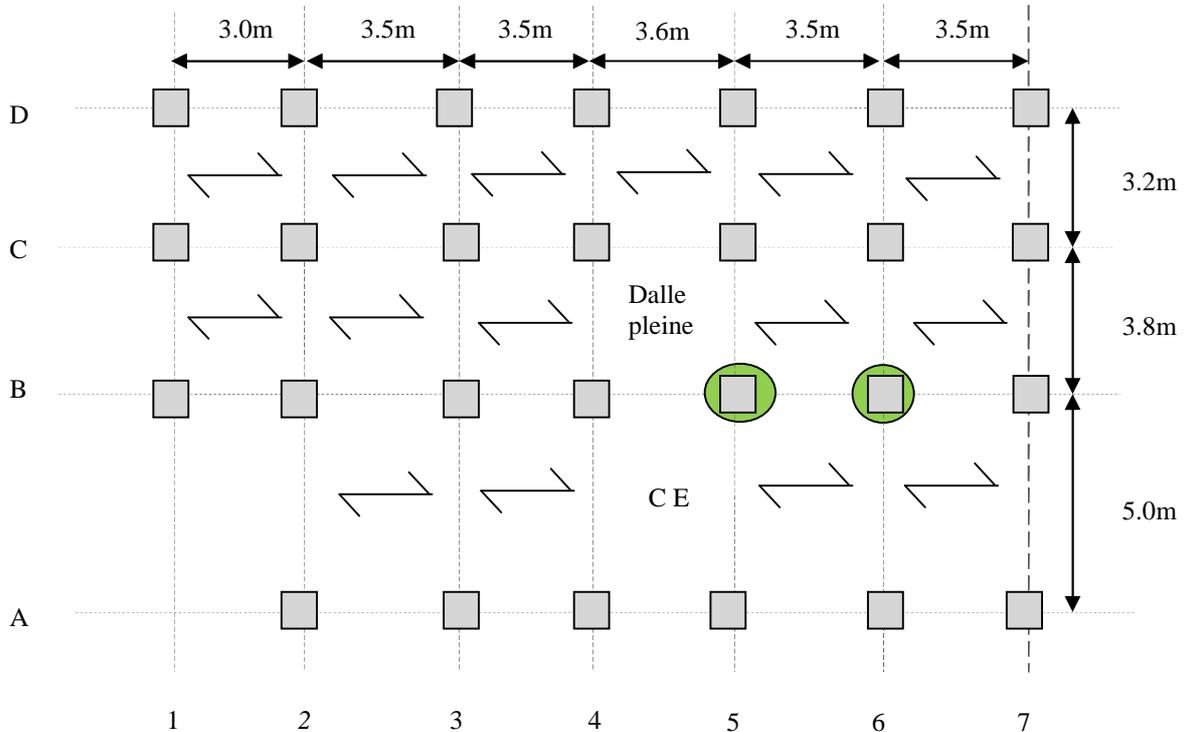
On adopte préalablement les sections des poteaux comme suit :

Etage	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3, 4 et 5	Etage 6, 7 et 8	Etage 9 et 10
Section (b <sub>1</sub> x h <sub>1</sub> ) cm <sup>2</sup>	60 x 50	55 x 45	50 x 40	45 x 35	40 x 30

Tableau.II.8. Sections des poteaux préables.

• **Descente de charge**

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



**Fig. II.10. Sens de disposition des poutrelles.**

• **Poteau central B6 :**

**La surface afférente**

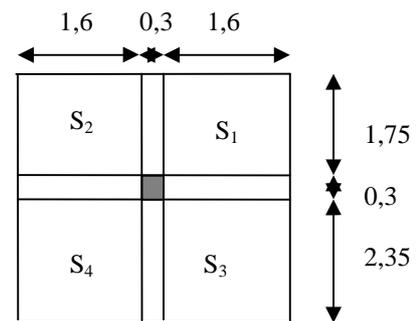
$$S = 2 \times (1.6 \times 1.75) + 2 \times (1.6 \times 2.35)$$

$$\Rightarrow S = 13.12m^2$$

**Les charges et surcharges :**

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 13.12 \times 6,53 = 85.67KN \\ Q = 15.40 \times 1 = 15.40KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC, étage 1 à 10 : } \begin{cases} G = 13.12 \times 5,25 = 68.88KN \\ Q = 13.12 \times 1,5 = 19.68KN \end{cases}$$



**Fig II.11. Surface afférente du poteau central B6.**

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.10 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 12.30\text{KN} \\ G_{ps} = 3.20 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 7.20\text{KN}. \end{cases}$$

Les poteaux :

$$G_p = S \cdot 25 \cdot h_e$$

Etage	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3, 4 et 5	Etage 6, 7 et 8	Etage 9 et 10
S (m <sup>2</sup> )	0.300	0.247	0.200	0.157	0.120
G <sub>poteau</sub> (KN)	25.50	18.93	15.30	12.05	9.18

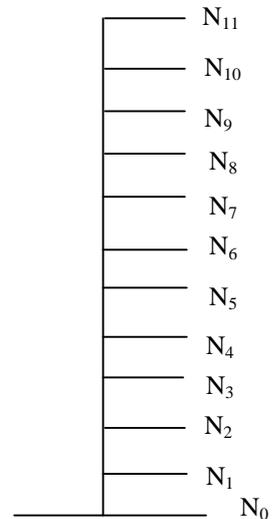
**Tableau.II.9. Evaluation des poids propres des poteaux.**

**Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).**

Comme les charges d’exploitation n’agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

Le nombre d’étages est supérieur à 5, donc le coefficient  $(\frac{3+n}{2 \times n})$  étant valable, et on obtient

les valeurs suivantes :



**Fig.II.12. Schéma statique de la descente de charge.**

Terrasse ( N<sub>11</sub> ) : Q<sub>11</sub>=Q<sub>t</sub>=1KN/m<sup>2</sup>

Etage 9 ( N<sub>10</sub> ) : Q<sub>10</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>=2,5KN/m<sup>2</sup>

Etage 8 ( N<sub>9</sub> ) : Q<sub>9</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub> +0.9 Q<sub>e</sub>=3.85KN/m<sup>2</sup>

Etage 7 ( N<sub>8</sub> ) : Q<sub>8</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>+ 0.9 Q<sub>e</sub> +0.8 Q<sub>e</sub>=5.05KN/m<sup>2</sup>

Etage 6 ( N<sub>7</sub> ) : Q<sub>7</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub> +0.9 Q<sub>e</sub> +0.8 Q<sub>e</sub> + 0.7Q<sub>e</sub>=6.10KN/m<sup>2</sup>.

Etage 5 ( N<sub>6</sub> ) : Q<sub>6</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub> +0.9 Q<sub>e</sub> +0.8 Q<sub>e</sub> +0.7Q<sub>e</sub>+0.6Q<sub>e</sub>=7 ,00KN/m<sup>2</sup>

Etage 4 ( N<sub>5</sub>) : Q<sub>5</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>+0.9Q<sub>e</sub>+0.8Q<sub>e</sub>+0.7Q<sub>e</sub>+0.6Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>=7.75KN/m<sup>2</sup>

Etage 3 ( N<sub>4</sub>) : Q<sub>4</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>+0.9Q<sub>e</sub>+0.8Q<sub>e</sub>+0.7Q<sub>e</sub>+0.6Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>=8.50KN/m<sup>2</sup>

Etage 2 ( N<sub>3</sub>):Q<sub>3</sub>=Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>+0.9Q<sub>e</sub>+0.8Q<sub>e</sub>+0.7Q<sub>e</sub>+0.6Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>= 9.25KN/m<sup>2</sup>.

Etage 1 (N<sub>2</sub>): Q<sub>2</sub>= Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>+0.9Q<sub>e</sub>+0.8Q<sub>e</sub>+0.7Q<sub>e</sub>+0.6Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>= 10.00 KN/m<sup>2</sup>.

RDC (N<sub>1</sub>) : Q<sub>1</sub>= Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>+0.9Q<sub>e</sub>+0.8Q<sub>e</sub>+0.7Q<sub>e</sub>+0.6Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>= 10.75 KN/m<sup>2</sup>

Entre sol (N<sub>0</sub>) : Q<sub>0</sub>= Q<sub>t</sub>+Q<sub>e</sub>+0.9Q<sub>e</sub>+0.8Q<sub>e</sub>+0.7Q<sub>e</sub>+0.6Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>+0.5Q<sub>e</sub>= 11.50 KN/m<sup>2</sup>.

**- Descente de charge pour le poteau centrale B6 :**

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
<b>N11</b>	Plancher terrasse	85.67	
	G <sub>pp</sub> (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	G <sub>ps</sub> (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.20	
	Poteau (40 x 30) cm <sup>2</sup>	9.18	
	Total	114.35	15.40
<b>N10</b>	Venant de N11	114.35	
	Plancher étage courant	68.88	
	G <sub>pp</sub> (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	G <sub>ps</sub> (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.20	
	Poteau (40 x 30) cm <sup>2</sup>	09.18	
	Total	211.91	35.08
<b>N9</b>	Venant de N10	211.91	
	Plancher étage courant	68.88	
	G <sub>pp</sub> (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	G <sub>ps</sub> (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.20	
	Poteau (45 x 35) cm <sup>2</sup>	12.05	
	Total	312.34	52.79
<b>N8</b>	Venant de N9	312.34	
	Plancher étage courant	68.88	
	G <sub>pp</sub> (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	G <sub>ps</sub> (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.20	
	Poteau (45 x 35) cm <sup>2</sup>	12.05	
	Total	412.77	68.54
<b>N7</b>	Venant de N8	412.77	
	Plancher étage courant	68.88	
	G <sub>pp</sub> (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	G <sub>ps</sub> (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.20	
	Poteau (45 x 35) cm <sup>2</sup>	12.05	
	Total	513.20	82.31

<b>N6</b>	Venant de N7	513.20	
	Plancher étage courant	68.88	
	$G_{pp} (40 \times 30) \text{ cm}^2$	12.30	
	$G_{ps} (30 \times 30) \text{ cm}^2$	07.20	
	Poteau $(50 \times 40) \text{ cm}^2$	15.30	
	Total	616.88	94.12
<b>N5</b>	Venant de N6	616.88	
	Plancher étage courant	68.88	
	$G_{pp} (40 \times 30) \text{ cm}^2$	12.30	
	$G_{ps} (30 \times 30) \text{ cm}^2$	07.20	
	Poteau $(50 \times 40) \text{ cm}^2$	15.30	
	Total	720.56	103.96
<b>N4</b>	Venant de N5	720.56	
	Plancher étage courant	68.88	
	$G_{pp} (40 \times 30) \text{ cm}^2$	12.30	
	$G_{ps} (30 \times 30) \text{ cm}^2$	07.20	
	Poteau $(50 \times 40) \text{ cm}^2$	15.30	
	Total	824.24	113.80
<b>N3</b>	Venant de N4	824.24	
	Plancher étage courant	68.88	
	$G_{pp} (40 \times 30) \text{ cm}^2$	12.30	
	$G_{ps} (30 \times 30) \text{ cm}^2$	07.20	
	Poteau $(55 \times 45) \text{ cm}^2$	18.93	
	Total	931.55	123.64
<b>N2</b>	Venant de N3	931.55	
	Plancher étage courant	68.88	
	$G_{pp} (40 \times 30) \text{ cm}^2$	12.30	
	$G_{ps} (35 \times 30) \text{ cm}^2$	07.20	
	Poteau $(55 \times 45) \text{ cm}^2$	18.93	
	Total	1038.86	133.48

<b>N1</b>	Venant de N2	1038.86	
	Plancher étage courant	68.88	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.20	
	Poteau (60 x 50) cm <sup>2</sup>	25.50	
	Total	1152.74	143.32
<b>N0</b>	Venant de N1	1152.74	
	Plancher RDC	68.88	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.20	
	Poteau (60 x 50) cm <sup>2</sup>	25.50	
		Total	1266.62

**Tableau.II.10. Descente de charge du poteau centrale B6.**

Donc l'effort résistant total à la base du poteau central au niveau de l'entre sol est :

$$N_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q_t = 1.35 \times (1266.62) + 1.5 \times (153.16) = 1939.68 \text{ KN}$$

- **Poteau B5 de la cage d'escalier :**

**a) Plancher terrasse**

**La surface afférente**

$$S = (1.60 \times 1.75) + (1.65 \times 1.75) + (1.60 + 2.35) + (1.65 + 2.35)$$

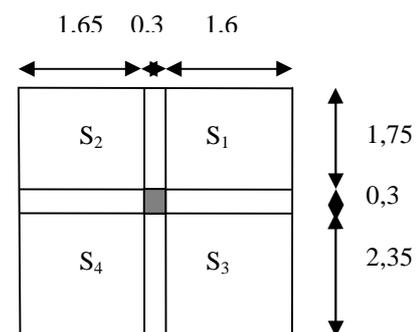
Surface afférente totale :  $S = 13,33\text{m}^2$

**Les charges et surcharges**

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 13.33 \times 6.53 = 87.04 \text{ KN} \\ Q = 15.62 \times 1.00 = 15.62 \text{ KN} \end{cases}$$

**Les poutres**

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.10 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 12.30 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.25 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 7.31 \text{ KN} \end{cases}$$



**Fig.II.13. Surface afférente du poteau cage d'escalier B5 -terrasse-**

**b) Plancher courant, étage 10 :**

**La surface afférente**

$$S = (1.60 \times 1.75) + (1.60 \times 2.35)$$

$$\Rightarrow S = 6.56m^2$$

**Dalle pleine au niveau de la cage d'ascenseur :**

$$G_d = 5.15 \times 2.76 = 14.21 \text{ KN}$$

**Murs :** dans le sens des poutres principales

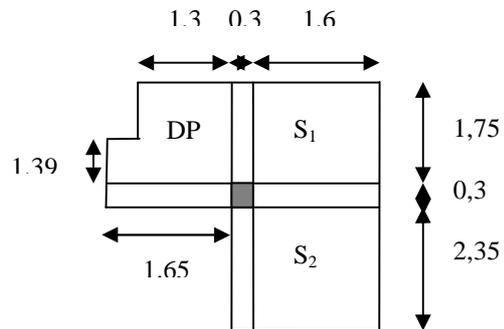
$$G_m = 2.90 \times 2.66 \times 2.35 = 18.13 \text{ KN}$$

**Les poutres :**

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.10 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 12.30 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.25 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 7.31 \text{ KN} \end{cases}$$

**Les charges et surcharges**

Plancher courant étage 10:  $\begin{cases} G = 6.56 \times 5.25 = 34.44 \text{ KN} \\ Q = 9.32 \times 1.5 = 13.98 \text{ KN} \end{cases}$



**Fig .II.14. Surface afférente du poteau Cage d'escalier B5 -10<sup>ème</sup> étage-**

**c) plancher RDC, étages 1 à 9 :**

**La surface afférente**

$$S = (1.60 \times 1.75) + (1.60 \times 2.35)$$

$$\Rightarrow S = 6.56m^2$$

**Dalle pleine au niveau de la cage d'ascenseur :**

$$G_d = 5.15 \times 2.76 = 14.21 \text{ KN}$$

**Murs :** dans le sens des poutres principales

$$G_m = 2.90 \times 2.66 \times 2.35 = 18.13 \text{ KN}$$

**Escalier :**

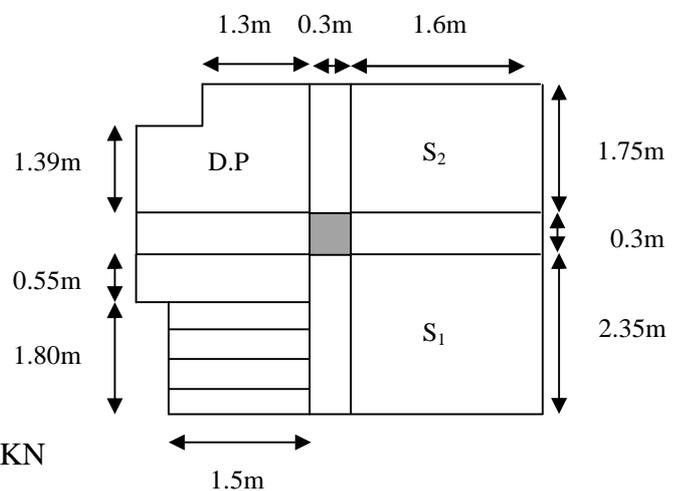
$$G_{esc} = 5.74 (0.55 \times 1.65) + 8.85 (1.80 \times 1.50) = 29.10 \text{ KN}$$

**Les poutres :**

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.10 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 12.30 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.25 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 7.31 \text{ KN} \end{cases}$$

**Les charges et surcharges**

Plancher RDC, étage 1 à 9 :  $\begin{cases} G_{plancher} = 34.44 \text{ KN} \\ Q_t = Q_{pl} + Q_{esc} = 1.5 \times 9.32 + 2.5 \times 3.61 = 23.01 \text{ KN} \end{cases}$



**Fig.II.15. Surface afférente du poteau cage d'escalier B5 -RDC, étage 1 à 9-**

**- Descente de charge pour le poteau de la cage d'escalier B5 :**

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
<b>N11</b>	Plancher terrasse	87.04	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (40 x 30) cm <sup>2</sup>	09.18	
	Total	115.83	15.62
<b>N10</b>	Venant de N11	115.83	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (40 x 30) cm <sup>2</sup>	09.18	
	Total	211.40	29.60
<b>N9</b>	Venant de N10	211.40	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (45 x 35) cm <sup>2</sup>	12.05	
	Total	338.94	50.31
<b>N8</b>	Venant de N9	338.94	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (45 x 35) cm <sup>2</sup>	12.05	
	Total	466.48	68.72

<b>N7</b>	Venant de N8	466.48	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (45 x 35) cm <sup>2</sup>	12.05	
Total	594.02	84.82	
<b>N6</b>	Venant de N7	594.02	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (50 x 40) cm <sup>2</sup>	15.30	
Total	724.81	98.63	
<b>N5</b>	Venant de N6	724.81	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (50 x 40) cm <sup>2</sup>	15.30	
Total	855.60	110.13	
<b>N4</b>	Venant de N5	855.60	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	

	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (50 x 40) cm <sup>2</sup>	15.30	
	Total	986.39	121.64
<b>N3</b>	Venant de N4	986.39	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (55 x 45) cm <sup>2</sup>	18.93	
	Total	1120.81	133.15
<b>N2</b>	Venant de N3	1120.81	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (55 x 45) cm <sup>2</sup>	18.93	
	Total	1255.23	144.65
<b>N1</b>	Venant de N2	1255.23	
	Plancher étage courant	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (60 x 50) cm <sup>2</sup>	25.50	
	Total	1396.22	156.16

<b>N0</b>	Venant de N1	1396.22	
	Plancher RDC	34.44	
	$G_{dp}$	14.21	
	$G_{escalier}$	29.10	
	Murs	18.13	
	$G_{pp}$ (40 x 30) cm <sup>2</sup>	12.30	
	$G_{ps}$ (30 x 30) cm <sup>2</sup>	07.31	
	Poteau (60 x 50) cm <sup>2</sup>	25.50	
Total	1537.21	167.66	

**Tableau.II.11. Descente de charge du poteau de la cage d'escalier B5.**

Donc l'effort résistant total à la base du poteau de la cage d'escalier est :

$$N_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q_t = 1.35 \times (1537.21) + 1.5 \times (167.66) = 2326.72 \text{ KN}$$

**Les vérifications nécessaires :**

**a) Poteau de l'entre sol :**

▪ **L'effort normal ultime**

$$\text{On a : } N_u = 2326.72 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 2326.72 = 2559.39 \text{ KN}$$

▪ **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2559.39 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.171 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.60 \times 0.50 = 0.300 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.300 \text{ m}^2 > 0.171 \text{ m}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification au flambement (critère de stabilité de forme)**

On doit faire la vérification suivante :

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

**CBA 93 (Article B.8.2.1)**

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

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

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

On calcule l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.40 = 2.38m.$$

$$B = 0.60 \times 0.50 = 0.300m^2 .$$

$$I = \frac{0.5 \times (0.6)^3}{12} = 9.00 \times 10^{-3} m^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{9.00 \times 10^{-3}}{0.300}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.173} = 13.76 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.76}{35}\right)^2} = 0.824$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2559.39 \times 10^{-3}}{0.824 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.141 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.278 m^2$$

0.278 > 0.141 .....donc le poteau ne risque pas de flamber.

### b) Les autres poteaux :

#### ▪ Vérification à la compression simple

poteau	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3, 4 et 5	Etage 6, 7 et 8	Etage 9 et 10
$N_u$ (KN)	2559.39	2121.68	1684.48	1044.86	396.94
$B_{cal}$ (m <sup>2</sup> )	0.171	0.141	0.112	0.069	0.026
$B_{adop}$ (m <sup>2</sup> )	0.300	0.247	0.200	0.157	0.120

**Tableau.II.12. Résultats des vérifications à la compression simple.**

#### ▪ Vérification au flambement

poteau	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3, 4 et 5	Etage 6, 7 et 8	Etage 9 et 10
$N_u$ (KN)	2559.39	2121.68	1684.48	1044.86	396.94
$B_{adop}$ (m <sup>2</sup> )	0.300	0.247	0.200	0.157	0.120
$l_0$ (m)	3.40	3.06	3.06	3.06	3.06
$l_f$ (m)	2.38	2.142	2.142	2.142	2.142
$I \cdot 10^{-3}$ (m <sup>4</sup> )	9.00	6.24	4.17	2.66	1.60
$i$ (m)	0.173	0.158	0.144	0.130	0.115
$\lambda$	13.76	13.55	14.87	16.47	18.62
$\alpha$	0.824	0.825	0.820	0.814	0.804
$B_{r cal}$ (m <sup>2</sup> )	0.141	0.117	0.093	0.058	0.022
$B_{r adp}$ (m <sup>2</sup> )	0.278	0.227	0.182	0.141	0.106

**Tableau.II.13. Résultats des vérifications au flambement.**

- **Vérification des critères de RPA99 Version 2003 :**

D'après les règlements de l'RPA 99 version 2003

1-  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$

2-  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$

3-  $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$  avec  $h_e$  : hauteur libre d'étage.

.....Art 7.4.1 p62 RPA 99 version 2003

- Entre sol; RDC:  $h_e = 3,20\text{m}$

- Etges courant :  $h_e = 2,86\text{m}$

Les sections des différents poteaux :

Niveaux	Section ( $b_1 * h_1$ )	Condition N°			- observation
		1	2	3	
Entre Sol ; RDC	60*50	$50 > 25$	$50 > 16$	$0,25 < 0,83 < 4$	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	55*45	$45 > 25$	$45 > 14,3$	$0,25 < 0,82 < 4$	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	50*40	$40 > 25$	$40 > 14,3$	$0,25 < 0,80 < 4$	vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	45*35	$35 > 25$	$35 > 14,3$	$0,25 < 0,78 < 4$	vérifiée
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> étage	40*30	$30 > 25$	$30 > 14,3$	$0,25 < 0,75 < 4$	vérifiée

**Tableau.II.14. Vérification des critères de RPA pour les poteaux.**

Les sections finales pour les différents poteaux sont :

- Entre-sol, RDC : 60x50 (cm<sup>2</sup>)
- Etages n° : 1,2 : 55x45 (cm<sup>2</sup>)
- Etage n° : 3,4 et 5 : 50x40 (cm<sup>2</sup>)
- Etage n° : 6,7 et 8 : 45x35 (cm<sup>2</sup>)
- Etage n° : 9,10 : 40x30 (cm<sup>2</sup>).

## II.8. Conclusion :

Après avoir prédimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passera au chapitre suivant concernant l'étude des éléments secondaires.

**III.1. Introduction**

Dans ce chapitre, on étudiera tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

**III.2. Méthodes de calculs**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations, on applique deux méthodes qui sont :

**a. Méthode forfaitaire**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ( $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ ).....(BAEL91, Art III.2).

• **Conditions d'application de la méthode forfaitaire** : Il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport des portées successives:  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

• **Principe de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à une charge Q

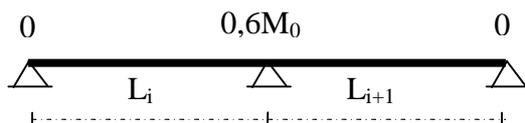
Et Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  avec  $\alpha$  : Coefficient traduisant l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

• **Moment sur appuis**

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls, cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à  $(- 0,15M_0)$ .

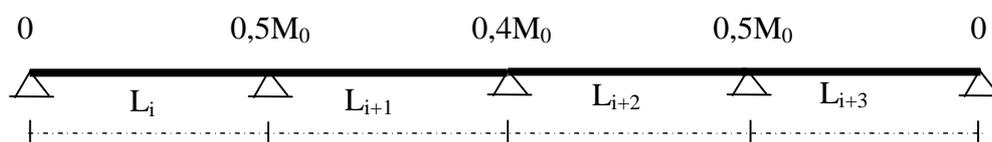
- **Appuis intermédiaires**

**Poutres à deux travées**



**Fig.III.1 Schémas statique d'une poutrelle à deux travées.**

**Poutres à plus de deux travées**



**Fig.III.2. Schémas statique d'une poutrelle à plusieurs travées.**

Ces moment sont de l'ordre de :  $(- 0,5M_0)$  : Pour les appuis voisin de l'appui de rive, et  $(-0,4M_0)$  : Pour les autres appuis intermédiaires.

Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré est :  $M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$

- **Moment en Travées**

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

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

$$(2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$M_t$  : Moment maximum entre (1) et (2).

$M_g$  : Moment gauche ;  $M_d$  : Moment droite.

$M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

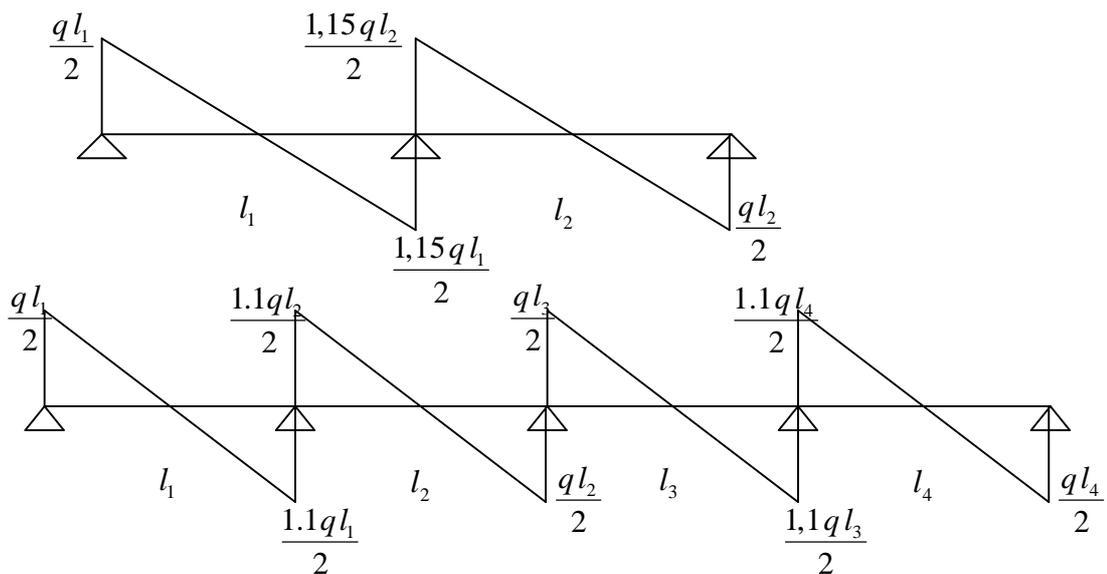
- **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même 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 RDM :  $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$



**Fig.III.3** Evaluation des efforts tranchants.

## b. Méthode de CAQUOT

### ▪ Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

### ▪ Principe de la méthode

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

### ▪ Moment aux appuis

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

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

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

### ▪ Moment en travée

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

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2}(l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_U \times x}{2}(l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \Rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \left[ \frac{M_d - M_g}{l \times P_U} \right] + \frac{l}{2}$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

### ▪ L'effort tranchant

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

## III.3. Etude des poutrelles

### III.3.1 Calcul des charges revenant aux poutrelles

#### ▪ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.53 \text{KN/m}^2$ ; $Q = 1.00 \text{KN/m}^2$ .

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) b \Rightarrow q_u = (1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 1.00) \times 0.65 \Rightarrow q_u = 6.70 \text{KN/ml.}$$

$$q_s = (G + Q) b \Rightarrow q_s = (6.53 + 1.00) 0.65 \Rightarrow q_s = 4.89 \text{KN/ml.}$$

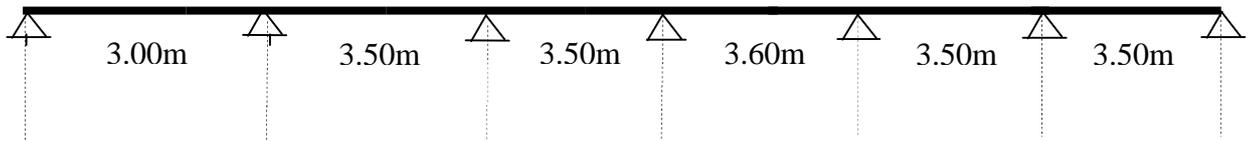
#### ▪ Plancher Entre sol, RDC et étage 1 à 10: $G = 5.25 \text{KN/m}^2$ ; $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) b \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.25 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \Rightarrow q_u = 6.07 \text{KN/ml.}$$

$$q_s = (G + Q) b \Rightarrow q_s = (5.25 + 1.5) 0.65 \Rightarrow q_s = 4.39 \text{KN/ml.}$$

### III.3.2 Les différents types de poutrelles

Type 1



Type 2



Type 3

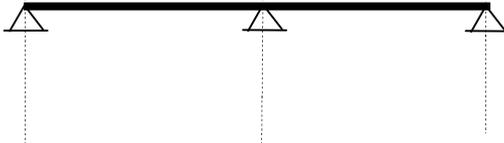


Fig.III.4 Schéma statique des différents types de poutrelles.

### III. 3.3 Etude du plancher de la terrasse inaccessible

$$G = 6,53 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 6.70 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4.89 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

- **Calcul des sollicitations :** cas de calcul de la poutrelle type 1 du plancher terrasse inaccessible.

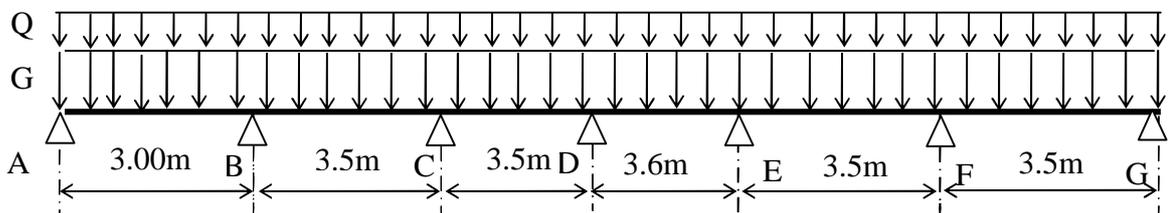


Fig.III.5 Schémas statique de la poutrelle type 1.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,00}{3,50} \Rightarrow 0,8 \leq 0,85 \leq 1,25$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul des poutrelles de type 1.

### Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = 6.70 \times (3.00)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6.70 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{02} = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 6.70 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{03} = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 6.70 \times (3.60)^2 / 8 \Rightarrow M_{04} = 10.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = 6.70 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{05} = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = 6.70 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{06} = 10.26 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments aux appuis

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = -0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) \Rightarrow M_B = -0,5 M_{02} \Rightarrow M_B = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) \Rightarrow M_C = -0,4 M_{02} \Rightarrow M_C = -4.10 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \text{Max} (M_{03}, M_{04}) \Rightarrow M_D = -0,4 M_{04} \Rightarrow M_D = -4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \text{Max} (M_{04}, M_{05}) \Rightarrow M_E = -0,4 M_{04} \Rightarrow M_E = -4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,5 \text{Max} (M_{05}, M_{06}) \Rightarrow M_F = -0,5 M_{05} \Rightarrow M_F = -5.13 \text{ KN.m}$$

### Les Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.132$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.039 < 1.05 \quad \text{donc:} \quad \max [(1+0.3\alpha) \cdot M_{0i}; 1.05 \cdot M_{0i}] = 1.05 \cdot M_{0i}$$

$$(1.2 + 0.3 \cdot \alpha) / 2 = 0.619$$

$$(1 + 0.3 \cdot \alpha) / 2 = 0.519$$

### Travée AB :

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot M_{01} - (0 + M_B / 2) = 1.05 \times 7.54 - (0 + 5.13) / 2 \Rightarrow M_t \geq 5.35 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) / 2 \cdot M_{01} = 0.619 \cdot 7.54 = 4.67 \Rightarrow M_t \geq 4.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 5.40 \text{ KN.m}$

### Travée BC:

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 10.26 - (5.13 + 4.10) / 2 \Rightarrow M_t \geq 6.16 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 10.26 = 5.32 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t \geq 5.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 6.20 \text{ KN.m}$ .

### Travée CD:

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 10.26 - (4.10 + 4.34) / 2 \Rightarrow M_t \geq 6.55 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 10.26 = 5.32 \Rightarrow M_t \geq 5.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 6.60 \text{ KN.m}$ .

### Travée DE:

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 10.85 - (4.34 + 4.34) / 2 \Rightarrow M_t \geq 7.05 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 10.85 = 5.63 \Rightarrow M_t \geq 5.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 7.10 \text{ KN.m}$ .

**Travée EF:**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 10.26 - (4.34 + 5.13) / 2 \Rightarrow M_t \geq 6.04 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 10.26 = 5.32 \Rightarrow M_t \geq 5.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 6.10 \text{ KN.m}$ .

**Travée FG:**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 10.26 - (5.13 + 0) / 2 \Rightarrow M_t \geq 8.21 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.619 \cdot 10.26 = 6.35 \Rightarrow M_t \geq 6.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 8.30 \text{ KN.m}$ .

**Les efforts tranchants**

$q_u = 6.70 \text{ KN/ml}$  est la charge qui revient à la poutrelle .

**Travée AB :**

$$V_A = q_u \frac{l_1}{2} = \frac{6.70 \cdot (3.00)}{2} \Rightarrow V_A = 10.05 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \cdot q_u \frac{l_1}{2} = 1.1 \cdot 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_B = 11.06 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.1 q_u \frac{l_2}{2} = 1.1 \cdot 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_B = 12.90 \text{ KN}$$

$$V_C = q_u \frac{l_2}{2} = 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_C = 11.73 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$V_C = q_u \frac{l_3}{2} = 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_C = 11.73 \text{ KN}$$

$$V_D = q_u \frac{l_3}{2} = 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_D = 11.73 \text{ KN}$$

**Travée DE:**

$$V_D = q_u \frac{l_4}{2} = 6.70 \times \frac{3.60}{2} \Rightarrow V_D = 12.06 \text{ KN}$$

$$V_E = q_u \frac{l_4}{2} = 6.70 \times \frac{3.60}{2} \Rightarrow V_E = 12.06 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

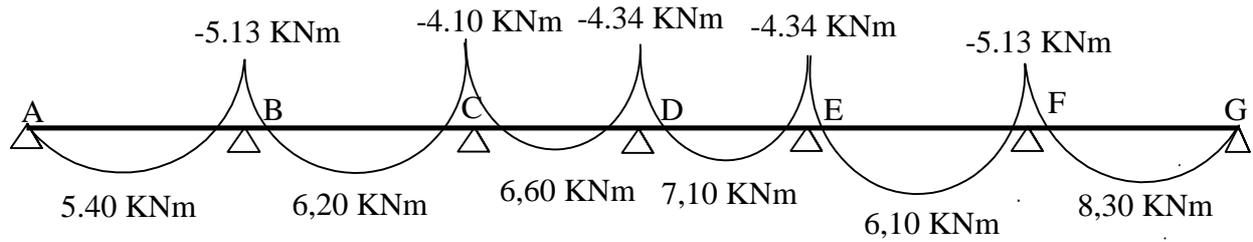
$$V_E = q_u \frac{l_5}{2} = 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_E = 11.73 \text{ KN}$$

$$V_F = 1.1 q_u \frac{l_5}{2} = 1.1 \cdot 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_F = 12.90 \text{ KN}$$

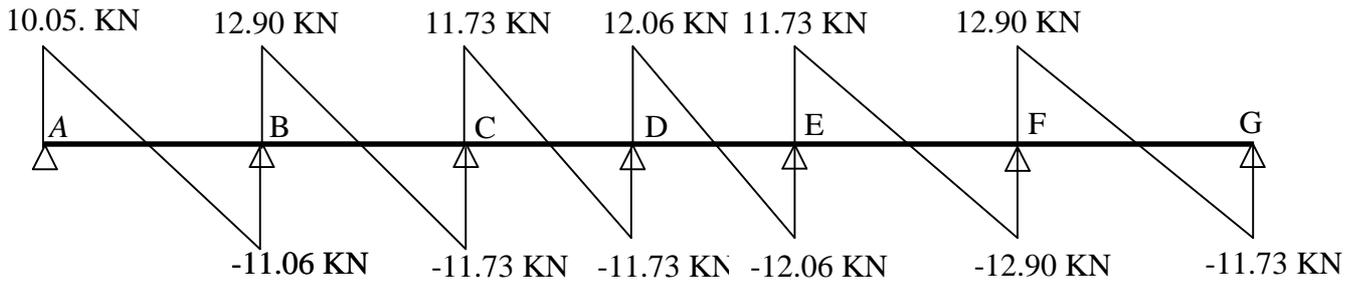
**Travée FG :**

$$V_F = 1.1 q_u \frac{l_6}{2} = 1.1 \cdot 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_F = 12.90 \text{ KN}$$

$$V_G = q_u \frac{l_6}{2} = 6.70 \times \frac{3.50}{2} \Rightarrow V_G = 11.73 \text{ KN}$$



**Fig.III.6. Diagramme des moments fléchissant.**



**Fig.III.7. Diagramme des efforts tranchants.**

➤ **Calcul à l'ELS :**

La valeur de la charge par mètre linéaire transmise aux poutrelles est donnée par :

$$q_s = 4.89 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul des moments isostatiques :**  $M_0 = (q_s \cdot l^2) / 8$  ;  $l$  : est la longueur de la travée

$$M_{01} = 4.89 \times (3.00)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 5.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 4.89 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{02} = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 4.89 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{03} = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 4.89 \times (3.60)^2 / 8 \Rightarrow M_{04} = 7.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = 4.89 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{05} = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = 4.89 \times (3.50)^2 / 8 \Rightarrow M_{06} = 7.49 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = -0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) \Rightarrow M_B = -0,5 M_{02} \Rightarrow M_B = -3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) \Rightarrow M_C = -0,4 M_{02} \Rightarrow M_C = -3.00 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \text{Max} (M_{03}, M_{04}) \Rightarrow M_D = -0,4 M_{04} \Rightarrow M_D = -3.17 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \text{Max} (M_{04}, M_{05}) \Rightarrow M_E = -0,4 M_{04} \Rightarrow M_E = -3.17 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,5 \text{Max} (M_{05}, M_{06}) \Rightarrow M_F = -0,5 M_{05} \Rightarrow M_F = -3.74 \text{ KN.m}$$

**Les Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.132$$

**Travée AB :**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 5.50 - (0 + 3.74) / 2 \Rightarrow M_t \geq 3.91 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.619 \cdot 5.50 \Rightarrow M_t \geq 3.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 4.00 \text{ KN.m}$

**Travée BC:**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 7.49 - (3.74 + 3.00) / 2 \Rightarrow M_t \geq 4.49 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 7.49 \Rightarrow M_t \geq 3.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 4.50 \text{ KN.m}$ .

**Travée CD:**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 7.49 - (3.00 + 3.17) / 2 \Rightarrow M_t \geq 4.78 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 7.49 \Rightarrow M_t \geq 3.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 4.80 \text{ KN.m}$ .

**Travée DE:**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 7.92 - (3.17 + 3.17) / 2 \Rightarrow M_t \geq 5.15 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 7.92 \Rightarrow M_t \geq 4.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 5.20 \text{ KN.m}$ .

**Travée EF:**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 7.49 - (3.74 + 3.17) / 2 \Rightarrow M_t \geq 4.41 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.519 \cdot 7.49 \Rightarrow M_t \geq 3.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 4.50 \text{ KN.m}$ .

**Travée FG:**

$$\begin{cases} (1): M_t \geq 1.05 \cdot 7.49 - (3.74 + 0) / 2 \Rightarrow M_t \geq 5.99 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \geq 0.619 \cdot 7.49 \Rightarrow M_t \geq 4.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 6.00 \text{ KN.m}$ .

**Les efforts tranchants**

$q_s = 4.89 \text{ KN/ml}$  est la charge qui revient à la poutrelle.

**Travée AB :**

$$V_A = q_s \frac{l_1}{2} = 4.89 \times \frac{3.00}{2} \Rightarrow V_A = 7.33 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 q_s \frac{l_1}{2} = 1.1 \cdot 4.89 \times \frac{3.00}{2} \Rightarrow V_B = 8.07 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.1q_s \frac{l_2}{2} = 1.1 \cdot 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_B = 9.41 \text{KN}$$

$$V_C = q_s \frac{l_2}{2} = 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_C = 8.56 \text{KN}$$

**Travée CD :**

$$V_C = q_s \frac{l_3}{2} = 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_C = 8.56 \text{N}$$

$$V_D = q_s \frac{l_3}{2} = 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_D = 8.56 \text{KN}$$

**Travée DE:**

$$V_D = q_s \frac{l_4}{2} = 4.89 \times \frac{3.6}{2} \Rightarrow V_D = 8.80 \text{N}$$

$$V_E = q_s \frac{l_4}{2} = 4.89 \times \frac{3.6}{2} \Rightarrow V_E = 8.80 \text{KN}$$

**Travée EF :**

$$V_E = q_s \frac{l_5}{2} = 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_E = 8.56 \text{N}$$

$$V_F = 1.1q_s \frac{l_5}{2} = 1.1 \cdot 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_F = 9.41 \text{KN}$$

**Travée FG :**

$$V_F = 1.1q_s \frac{l_6}{2} = 1.1 \cdot 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_F = 9.41 \text{N}$$

$$V_G = q_s \frac{l_6}{2} = 4.89 \times \frac{3.5}{2} \Rightarrow V_G = 8.56 \text{KN}$$

**III.3.4. Résultats des sollicitations de tous les types de poutrelles dans tous les planchers :****- Type 1 :**

A L'ELU

									
Planchers terrasse inaccessible	travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
	AB	3.00	6.70	7.54	-1.54	-5.13	5.40	10.05	11.06
	BC	3.50	6.70	10.26	-5.13	-4.10	6.20	12.90	11.73
	CD	3.50	6.70	10.26	-4.10	-4.34	6.60	11.73	11.73
	DE	3.60	6.70	10.85	-4.34	-4.34	7.10	12.06	12.06
	EF	3.50	6.70	10.26	-4.34	-5.13	6.10	11.73	12.90
	FG	3.50	6.70	10.26	-5.13	-1.54	8.30	12.90	11.73
	Plancher RDC, Etage 1 à 10	AB	3.00	6.07	6.83	-1.39	-4.65	4.90	9.11
BC		3.50	6.07	9.29	-4.65	-3.72	5.60	11.68	10.62
CD		3.50	6.07	9.29	-3.72	-3.93	6.00	10.62	10.62
DE		3.60	6.07	9.83	-3.93	-3.93	6.40	10.93	10.93
EF		3.50	6.07	9.29	-3.93	-4.65	5.50	10.62	11.68
FG		3.50	6.07	9.29	-4.65	-1.39	7.50	11.68	10.62

**Tableau III.1. Sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU.**

- à L'ELS

Plancher terrasse inaccessible	travée	L	$q_s$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$V_g$	$V_d$
	AB	3.00	4.89	5.50	-1.12	-3.74	4.00	7.33	8.07
	BC	3.50	4.89	7.49	-3.74	-3.00	4.50	9.41	8.56
	CD	3.5	4.89	7.49	-3.00	-3.17	4.80	8.56	8.56
	DE	3.6	4.89	7.92	-3.17	-3.17	5.20	8.80	8.80
	EF	3.5	4.89	7.49	-3.17	-3.74	4.50	8.56	9.41
	FG	3.5	4.89	7.49	-3.74	-1.12	6.00	9.41	8.56
	Plancher RDC, Etage 1 à 10	AB	3.00	4.39	4.94	-1.01	-3.36	3.60	6.58
BC		3.50	4.39	6.72	-3.36	-2.69	4.10	8.45	7.68
CD		3.50	4.39	6.72	-2.69	-2.84	4.30	7.68	7.68
DE		3.60	4.39	7.11	-2.84	-2.84	4.70	7.90	7.90
EF		3.50	4.39	6.72	-2.84	-3.36	4.00	7.68	8.45
FG		3.50	4.39	6.72	-3.36	-1.01	5.40	8.45	7.68

Tableau III.2. Sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELS.

- Type 2 :  
à l'ELU

Plancher Terrasse inaccessible	travée	L	$q_u$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$V_g$	$V_d$
	AB	3.00	6.70	7.54	-1.13	-5.14	5.40	10.06	11.06
	BC	3.5	6.70	10.27	-5.14	-5.14	5.70	12.90	12.90
	CD	3.5	6.70	10.27	-5.14	-1.54	8.30	12.90	11.73
Plancher RDC, Etage 1 à 10	AB	3.00	6.07	6.83	-1.02	-4.65	4.96	9.11	10.02
	BC	3.5	6.07	9.29	-4.65	-4.65	5.26	11.68	11.68
	CD	3.5	6.07	9.29	-4.65	-1.39	7.58	11.68	10.62

Tableau III.3. Sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELU.

à L'ELS



Plancher	travée	L	$q_s$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$V_g$	$V_d$
	terrasse inaccessible	AB	3.00	4.89	5.51	-0.83	-3.75	4.00	7.34
BC		3.5	4.89	7.49	-3.75	-3.75	4.20	9.42	9.42
CD		3.5	4.89	7.49	-3.75	-1.12	6.00	9.42	8.57
RDC, Etage 1 à 10	AB	3.00	4.39	4.94	-0.74	-3.36	3.60	6.58	7.24
	BC	3.5	4.39	6.72	-3.36	-3.36	3.81	8.45	8.45
	CD	3.5	4.39	6.72	-3.36	-1.01	5.49	8.45	7.68

Tableau III.4. Sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELS.

- Type 3 :

à L'ELU



Plancher	travée	L	$q_U$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$V_g$	$V_d$
	terrasse inaccessible	AB	3.5	6.70	10.27	-1.54	-6.16	7.70	11.73
BC		3.5	6.70	10.27	-6.16	-1.54	7.70	13.48	11.73
RDC, E 1 à 10	AB	3.5	6.07	9.29	-1.39	-5.57	7.12	10.62	12.22
	BC	3.5	6.07	9.29	-5.57	-1.39	7.12	12.22	10.62

Tableau III.5. Sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELU.

à L'ELS



Plancher	travée	L	$q_s$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$V_g$	$V_d$
	terrasse inaccessible	AB	3.5	4.89	7.49	-1.12	-4.49	5.70	8.57
BC		3.5	4.89	7.49	-4.49	-1.12	5.70	9.85	8.57
RDC, E 1 à 10	AB	3.5	4.39	6.72	-1.01	-4.03	5.15	7.68	9.85
	BC	3.5	4.39	6.72	-4.03	-1.01	5.15	8.83	8.57

Tableau III.6. Sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELS.

- Les sollicitations maximales

poutrelles	ELU	ELS
Planchers terrasse inaccessible	$M_t = 8.30 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -6.20 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.54 \text{ KN.m}$ $V_u = 13.48 \text{ KN}$	$M_t = 6.00 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -4.49 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.12 \text{ KN.m}$ $V_u = 9.85 \text{ KN}$
Plancher RDC, Etages 1 à 10	$M_t = 7.50 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -5.57 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.39 \text{ KN.m}$ $V_u = 12.22 \text{ KN}$	$M_t = 5.40 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -4.03 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.01 \text{ KN.m}$ $V_u = 8.83 \text{ KN}$

Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les poutrelles.

### III.3.5. Ferrailage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles du plancher terrasse. On utilise les sollicitations maximales pour le ferrailage.

#### Calcul à l'ELU

- Plancher terrasse inaccessible

Le calcul se fera pour une section en T.

#### En travée

$$M_t^{\max} = 8.30 \text{ KN.m} \quad ; \quad V^{\max} = 13.48 \text{ KN}$$

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2) \dots \dots \dots$  Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 59,10 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$  La table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre passe dans la table de compression, donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h = 65 \times 20$ .

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \times f_{bu} ; \quad d = 0.9 h$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.30 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0.0277 ; \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0277 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.035$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.177 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_t = M_t / z \times f_{st.} \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte donc :  $2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2$ .

#### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

**En appui intermédiaire :** Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$M_{ai} = -6,20 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 6,20 \times 10^{-3} / 0,10 \cdot (0,18)^2 \times 14,2 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.135$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - (1 - 2 \times 0,135)^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.182$$

$$z = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,182) \Rightarrow z = 0.167\text{m}$$

$$A_{ai} = 1.07\text{cm}^2.$$

On adopte donc : 1HA8+1HA10 = 1,29cm<sup>2</sup>.

#### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_{ai} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

#### En appui de rive

$$M_{ai} = -1,54 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 1,54 \times 10^{-3} / 0,10 \cdot (0,18)^2 \times 14,2 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0335$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - (1 - 2 \times 0,0335)^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$z = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,043) \Rightarrow z = 0.177\text{m}$$

$$A_{ai} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte donc : 1HA8 = 0.50cm<sup>2</sup>.

#### a) Vérification a l'ELU

##### • Cisaillement

$$V_u = 13.48\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13.48 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0.748\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

##### • Choix des armatures transversales

$$A_t = ? \quad S_t = ? \quad \text{On fixe les armatures transversales à deux } \Phi_6 \text{ d'où : } A_t = 2 \Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$$

Tel que le diamètre est choisit d'après la condition suivante:

$$\Phi_t \leq \min (h/35, b_0/10, \Phi_1^{\min}) = 7\text{mm.}$$

##### • L'espacement

$$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 154.57 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57\text{cm} \Rightarrow \text{on opte pour } St = 15\text{cm.}$$

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

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \Rightarrow b_1 = 0.275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0.88 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

### • Vérification à l'effort tranchant

Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) vis-à-vis de l'effort tranchant ( $V_u$ ) au niveau des appuis:

- Appuis de rives :

$$A_l \geq (\gamma_s \times V_u) / f_e \dots\dots\dots(\text{Art A.5.1,312 p56 règle de BAEL 91}).$$

$$(\gamma_s \times V_u) / f_e = (1.15 \times 13.48 \times 10^{-3}) / 400 = 3.87 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2HA10 + 2HA8 = 2.08 \text{ cm}^2 > 0,38 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaires :

$$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_{ap}}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} (13.48 \times 10^{-3} - \frac{6.20 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -0.71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{pas de vérification à faire.}$$

### • Vérification des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times St} = 0.0038 \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e} = 0.002 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

$K=1$  fissuration peu nuisible.

### • Vérification de la bielle dans le béton

La condition à vérifier est :  $V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$

$$a = 0.9 d = 0.162 \text{ m} ; V_u = 13.48 \text{ KN} < 108.13 \text{ KN}$$

### • Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis

$\tau_s < \tau_{adm} \dots\dots\dots ?$  avec :  $\tau_s = 0.6 \varphi^2 f_{t28}$  ;  $\varphi = 1.5$  pour les barres de haute adhérence (HA)

$$\tau_s = 2.83 \text{ Mpa} < \tau_{adm}$$

### b) Vérification des poutrelles à l'ELS

#### ▪ Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Avec :

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

- En travée

$$M_{ser}^t = 6.00 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Si :  $H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) < 0$  l'axe neutre passe par la nervure donc calcul pour une section en T

Si :  $H \geq 0$  l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  section rectangulaire (bxh)

$$H = \frac{0,65 \cdot (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,07 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 8,53 \cdot 10^{-5} > 0 \Rightarrow \text{section rectangulaire (bxh)}$$

La détermination de  $y$  pour une section se fait en résolvant l'équation suivante :

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

$$\frac{65}{2}y^2 + 15 \times 2.07 \times y - 15 \times 2.07 \times 18 = 0$$

$$32.5y^2 + 31.05y - 558.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 271.33$$

$$y = 3.69 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} \times (3.69)^3 + 15 \times 2.07 \times (18 - 3.69)^2 \Rightarrow I = 7446.90 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.00 \times 10^{-3}}{7446.90 \times 10^{-8}} \times 0.0369$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 2.97 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

– **En appuis intermédiaire**

$$M_{ser} = -4.49 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1.29 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = 24.91 \times 10^{-5} > 0 \text{ donc l'axe neutre passe par la table de compression}$$

⇒ Section rectangulaire (bxh)

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s \times y - 15A_s \times d = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 19.35y - 348.3 = 0$$

$$y = 3.00 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4938.75 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.49 \times 10^{-3}}{4938.75 \times 10^{-8}} \times 0.03 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

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

▪ **Etat limite de déformation**

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

▪ **Evaluation de la flèche**

**CBA 93 (Article B.6.5.1)**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{360} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.0625$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification à la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.72\text{cm}$$

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

$f_{ij}$  : 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).

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

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.19\text{Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} \Rightarrow E_v = 10721.4\text{Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.07 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \rho = 0.011$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 [A_s (\frac{h}{2} - d)^2 + A_s' (\frac{h}{2} - d')^2]$$

$$A_s' = 0 ; I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 [A_s (\frac{h}{2} - d)^2]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 [2.07 (\frac{20}{2} - 18)^2] \Rightarrow I_0 = 45320.53\text{cm}^4$$

### Caractéristiques de la section

$$y = 3.69\text{cm.}$$

$$E_i = 32164.19\text{Mpa}$$

$$E_v = 10721.4\text{Mpa}$$

$$I_0 = 45320.53\text{cm}^4 ; I = 744690\text{cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.011} \Rightarrow \lambda_i = 1.90$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 1.90 \Rightarrow \lambda_v = 0.76$$

**Evaluation des moments en travée**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 \Rightarrow q_{jser} = 1.852 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.53 \Rightarrow q_{gser} = 4.244 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times 7.53 \Rightarrow q_{pser} = 4.894 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 2.250 \text{ KN.m}; \quad M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 5.94 \text{ KN.m}$$

**Contraintes ( $\sigma_s$ )**

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 64.84 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 148.45 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 171.20 \text{ MPa}$$

**Inerties fictives (If)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.258;$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.618 \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.574$$

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

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow If_{ij} = 33453.61 \text{ cm}^4; \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow If_{ig} = 23846.06 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow If_{ip} = 22929.16 \text{ cm}^4; \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow If_{vg} = 34710.48 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.250 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 33453.61 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{5.15 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 23846.06 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{5.94 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 22929.16 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 1,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{5.15 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 10721,4 \times 34710.48 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 1,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = (1.79 - 0.27 + 1.04 - 0.87) \times 10^{-3} \Rightarrow \Delta f_t = 1,69 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.169 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Le tableau suivant résume les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages :

poutrelles	nature	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible (type 1, 2 et 3)	travée	8.30	0.0277	0.035	0.177	1.35	1.41	2T10+1T8=2.07
	App (inter)	-6.20	0.135	0.182	0.167	1.07	0.217	1T10+1T8=1.29
	App (rive)	-1.54	0.0335	0.043	0.177	0.25	0.217	1T8=0.50
Plancher RDC, étage courant 1 à 10 (types 1, 2 et 3)	travée	7.50	0.025	0.032	0.177	1.22	1.41	2T10+1T8=2.07
	App (inter)	-5.57	0.0186	0.023	0.178	0.90	0.217	1T10+1T8=1.29
	App (rive)	-1.39	0.0046	0.0057	0.179	0.22	0.217	1T8=0.50

Tableau III.8. Ferrailage des poutrelles de différents étages.

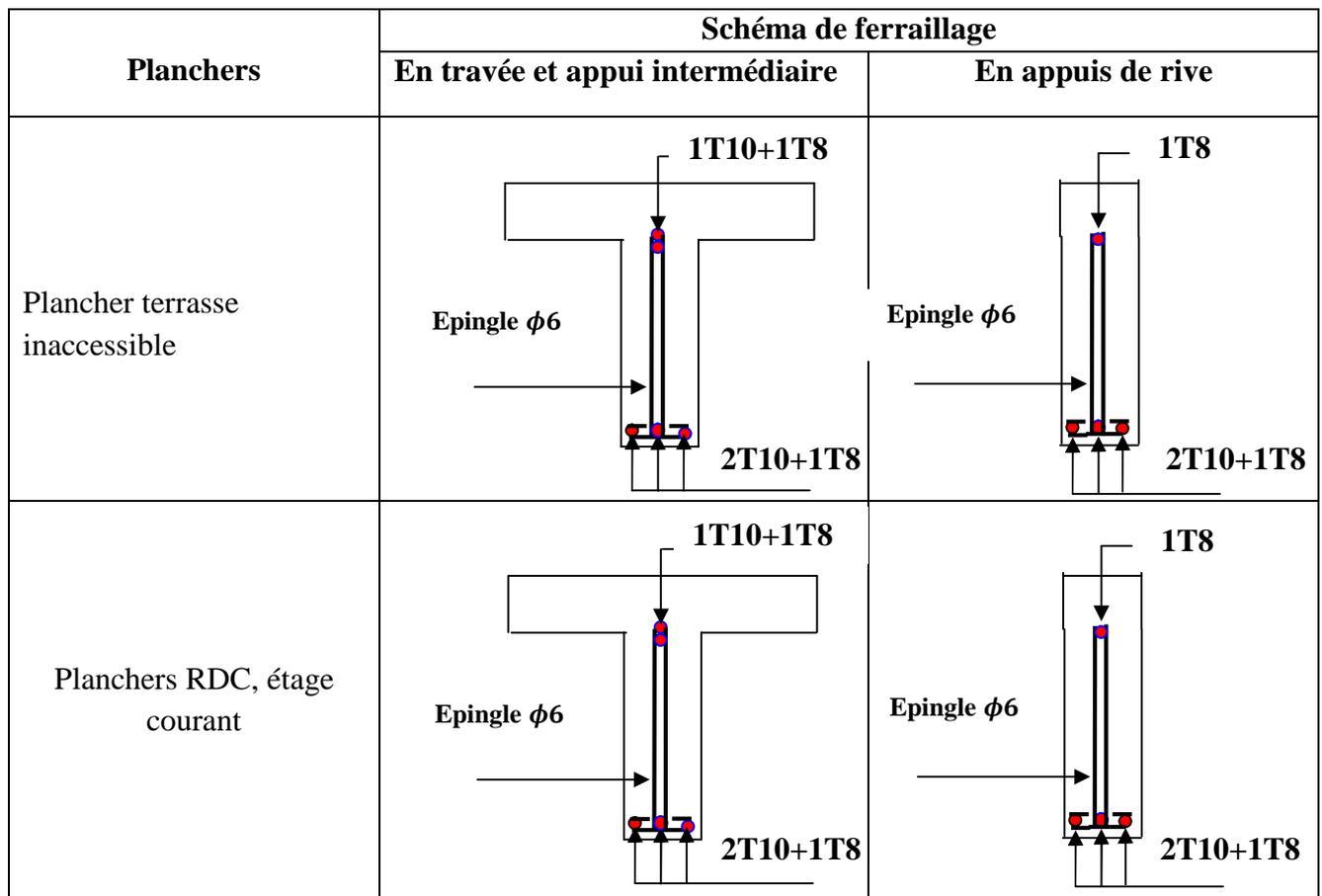


Fig.III.8. Schémas de ferrailage des poutrelles.

### III.3.6. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est une aire plane en béton coulée sur place, armée par des treillis soudés composée de deux nappes, une perpendiculaire au sens des poutrelles et l'autre dans le sens parallèle totalement ancrés dans les appuis de rive. Elle est calculée comme suit :

▪ **Les armatures perpendiculaires aux sens des poutrelles**

$b = 65\text{cm} \in [50, 80]\text{cm}$  ;  $f_c$  : pour les ronds lisses = 235Mpa

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_c} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**CBA 93**

**(B.6.8.4.2.3)**

▪ **Les armatures parallèles aux poutrelles**

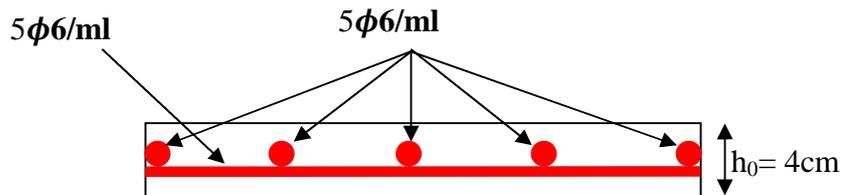
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.11}{2} \Rightarrow A_{//} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

$$A_{//} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

On prend un treillis soudé  $\phi 6 (20 \times 20) \text{ cm}^2$



**Fig.III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.**

### III.4. Etude des dalles pleines

Dans le cas de notre ouvrage on a quatre types de dalles, à savoir :

1. dalle en console.
2. dalle sur deux appuis.
3. dalle sur trois appuis.
4. dalle sur quatre appuis.

#### III.4.1 Dalle en console :

Charge permanente :  $G = 4.60 \text{ KN/m}^2$

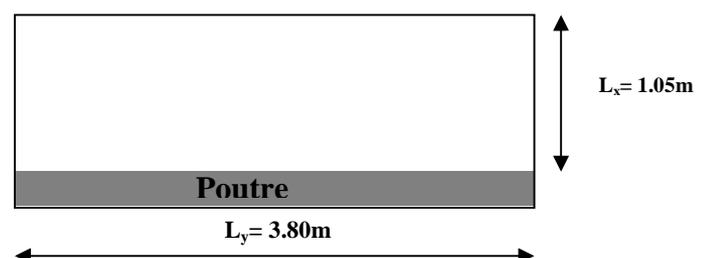
Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

#### 1. Evaluation des charges et surcharges

$G = 4.60 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ ;  $h = 12 \text{ cm}$

$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 11.46 \text{ KN/ml}$

$q_s = G+Q \Rightarrow q_s = 8.10 \text{ KN/ml}$



**Fig. III.10. Schéma de la dalle en console.**

## 2. Calcul des sollicitations

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = \frac{11.46 \times (1.05)^2}{2} \Rightarrow M_u = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l_x = 11.46 \times 1.05 \Rightarrow V_u = 12.03 \text{ KN}$$

## 3. Calcul à l'E.L.U

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (bxh).

Avec : b = 100cm ; h = 12cm ; d = 10cm ;

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
6.32	0.044	0.056	0.097	1.87	1.21	4HA10 = 3,14

Tableau III.9. Ferrailage de la dalle en console.

### ➤ Calcul des armatures transversales

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t \geq \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_t \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

### ➤ Espacement des barres

Armatures longitudinales :  $S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$  Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

## 4. Vérification à l'E.L.U

### ➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.21 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### ➤ L'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{12.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.120 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### ➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow (12.03 \times 10^{-3} - \frac{6.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.10}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.67 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots \text{vérifiée}$$

## 5. Vérification à l'E.L.S

$$q_s = 8,10 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l_x^2}{2} = \frac{8.10 \times (1.05)^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 4.46 \text{ KN.m}$$

### • Vérification de l'état limite de compression du béton

$$M_{ser} = 4,46 \text{ kN.m}; \quad A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad y = ? , \quad I = ?$$

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

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

On trouve :  $y = 2.63\text{cm}$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.63^3 + 15 \times 3.14(10 - 2.63)^2$$

$$I = 3164.71\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.46 \times 10^{-3} \times 0.0263}{3164.71 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.71MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \text{vérifiée}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}})\right] = 240MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{4.46 \times 10^{-3}}{3164.71 \times 10^{-8}} \times (0.10 - 0.0263) = 155.79MPa < \overline{\sigma}_s = 240MPa \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'état limite de déformation**

On doit vérifier les conditions suivantes :

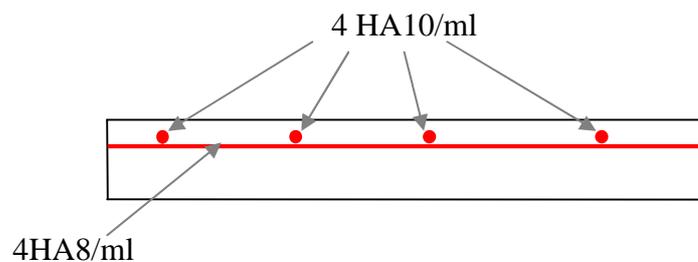
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.114 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.114 > 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

## 6. Schéma de ferrailage



**Fig. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle en console.**

### III.4.2 Dalle pleine sur deux appuis

$$l_x = 1.05m; l_y = 2.70m$$

#### 1. Evaluation des charges

$$G = 4.60\text{KN/m}^2; Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'E.L.U: } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.46\text{KN/m}$$

$$\text{A l'E.L.S: } q_s = G + Q = 8.10\text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{105}{270} = 0.38 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.

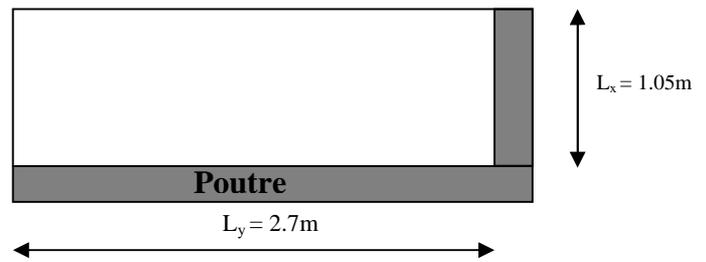


Fig. III.12. Dalle sur deux appuis.

#### 2. Calcul à l'E.L.U

##### ➤ Calcul des moments :

$$M_{0x} = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = 1.58\text{KN.m}$$

$$M_{0y} \ll M_{0x} \Rightarrow M_y = 0\text{KN.m}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, h = 12cm (épaisseur de la dalle)

##### ▪ Moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times (1.58) = 1.34\text{KN.m}$$

##### ▪ Moments en appui :

$$M_x^a = -0.4 \times M_{0x} = -0.4 \times (1.58) = -0.63\text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 6.02\text{KN.m}$$

##### ➤ Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) = (1 x 0.12) m<sup>2</sup> ; d = 10cm.

##### ▪ En travée :

###### - Sens xx

$$M_x^t = 1.34\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times (d_x)^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{1 \times (0.10)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.009 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.011$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.099\text{m}$$

$$A_t = M_x^t / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 0.39\text{cm}^2.$$

##### ▪ En appui :

###### - Sens xx

$$M_x^a = -0.63\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times (d_x)^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.63 \times 10^{-3}}{1 \times (0.10)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0044 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.0055$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.099\text{m}$$

$$A_t = M_x^a / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 0.18 \text{cm}^2.$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant:

	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adop}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	1,34	0,009	0,011	0,099	0,39	0.96	4HA10 = 3,14
appui	0,63	0,0044	0,0055	0,099	0,18	0.96	4HA10 = 3,14

**Tableau III.10. Ferrailage de la dalle sur deux appuis.**

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.7856 \text{cm}^2 / \text{ml}; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ **Calcul des espacements**

Armatures longitudinales :  $S_{tx} = \min(33\text{cm}, 3 \times e) = 33\text{cm}$  ; Soit:  $S_{tx} = 20\text{cm}$ .

Armatures transversales :  $S_{ty} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = 45\text{cm}$  ; Soit:  $S_{ty} = 20\text{cm}$ .

➤ **Vérifications à l'E.L.U**

**a. La condition de non fragilité**

$$e = 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0.38 < 0,4 \Rightarrow A_{x_{min}} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_{x_{min}} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{cm}^2 / \text{ml} < A_{x_{calculé}} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **L'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{6.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.60\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(6.02 \times 10^{-3} - \frac{1.34 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.10}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -0.25 \text{cm}^2 < 0 \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérifications à l'E.L.S**

$$q_s = 8,10 \text{KN/ml}$$

$$M_{0x}^{ser} = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{8.10 \times (1.05)^2}{8} \Rightarrow M_{ser} = 1.12 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tx}^{ser} = 0,85.M_{0x}^{ser} = 0.95 \text{Kn.m} \\ M_{ax}^{ser} = -0,4.M_{0x}^{ser} = -0.45 \text{Kn.m} \end{cases}$$

Le balcon se situe à l'extérieur  $\Rightarrow$  Fissuration nuisible, donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ ).

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$M_{tx}^{ser} = 0,95kN.m$ ;  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/ml$ ;  $y = ?$ ,  $I = ?$

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

**Calcul de y :**

$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$

On trouve :  $y = 2.63cm$

**Calcul de I :**

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.63^3 + 15 \times 3.14(10 - 2.63)^2$

$I = 3164.71cm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.95 \times 10^{-3} \times 0.0263}{3164.71 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.79MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \text{vérifiée}$

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \times (d_x - y) \leq \overline{\sigma}_s$ ; avec :  $\overline{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}})] = 240MPa$

$\sigma_s = 15 \cdot \frac{0.95 \times 10^{-3}}{3164.71 \times 10^{-8}} \times (0.10 - 0.0263) = 33.18MPa < \overline{\sigma}_s = 240MPa \dots \text{vérifiée}$

• **Vérification de l'état limite de déformation**

On doit vérifier les conditions suivantes :

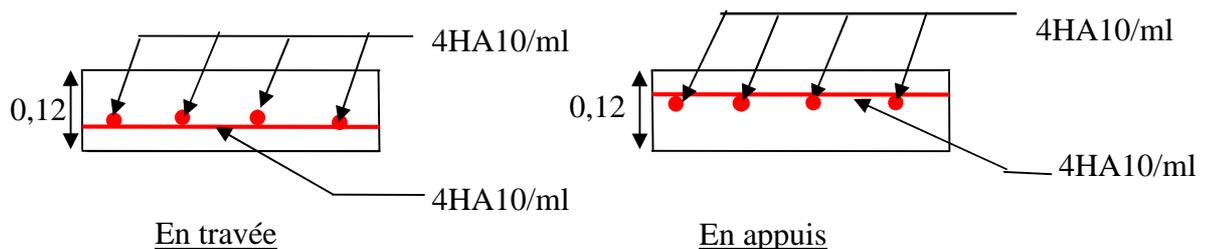
$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.114 > 0.0625 \dots \text{vérifiée}$

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{10 \times M_{0x}} \Rightarrow 0.114 > 0.084 \dots \text{vérifiée}$

$\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.0105 \dots \text{vérifiée}$

Les conditions de flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**3. Schéma de ferrailage**



**Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.**

### III.4.3. Dalles pleines sur trois appuis

#### - Type 01 (10<sup>ème</sup> étage)

$G = 4.60 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ ;  $h = 12 \text{ cm}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.45 > 0.4$  la dalle porte dans les deux sens.

#### a) Calcul des sollicitations

$p_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow p_u = 11.46 \text{ KN/ml}$

$p_s = G + Q \Rightarrow p_s = 8.10 \text{ KN/ml}$

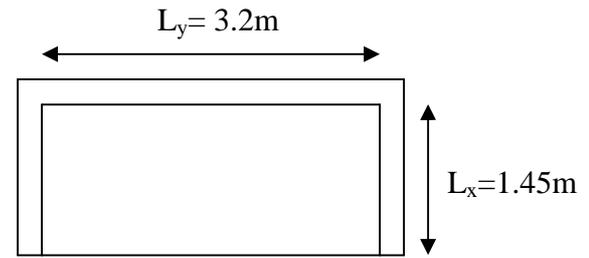


Fig.III.14. Dalle sur trois appuis  
Type 01

#### b) Calcul a l'ELU

##### Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \begin{cases} l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : } \begin{cases} l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$l_x = 1.45 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.6 \text{ m}$  , donc on est dans le 2<sup>ème</sup> cas.

$$M_x = 11.46 \times \frac{3.2 \times (1.45)^2}{2} - 11.46 \times \frac{2 \times (1.45)^3}{3} \Rightarrow M_x = 15.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 11.46 \times \frac{(1.45)^3}{6} = 5.82 \text{ KNm}$$

#### Le moment en travée :

$$M_{t_x} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{t_x} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{t_y} = 4.95 \text{ KN.m}$$

#### Le moment en appuis :

$$M_a = 0.3 M_x \Rightarrow M_a = 4.58 \text{ KN.m}$$

#### L'effort tranchant :

$$V_{\max} = p_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{p}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 6.78 \text{ KN.}$$

#### ▪ Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera Pour une bande de 1 m à la flexion simple.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm. Soit } \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Le sens x-x : } d_x = h - \frac{\Phi}{2} - e \Rightarrow d_x = 9.4 \text{ cm}$$

Le sens y-y :  $d_y = d_x - \Phi \Rightarrow d_y = 8.2 \text{ cm}$

• **En travée**

**Sens x-x**

$$M_{tx} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d_x^2 \times f_{bu}} = 0.103$$

$$\mu_{bu} = 0.103 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.136$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.088 \text{ m.}$$

$$A_t = M_{tx} / z \times f_t \Rightarrow A_t = 4.23 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte pour } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

**Espacement:**  $St \leq \text{Min} (45\text{cm}, 4.h) = 45\text{cm}$

$$St = 20\text{cm.}$$

**Sens y-y**

$$M_{ty} = 4.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d_y^2 \times f_{bu}} = 0.051$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.065$$

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

$$A_t = M_{ty} / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 1.80 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte pour } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

**Espacement:**  $St \leq \text{Min} (33\text{cm}, 3h) = 33\text{cm} \Rightarrow St = 20\text{cm.}$

• **En appuis**

$$M_a = 4.58 \text{ KN.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.032 ; \quad \alpha = 0.04$$

$$z = 0.098 \text{ m} \Rightarrow A_a = 1.34 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte pour } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

**c) Vérifications à l'ELU**

**- Condition de non fragilité**

**Sens x-x**

$$A_{\min} = \alpha_0 \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \left( \frac{3 - 0.45}{2} \right) 100 \times 12 \Rightarrow A_{\min} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.22 \text{ cm}^2 < A_{\text{opt}} = 4.71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

**Sens y-y**

$$A_{\min} = \alpha_0 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 < A_{\text{opt}} = 3.93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

**- L'effort tranchant**

$$V_u = 6.78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{6.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.067 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**d) Vérifications à l'ELS**

$$M_{xser} = 8.1 \times \frac{3.2 \times (1.45)^2}{2} - 8.1 \times \frac{2 \times (1.45)^3}{3} \Rightarrow M_{xser} = 10.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_{ser}} = 8.1 \times \frac{(1.45)^3}{6} \Rightarrow M_{y_{ser}} = 4.11 \text{ KNm}$$

**Le moment en travée :**  $M_{t_x} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{t_x} = 9.17 \text{ KN.m}$

$$M_{t_y} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{t_y} = 3.50 \text{ KN.m}$$

**Le moment en appuis :**  $M_a = 0.3 M_x \Rightarrow M_a = 3.23 \text{ KN.m}$

• **La contrainte dans le béton**

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

**En travées :**

**Sens x-x**

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

$$\Rightarrow y = 3.00 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11380.71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 7.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

**Sens y-y**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.57 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2434.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^y = 3.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

**En appuis :**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.63 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3164.71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^y = 2.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

• **La contrainte limite dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}; 150\eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

**En travées :**

**Sens x-x**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{9.17 \times 10^{-3}}{3793.82 \times 10^{-8}} \times (9.4 - 3) \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_s = 232.04 \text{ Mpa} < 240 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérfiée}$$

**Sens y-y**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.50 \times 10^{-3}}{2434.35 \times 10^{-8}} \times (8.2 - 2.57) \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_s = 121.42 \text{ Mpa} < 240 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérfiée}$$

**En appuis :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.23 \times 10^{-3}}{3164.71 \times 10^{-8}} \times (10 - 2.63) \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_s = 112.83 \text{ Mpa} < 240 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérfiée}$$

- **La flèche**

**Sens x-x**

$$\frac{h_t}{l_x} = 0.0827 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = 0.0827 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.005 \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

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

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible :  $f_{adm} = 145/500 = 0.29 \text{cm}$ .

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1 \times 0.094} = 0.005.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} \Rightarrow \lambda_i = 4.2 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.68 \quad ; \quad \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left( \frac{h}{2} - d_x \right)^2$$

$$I_0 = 15216.71 \text{cm}^4$$

Calcul de  $\sigma_s$  :

$\sigma_s$  : contraint de traction effective de l'armature pour le cas de charge considérée.

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) ; \text{ avec } n = 1$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; \quad M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; \quad M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 1 \times G$  : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$q_{jser} = 1 \times 3.00 = 3.00 \text{KN/ml}$$

$q_{gser} = 1 \times G$  : La charge permanente.

$$q_{gser} = 1 \times 4.60 = 4.60 \text{ KN/ml}$$

$q_{pser} = 1 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 1 \times 8.10 = 8.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 3.39 \text{KN.m}; \quad M_{gser} = 5.21 \text{KN.m}; \quad M_{pser} = 9.17 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_s^j = 85.78 \text{Mpa.}; \quad \sigma_s^g = 131.83 \text{ Mpa.}; \quad \sigma_s^p = 232.04 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.036 ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.224$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.454$$

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

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{ij} = 14539.94 \text{cm}^4 ; I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8624.47 \text{cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{ip} = 5758.35 \text{cm}^4 ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg} = 12161.69 \text{cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{MPa}$$

$$f_{ji} = \frac{3.39 \times 10^{-3} \times 1.45^2}{10 \times 32164.2 \times 14539.94 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.152 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{5.21 \times 10^{-3} \times 1.45^2}{10 \times 32164.2 \times 8624.47 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.394 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.17 \times 10^{-3} \times 1.45^2}{10 \times 32164.2 \times 5758.35 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 1.040 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{5.21 \times 10^{-3} \times 1.45^2}{10 \times 10721.4 \times 12161.69 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.840 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (0.840 - 0.152 + 1.040 - 0.394) \times 10^{-3} = 1.334 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$\Delta f = 0.133 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.29 \text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

### Sens y-y

$$\rho = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.082} = 0.0047 ; \lambda_i = 4.46 ; \lambda_v = 1.78 ;$$

$$\frac{h_t}{ly} = 0.0375 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{ly} = 0.0375 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0047 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

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

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

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible :  $f_{adm} = 320/500 = 0.64 \text{cm}$

$$\rho = 0.0047$$

$$I_0 = 14685.32 \text{cm}^4$$

$$M_{jser} = 1.29 \text{KN.m}; \quad M_{gser} = 1.99 \text{KN.m}; \quad M_{pser} = 3.50 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_s^j = 44.75 \text{Mpa}; \quad \sigma_s^g = 69.03 \text{Mpa} ; \quad \sigma_s^p = 121.42 \text{Mpa.}$$

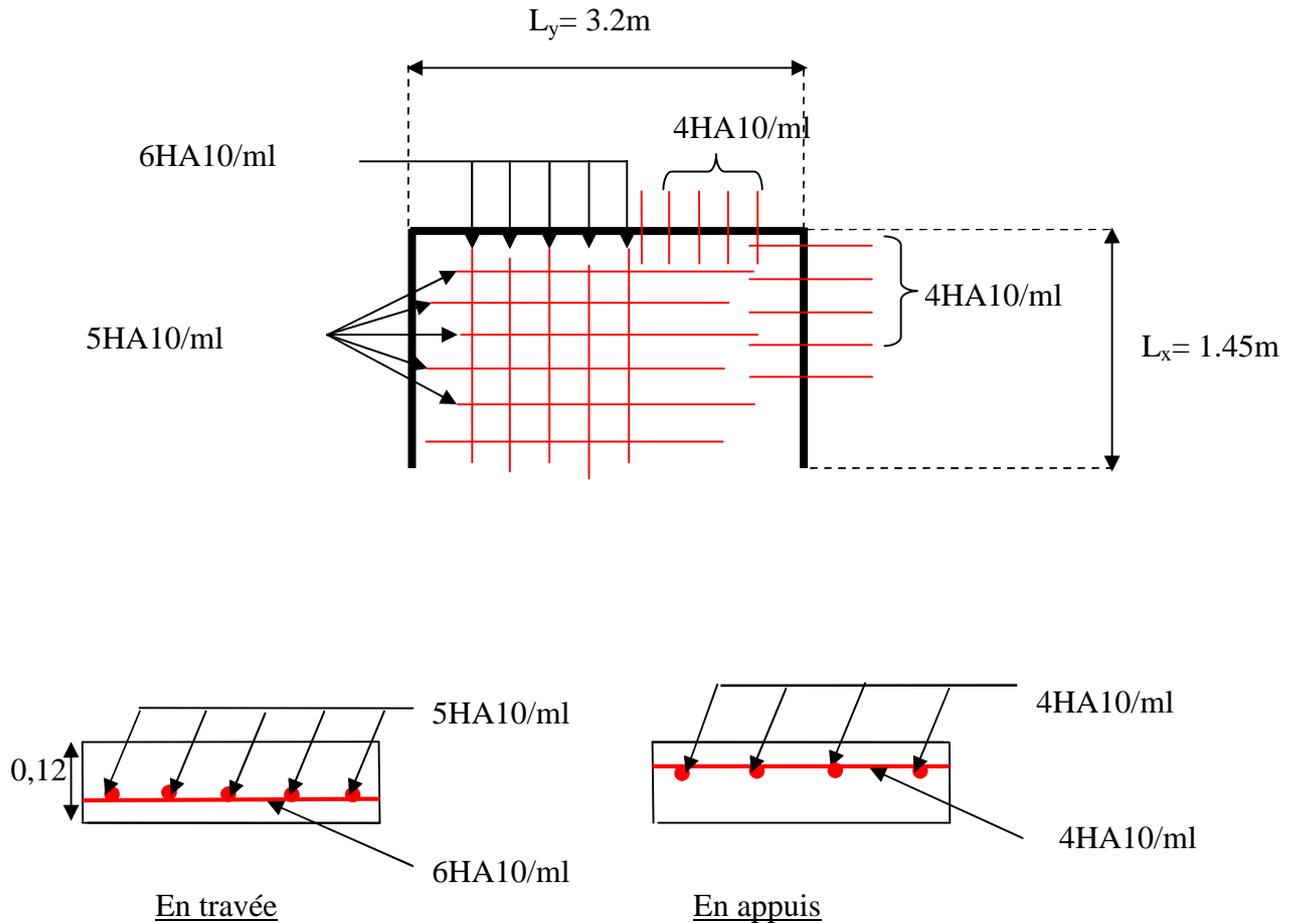
$$\mu_j = -0.249; \mu_g = -0.081; \mu_p = 0.161.$$

$$I_{ij} = 16153.85 \text{cm}^4; \quad I_{ig} = 16153.85 \text{cm}^4; \quad I_{ip} = 9402.37 \text{cm}^4; \quad I_{vg} = 16153.85 \text{cm}^4.$$

$$f_{ji} = 0.254 \times 10^{-3} \text{m}; \quad f_{gi} = 0.392 \times 10^{-3} \text{m}; \quad f_{pi} = 1.185 \times 10^{-3} \text{m}; \quad f_{vg} = 1.176 \times 10^{-3} \text{m.}$$

$$\Delta f_t = (1.176 - 0.254 + 1.185 - 0.392) \times 10^{-3} = 1.715 \times 10^{-3} \text{m.}$$

$\Delta f = 0.171cm \leq f_{adm} = 0.64cm$  .....C'est vérifié.



**Fig .III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis type 1.**

- **Type 02** (étage 4 à 10)

$G = 4.60 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$h = 12 \text{ cm}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.44 > 0.4$  la dalle porte dans les deux sens.

**Calcul des sollicitations**

$p_u = 1.35G + 1.5Q = 11.46 \text{ KN/ml}$

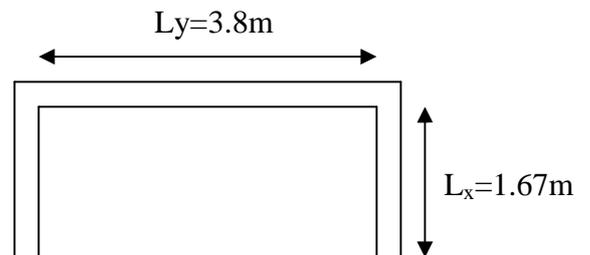
$p_s = G+Q = 8.10 \text{ KN/ml}$

on a :  $l_x = 1.67m < \frac{L_y}{2} = 1.9m \Rightarrow 2^{\text{ème}}$  cas

$$\text{d'où : } \begin{cases} M_{0x} = 25.14\text{KN.m} \\ M_{0y} = 8.89\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 21.37\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 7.56\text{KN.m} \end{cases}$$

En appuis:  $M_{app} = 0.3M_x = 7.54\text{KN.m}$

$$V_{max} = p_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{p}{2}} \Rightarrow V_{max} = 7.84 \text{ KN}$$



**Fig .III.16. Dalle sur trois appuis Type 02**

## Calcul à l'ELU

	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> )	$S_t$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	21.37	0.150	0.204	0.091	6.75	1.23	9HA10=7.07	10
Sens yy	7.56	0.065	0.084	0.086	2.53	1.23	4HA10=3.14	25
appuis	7.54	0.053	0.068	0.097	2.23	1.23	4HA10=3.14	25

Tableau III.11. Ferrailage de la dalle pleine type 2.

## • Vérification à l'ELU

	$\phi$ (mm)	$S_t$ (cm)	V (KN)	$\tau_U$ (MPa)	$\tau_U^{adm}$ (MPa)	observation
Sens-xx	10≤12	10<33	7.84	0.078	1.25	vérifié
Sens-yy	10≤12	25<45	17.84	0.198	1.25	vérifié

Tableau III.12. Vérification à l'ELU de la dalle pleine type 2.

## • Vérification a l'ELS

$$P_s=8.10\text{kn/ml}$$

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s^{adm}$ (MPa)	observation
Sens-xx	15.10	3.66	5897.00	9.37	15	243.51	240	Non Vérifiée
Sens-yy	3.30	3.05	5608.7	1.80	15	208.01	240	Vérifiée
appuis	5.33	2.63	3164.70	4.43	15	186.19	240	vérifiée

Tableau III.13. Vérification à l'ELS de la dalle pleine type 2.

En travée dans le sens (xx), on augmente la section d'acier afin de vérifier  $\sigma_s$  et donc on a :

$$A_x^t = 10\text{HA}10 = 7.85\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow y = 3.82\text{cm} ; I = 6355.25\text{cm}^4 ; \sigma_{bc} = 9.07\text{Mpa} ; \sigma_s = 220.25\text{Mpa}$$

• Etat limite d'ouverture des fissures **BAEL91 (Art. B. 7. 5)**

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

• Etat limite de déformation **BAEL91 (Art. B. 7. 5)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire.

Sens x-x

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0718 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.0718 < 0.0849 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0078 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> condition de flèche n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

q <sub>serj</sub>	q <sub>serg</sub>	q <sub>serp</sub>	M <sub>serj</sub>	M <sub>serg</sub>	M <sub>serp</sub>	f <sub>ij</sub> (m)	f <sub>ig</sub> (m)	f <sub>ip</sub> (m)	f <sub>vg</sub> (m)	Δ <sub>f</sub> (m)
3,00	4,60	8,10	5,59	8,58	15,10	0,421.10 <sup>-3</sup>	0,847.10 <sup>-3</sup>	1,891.10 <sup>-3</sup>	1,761.10 <sup>-3</sup>	2,384.10 <sup>-3</sup>

**Tableau III.14. Évaluation de la flèche suivant le sens xx.**

La flèche admissible : f<sub>adm</sub> = 167/500 = 0.334cm  
 Δ<sub>f</sub> = 2,384 .10<sup>-3</sup> m = 0.238cm < f<sub>adm</sub> = 0.334cm.....vérifiée.

**Sens y-y :**

$$\frac{h}{l_y} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0315 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.0315 < 0.0850 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0034 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La 1<sup>er</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition de flèche ne sont pas vérifiés, donc la vérification de la flèche est nécessaire

q <sub>serj</sub>	q <sub>serg</sub>	q <sub>serp</sub>	M <sub>serj</sub>	M <sub>serg</sub>	M <sub>serp</sub>	f <sub>ij</sub> (m)	f <sub>ig</sub> (m)	f <sub>ip</sub> (m)	f <sub>vg</sub> (m)	Δ <sub>f</sub> (m)
3.00	4,60	8,10	1.98	3,03	5,34	0,545.10 <sup>-3</sup>	0,875.10 <sup>-3</sup>	3,774.10 <sup>-3</sup>	2,551.10 <sup>-3</sup>	4,905.10 <sup>-3</sup>

**Tableau III.15. Évaluation de la flèche suivant le sens yy.**

La flèche admissible : f<sub>adm</sub> = 380/500 = 0.76cm  
 Δ<sub>f</sub> = 4,905 .10<sup>-3</sup> m = 0.490cm < f<sub>adm</sub> = 0.760cm.....vérifiée.

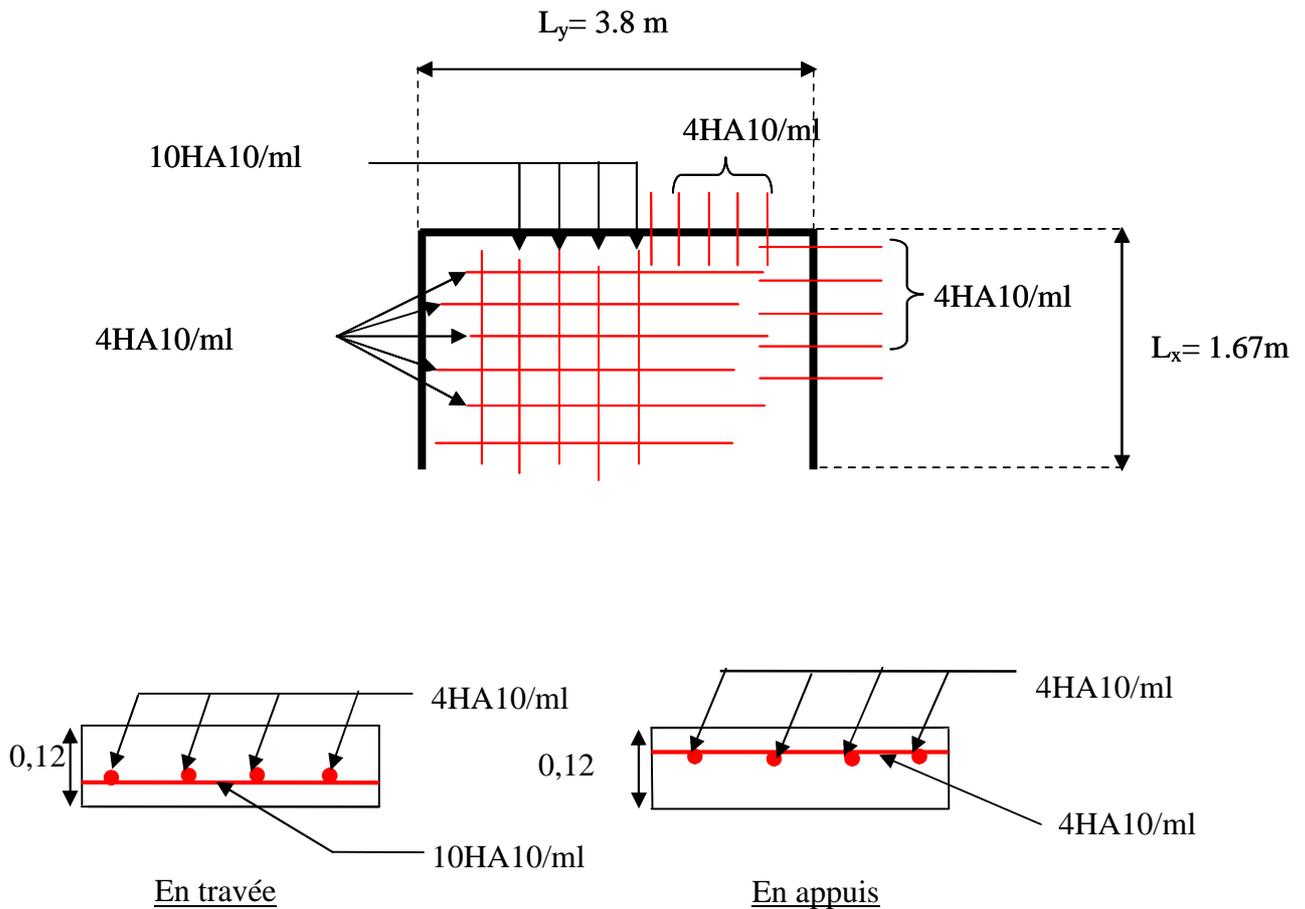


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis type 2.

**-Type 03** (RDC, étage 1 à 10)

$G = 4.60 \text{ KN/m}^2$

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

$h = 12 \text{ cm}$

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.26 < 0.4$  la dalle porte dans un seule sens.

**Calcul des sollicitations**

$p_u = 1.35G + 1.5Q = 11.46 \text{ KN/m}^2$

$p_s = G+Q = 8.10 \text{ KN/m}^2$

on a :  $l_x = 0.85\text{m} < \frac{Ly}{2} = 1.6\text{m} \Rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ cas}$

d'où :  $\begin{cases} M_{0x} = 8.55\text{KN.m} \\ M_{0y} = 1.17\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 7.27\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 0.99\text{KN.m} \end{cases}$

En appuis:  $M_{app} = 0.3M_x = 2.56\text{KN.m}$

$V_{\max} = p_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{p}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 4.31 \text{ KN}$

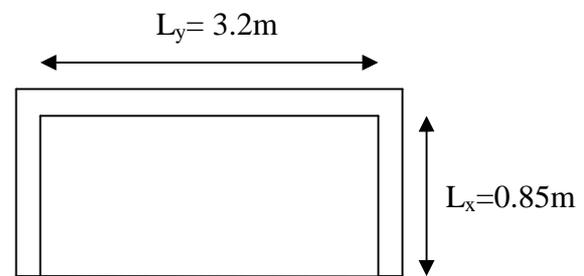


Fig. III.18. Dalle sur trois appuis Type 03.

**Calcul à l'ELU**

	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> )	$S_t$ (cm <sup>2</sup> )
Sens-xx	7.27	0.051	0.065	0.097	2.15	0.96	4HA10=3.14	25
Sens-yy	0.99	0.008	0.010	0.089	0.32	0.96	3HA10=2.36	30
appuis	02.56	0.018	0.022	0.099	0.74	0.96	3HA10=2.36	30

**Tableau III.16. Ferrailage de la dalle pleine type 3.**

- **Vérification à l'ELU**

	$\phi$ (mm)	$S_t$ (cm)	V (KN)	$\tau_U$ (Mpa)	$\tau_U^{adm}$ (Mpa)	observation
Sens-xx	$10 \leq 12$	$25 < 33$	4.31	0.043	1.25	vérifié
Sens-yy	$10 \leq 15$	$30 < 45$	16.23	0.180	1.25	vérifié

**Tableau III.17. Vérification à l'ELU de la dalle pleine type 3.**

- **Vérification à l'ELS**

$$P_s=8.10\text{kn/ml}$$

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_s^{adm}$ (Mpa)	observation
Sens-xx	5.14	2.63	3164.71	4.27	15	179.55	240	vérifié
Sens-yy	0.70	2.19	1991.83	0.77	15	35.90	240	vérifié
Appuis	01.81	2.33	2504.18	1.68	15	83.16	240	vérifié

**Tableau III.18. Vérification à l'ELS de la dalle pleine type 3.**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire.

**Sens x-x**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.1411 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.1411 > 0.0850 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans le sens xx.

**Sens y-y**

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}} \Leftrightarrow 0.0375 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}} \Leftrightarrow 0.0375 < 0.0843 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$$

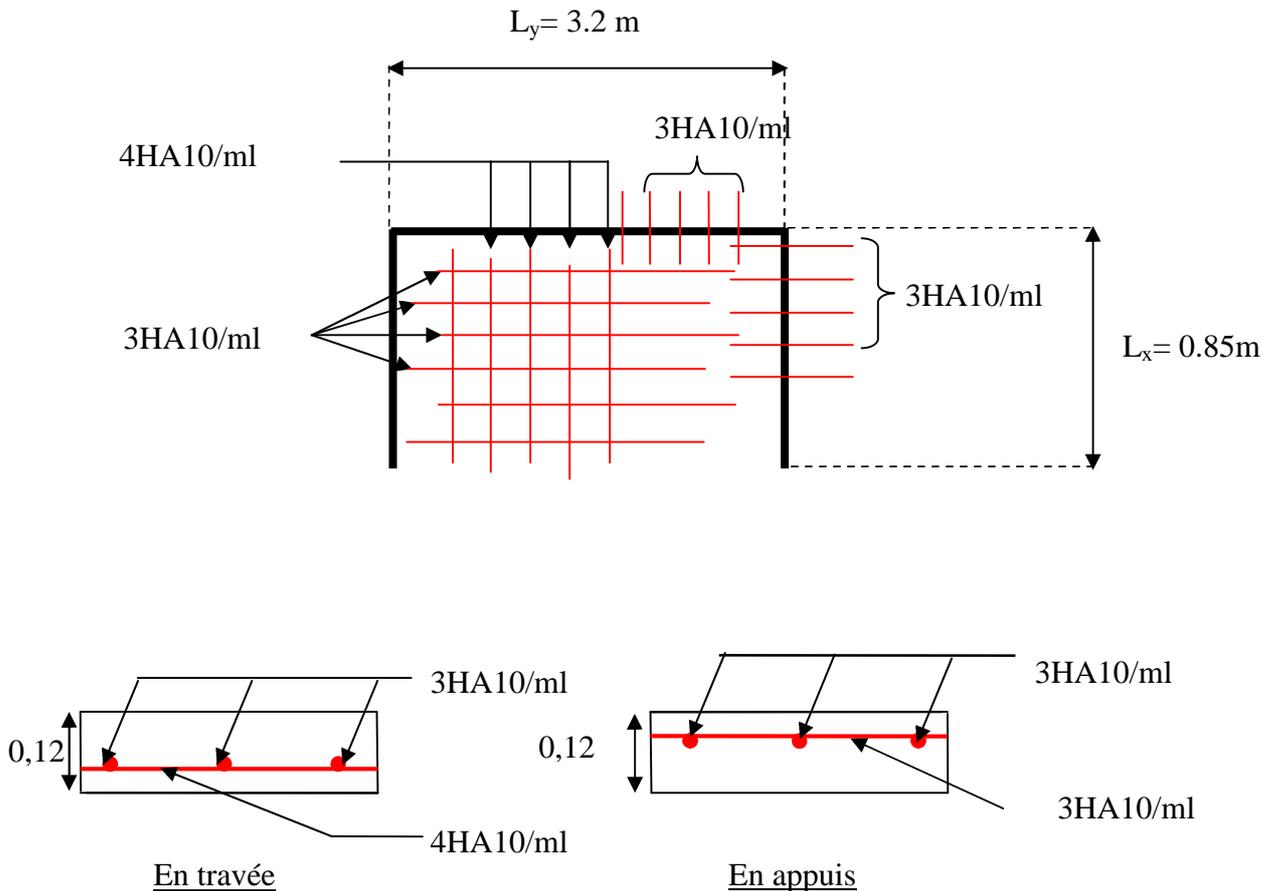
$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0026 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La 1<sup>er</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition de flèche ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

q <sub>serj</sub>	q <sub>serg</sub>	q <sub>serp</sub>	M <sub>serj</sub>	M <sub>serg</sub>	M <sub>serp</sub>	f <sub>ij</sub> (m)	f <sub>ig</sub> (m)	f <sub>ip</sub> (m)	f <sub>vg</sub> (m)	Δ <sub>f</sub> (m)
3,00	4,60	8,10	0,26	0,40	0,70	0,051.10 <sup>-3</sup>	0,078.10 <sup>-3</sup>	0,137.10 <sup>-3</sup>	0,235.10 <sup>-3</sup>	0,243.10 <sup>-3</sup>

**Tableau III.19. Évaluation de la flèche suivant le sens yy.**

La flech admissible :  $f_{adm} = 320/500 = 0.64\text{cm}$   
 $\Delta_f = 0,243 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.0243\text{cm} < f_{adm} = 0.64\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$



**Fig .III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis type 3.**

**III.4.4. Dalle pleine sur quatre appuis****IV.5.2.1. Pour l'entre sol, RDC, étages 1 à 10**

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 ; h = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0.4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.}$$

**a) Calcul des sollicitations**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.20 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 6.65 \text{ KN/m}^2$$

**b) Calcul à l'ELU**

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0.94$$

**▪ Calcul des moments**

A partir du tableau présenté en annexe 2, on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $v=0$  et  $\rho=0.94$

$$\mu_x = 0.0419 ; \quad \mu_y = 0.8661 \quad [2].$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times l_x^2 \times P_U \Rightarrow M_{ox} = 4.20 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y \Rightarrow M_{oy} = 3.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et sur toute la portée.

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times (4.20) \Rightarrow M_x^t = 3.57 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times (3.64) \Rightarrow M_y^t = 3.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_{ox} = 1.26 \text{ KN.m}$$

**▪ Calcul des armatures**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$ .

**Selon  $L_x$** 

**En travée :**  $M_x^t = 3.57 \text{ KN.m}$        $d_x = 13 \text{ cm}$

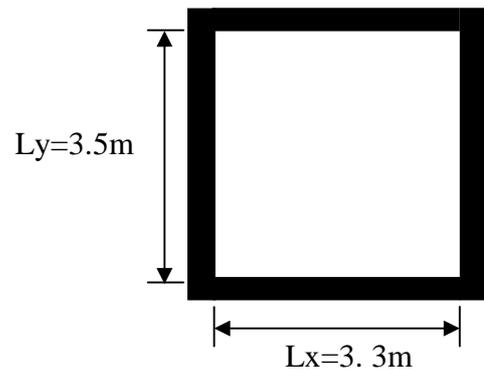
$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0148 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0148 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \mu_{bu} = 0.0148 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 0.0186 ; \quad Z = 0.129 ; \quad A_x^t = 0.80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On opte pour  $A_x^t = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $M_x^a = 1.26 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.005 ; \quad \alpha = 0.006 ; \quad Z = 0.129 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On opte pour  $A_x^a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$



**Fig .III.20. Dalle sur quatre appuis.**

- **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

$$e = 15\text{cm} > 12\text{cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.94) \times 100 \times 15}{2}$$

$$A_x^{\min} = 1.24\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_x^t = 2.51\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.24\text{cm}^2 \\ A_x^a = 2.51 > A_x^{\min} = 1.24\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 15\text{mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 8\text{mm} < 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- **Espacement entre les barres ( $S_t$ )**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On opte pour  $S_t = 20\text{cm}$ .

- **Calcul de l'effort tranchant :  $d = 0.9 h$  ;  $b = 1\text{m}$**

$$V_{x\max} = \frac{P_U L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_{\max} = 8.48\text{KN}$$

$$V_{\max} = 8.48\text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.056\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.056\text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Selon $L_y$

$$\text{En travée : } M_y^t = 3.09\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.015; \quad \mu_{bu} = 0.015 < 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 0.018 \\ \mu_{bu} = 0.015 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa} \\ Z = 0.119; \quad \Rightarrow A_y^t = 0.75\text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{On opte pour } A_y^t = 5\text{HA8} = 2.51\text{cm}^2$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = 1.26\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.005 < \mu_l = 0.392; \quad \mu_{bu} = 0.005 < 0.186 \\ \alpha = 0.006; \quad Z = 0.129 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.28\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{On opte pour } A_y^a = 5\text{HA8} = 2.51\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**  $\rho = 0.94 > 0.4$

$$e = 15\text{cm} > 12\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = b \times h \times \rho_0$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_y^t = 2.51\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ A_y^a = 2.51\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 15\text{mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 8\text{mm} < 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- **Espacement entre les barres ( $S_t$ )**

$$S_t \leq \min(4 \times h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 15; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On opte pour  $S_t = 20\text{cm}$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$d = 0.9 h ; b = 1\text{m}$$

$$V_{y\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_{\max} = 7.11\text{KN}$$

$$V_{\max} = 7.11\text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{7.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.055\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.055\text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### c) Calcul à l'ELS

Du tableau (**Annexe 2**) on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0.2$  et  $\rho = 0.94$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 3.56\text{KN.m} \\ M_{oy} = 3.23\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 3.03\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 2.74\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries donc la fissuration est peu préjudiciable. On vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

**En travée :**

**Selon L<sub>x</sub> :**  $M_x^t = 3.03 \text{KN.m}$ ,  $A = 2.51 \text{cm}^2$  et  $d = 13 \text{cm}$

$$y = 2.77 \text{cm}; \quad I = 4648.64 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.03 \times 10^{-3} \times 2.77 \times 10^{-2}}{4648.64 \times 10^{-8}} = 1.80 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Selon L<sub>y</sub> :**  $M_y^t = 2.74 \text{KN.m}$   $A = 2.51 \text{cm}^2$   $d = 12 \text{cm}$

$$Y = 2.65 \text{cm}$$

$$I = 3911.77 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{0x} = 1.07 \text{kn.m}; \quad A_{app} = 2.51 \text{cm}^2; \quad d_x = 12 \text{cm.}$$

$$y = 2.39 \text{cm}; \quad I = 2635.45 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.07 \times 10^{-3} \times 2.39 \times 10^{-2}}{2635.45 \times 10^{-8}} = 0.97 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

▪ **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens x-x**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0454 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.0454 < 0.0851 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0019 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**Sens y-y**

$$\frac{h}{l_y} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0428 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{10 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.0428 < 0.0848 \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0021 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- **La flèche**

- **Selon x-x**

$$y = 2.77\text{cm} ; I = 4648.64 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.0019 ; \lambda_i = 11.05 ; \lambda_v = 4.42$$

$q_j$ (KN/ml)	$M_{j\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_j \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_j$ (Mpa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (m)
3.75	1.70	3.2190	56.12	0	$0,178.10^{-3}$
$q_g$ (KN/ml)	$M_{g\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_g \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_g$ (Mpa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (m)
5.15	2.34	3.2190	77.24	0	$0,246.10^{-3}$
$q_p$ (KN/ml)	$M_{p\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_p \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_p$ (Mpa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (m)
6.65	3.02	3.2190	99.69	0	$0,317.10^{-3}$
$q_g$ (KN/ml)	$M_{g\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_{gv} \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_{gv}$ (Mpa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (m)
5.15	2.34	3.2190	77.24	0	$0,738.10^{-3}$

**Tableau III.20. Vérification à flèche de la dalle sur quatre appuis dans le sens x-x.**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.631 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.063\text{cm} \leq f_{adm} = 0.66\text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **selon y-y**

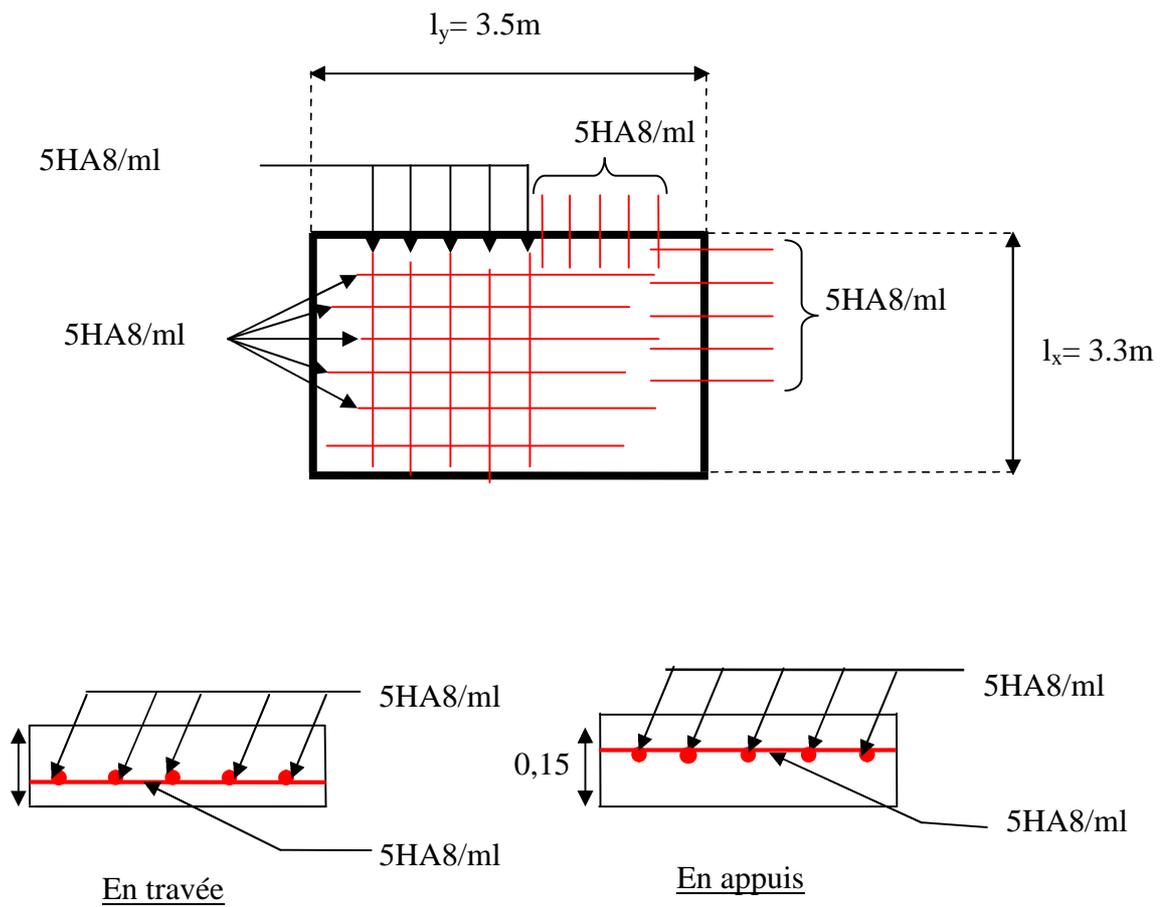
$$y = 2.65\text{cm} ; I = 3911.77 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.002 ; \lambda_i = 10.5 ; \lambda_v = 4.2$$

$q_j$ (KN/ml)	$M_{j\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_j \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_j$ (Mpa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (m)
3.75	1.55	3.1776	55.57	0	$0,185.10^{-3}$
$q_g$ (KN/ml)	$M_{g\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_g \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_g$ (Mpa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (m)
5.15	2.13	3.1776	76.36	0	$0,255.10^{-3}$
$q_p$ (KN/ml)	$M_{p\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_p \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_p$ (Mpa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (m)
6.65	2.75	3.1776	98.59	0	$0,329.10^{-3}$
$q_g$ (KN/ml)	$M_{g\text{ser}}$ (KN.m)	$I f_{gv} \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_{gv}$ (Mpa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (m)
5.15	2.13	3.1776	76.36	0	$0,765.10^{-3}$

**Tableau III.21. Vérification à la flèche de la dalle sur quatre appuis dans le sens y-y.**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.654 \times 10^{-3} \text{ m}$$

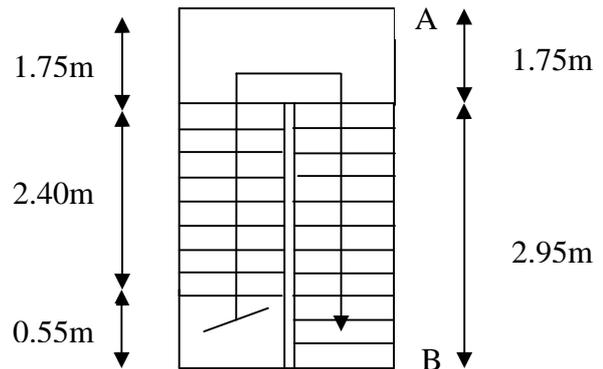
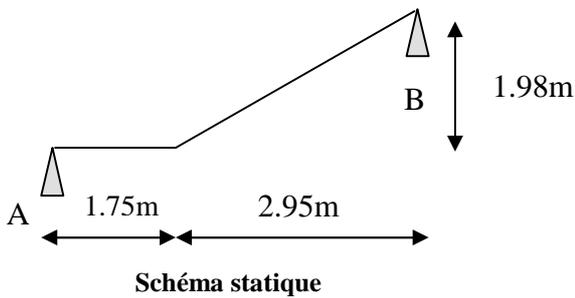
$$\Delta f = 0.065\text{cm} \leq f_{adm} = 0.70\text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$



**Fig.III.21. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.**

**III.5. Etude des escaliers**

**III.5.1. Etude d'escalier Type 01 (Entre sol)**



**Fig.III.22. Vue en plan de 1<sup>er</sup> type d'escalier.**

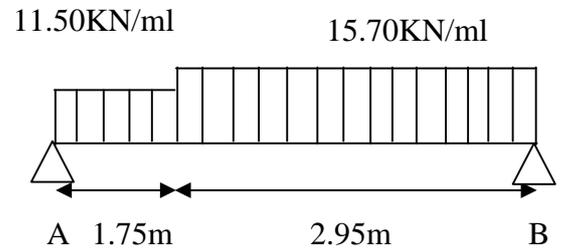
D'après les résultats précédents (voir chapitre 2)

$e = 18\text{cm}$  (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 8.85\text{KN/m}^2$  (charge permanente sur la volée)

$G_p = 5.74\text{KN/m}^2$  (charge permanent sur le palier)

$Q_{v,p} = 2.5\text{KN/m}^2$  (charge d'exploitations)



**Fig.III.23. Schéma statique de la volée II.**

**1. Calcul à l'ELU**

**Volée :**  $q_v = 1.35 \times 8.85 + 1.5 \times 2.5 = 15.70\text{KN/ml}$ .

**Palier :**  $q_p = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5 = 11.50\text{KN/mL}$ .

▪ **les sollicitations :**

les sollicitation sont calculées par la méthode d'RDM, les résultats trouvés sont les suivants :

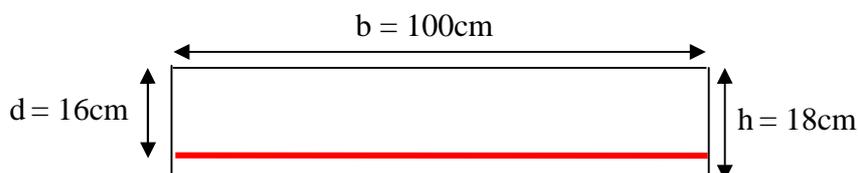
$$\begin{cases} \text{Les réactions d'appuis :} \\ \left\{ \begin{array}{l} R_A = 30.91\text{KN} \\ R_B = 35.52\text{KN} \end{array} \right. \\ \\ \text{Les efforts internes :} \\ \left\{ \begin{array}{l} X_0 = 2,262\text{m} \Rightarrow M_t^{\max} = 40.18\text{KN.m} \\ X_0 = 0\text{m} \Rightarrow V^{\max} = R_B = 35.52\text{KN.m} \end{array} \right. \end{cases}$$

D'où le moment en travée et on appuis sont :

$$\Rightarrow \begin{cases} M^t = 0,85.M_t^{\max} = 34,15\text{KN.m} \\ M_{\text{app}} = -0,4.M_t^{\max} = 16.07\text{KN.m} \end{cases}$$

**a) Calcul du Ferrailage à L'ELU**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 18)\text{cm}^2$ ;  $d = 16\text{cm}$ .



Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adopté} (cm^2)$	$S_t$ cm
<b>En Travée</b>	34.15	0.0939	0.123	0.152	6.46	7HA14 = 10.78	15
<b>En appui</b>	16.07	0.0442	0.056	0.156	2.96	6HA10=4.71	15

**Tableau III.22. Ferrailage de la volée d'escalier type 1.**

• **Les armatures de répartition**

$$A_r = A_s/4 \Rightarrow \text{En travée : } A_r^t = 10.78/4 = 2.69cm^2 / ml$$

$$\text{En appui : } A_r^a = 4.71/4 = 1.18cm^2 / ml$$

Donc, on adopte :  $A_r^t = 6HA8/ml = 3.02cm^2$

$$A_r^a = 4HA8/ml = 2.01cm^2$$

**Vérification à l'ELU**

• **la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{min} = 1.93cm^2.$$

On a :  $A_{cal} > A_{min}$  .....condition vérifiée.

• **l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq (\tau_u^- = \min(0.13 \times f_{c28}; 5) = 3.25MPa.)$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{35.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} \Rightarrow \tau_u = 0.22MPa < (\tau_u^- = 3.25MPa). \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left[ 35.52 \times 10^{-3} - \frac{34.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -5.80 \times 10^{-4} m^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

• **Ecartement des barres :**

- armature principales :  $S_t = 15cm \leq \min(3 \times h, 33cm) \Rightarrow S_t \leq 30cm. \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$

- armature secondaires :  $S_t = 15cm \leq \min(4 \times h, 45cm) \Rightarrow S_t \leq 40cm. \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$

**d) Vérification à l'ELS**

**Volée :**  $q_v = 8.85 + 2.5 = 11.35KN/ml.$

**Palier :**  $q_p = 5.74 + 2.5 = 8.24 KN/ml.$

Après calcul, on trouve :

$$R_A = 22.24KN$$

$$R_B = 25.66KN$$

$$M^{\max} (x = 2.260m) = 29.00KN.m$$

$$V^{\max} = R_B = 25.66KN$$

$$M_t^{\text{ser}} = 0.85. M^{\max} = 24.65KN.m$$

$$M_{app}^{\text{ser}} = -11.60KN.m$$

• **Etat limite d’ouverture des fissures**

L’état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Etat limite de compression du béton**

- **En travée**

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa).$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow \frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 10.78 \times y - 15 \times 10.78 \times 16 = 0$$

Y=5.75cm.

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

I=23325.58cm<sup>4</sup>.

$$\sigma_{bc} = \frac{24.65 \times 10^{-3}}{23325.58 \times 10^{-8}} \times 5.75 \times 10^{-2} = 6.076MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa. \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad Y = 4.10cm.$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2; \quad I = 12302.11 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.60 \times 10^{-3}}{12302.11 \times 10^{-8}} \times 4.10 \times 10^{-2} \Rightarrow (3.87MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa). \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Travées	24,65	23325,58	5,75	6,076	15
Appuis	11,60	12302,11	4,10	3,87	15

**Tableau III.23. Vérification des contraintes dans le béton.**

• **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots (1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots (2). \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots\dots\dots (3). \end{cases}$$

On a: h=18cm; L = 470cm.

(1) ⇔ h/l = 18 / 470 ⇒ 0.038 < 1/16 = 0.0625.m. ....condition non vérifiée.

D’où la nécessité de la vérification de la flèche, définie par :

$$\Delta f \leq f_{adm} \quad \text{tel que :}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ portée } \leq 5m$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} \text{ portée } > 5m$$

Pour notre cas : l < 5m ⇒ f<sub>adm</sub> =  $\frac{470}{500} = 0.94cm$

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

Tel que :

$f_{gi}$  et  $f_{gv}$  : flèches due à l'ensemble des charge permanentes totales.

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}}; f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}};$$

$f_{ji}$  : flèche due aux charges permanentes appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}}$$

$f_{pi}$  : flèche due aux charges permanentes supportés par l'élément considéré.

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}}$$

- **Evaluation des moments**

	<b>J (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>g (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>P (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Volée	7,29	8,85	11,35
Palier	4,5	5,74	8,24
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	15,33	18,78	24,65

**Tableau III.24. Évaluation des moments.**

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{10.78 \times 10^{-4}}{1 \times 0.16} = 0.0067$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0067} = 3.13$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.252$$

- **Les contraintes  $\sigma_s$**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{15.33 \times 10^{-3} \times (0.16 - 0.0575)}{23325.58} = 101.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{18.78 \times 10^{-3} \times (0.16 - 0.0575)}{23325.58} = 123.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{24.65 \times 10^{-3} \times (0.16 - 0.0575)}{23325.58} = 162.47 \text{ MPa}$$

- **Inertie fictives ( $I_f$ )**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0067 \times 101.04 + 2.1} = 0,235$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0067 \times 123.78 + 2.1} = 0,321$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0067 \times 162.47 + 2.1} = 0,430$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d_x\right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15 \times 10.78 \times \left(\frac{18}{2} - 16\right)^2 = 56523.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{ij}} = \frac{1.1 \times 56523.3}{1 + 3.13 \times 0.235} = 35824.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{ig}} = \frac{1.1 \times 56523.3}{1 + 3.13 \times 0.321} = 31014.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{ip}} = \frac{1.1 \times 56523.3}{1 + 3.13 \times 0.430} = 26503.95 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{vg}} = \frac{1.1 \times 56523.3}{1 + 1.252 \times 0.321} = 44351.22 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation des flèches (f)**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$f_{ij} = \frac{M_j^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = \frac{15.33 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 32164.195 \times 35824.74 \times 10^{-8}} = 2.93 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = \frac{18.78 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 32164.195 \times 31014.46 \times 10^{-8}} = 4.15 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_p^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = \frac{24.65 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 32164.195 \times 26503.95 \times 10^{-8}} = 6.38 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} = \frac{18.78 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 10721.4 \times 44351.22 \times 10^{-8}} = 8.72 \times 10^{-3} \text{ m}$$

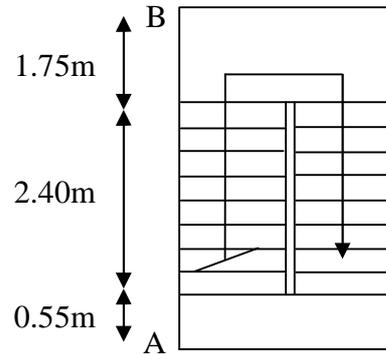
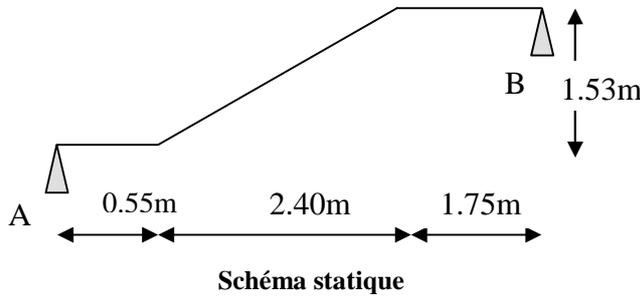
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8.72 - 2.93 + 6.38 - 4.15) \times 10^{-3} = 8.02 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.802 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**III.5.2. Etude d'escalier Type 02 (Étage 1 à 9)**

**1. Evaluation des charges et surcharges**

$G_v = 8.85 \text{ KN/m}^2$ ;  $G_p = 5.74 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q_{p,v} = 2.5 \text{ KN/m}^2$



**Figure.III.24. Vue en plan de 2<sup>ème</sup> type d'escalier.**

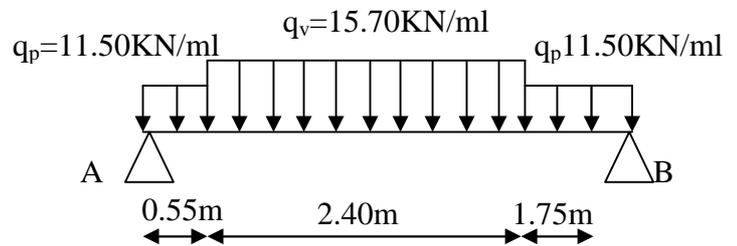
**2. Calcul à l'ELU**

$q_v = 1.35 \times 8.85 + 1.5 \times 2.5 = 15.70 \text{ KN/ml}$ .

$q_p = 8.85 + 2.5 = 11.50 \text{ KN/ml}$ .

Par la méthode d'RDM, on trouve :

- Réactions :  $\begin{cases} R_A = 33.34 \text{ KN} \\ R_B = 30.79 \text{ KN} \end{cases}$



**Figure.III.25. Schéma statique de l'escalier type 2.**

- Les efforts internes :  $\begin{cases} X_0 = 2,270\text{m} \Rightarrow M_t^{\max} = 39.84 \text{ KN.m} \\ X_0 = 0\text{m} \Rightarrow V^{\max} = R_A = 33.34 \text{ KN.m} \end{cases}$

D'où les moments en travée et en appuis sont :

$\Rightarrow \begin{cases} M^t = 0,85.M_t^{\max} = 33,86 \text{ KN.m} \\ M_{app} = -0,4.M_t^{\max} = -15.94 \text{ KN.m} \end{cases}$

**3. Calcul à l'ELS**

**Volée :**  $q_v = 8.85 + 2.5 = 11.35 \text{ KN/ml}$ .

**Palier :**  $q_p = 5.74 + 2.5 = 8.24 \text{ KN/ml}$ .

Après calcul, on trouve :

$R_A = 24.04 \text{ KN}$   
 $R_B = 22.16 \text{ KN}$   
 $M^{\max} (x=2.270\text{m}) = 28.76 \text{ KN.m}$   
 $V^{\max} = R_A = 24.04 \text{ KN}$   
 $M_t^{\text{ser}} = 0,85.M^{\max} = 24.45 \text{ KN.m}$   
 $M_{app}^{\text{ser}} = -11.50 \text{ KN.m}$

- **Calcul du Ferrailage à L'ELU**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$ ;  $d = 16 \text{ cm}$ .

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2)$	$S_t \text{ cm}$
<b>En Travée</b>	33.86	0.0931	0.122	0.152	6.40	7HA14 = 10.78	15
<b>En appui</b>	15.94	0.0438	0.056	0.156	2.94	6HA10 = 4.71	15

**Tableau III.25. Ferrailage de la volée d'escalier type 2.**

**a) Les armatures de répartition**

$$A_r = A_s/4 \Rightarrow \text{En travée : } A_r = 10.78/4 \Rightarrow A_r = 2.69 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A_r = 4.71/4 \Rightarrow A_r = 1.18 \text{ cm}^2.$$

Donc, on adopte :  $A_r^t = 6HA8/ml = 3.02 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_r^a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2; S_t = 15 \text{ cm}.$$

**b) Vérification à l'ELU**

- **la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

On a :  $A_{\text{cal}} > A_{\min}$  .....condition vérifiée.

- **l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \tau_u^-; \tau_u^- = \min(0.13 \times f_{c28}; 5) \Rightarrow \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{33.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} \Rightarrow (\tau_u = 0.208 \text{ MPa}) < (\tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}). \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[ V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s \geq \left[ 33.34 \times 10^{-3} - \frac{33.86 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -5.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

- **Ecartement des barres :**

- armature principales :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$

- armature secondaires :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$

**c) Vérification à l'ELS**

**d) Etat limite d'ouverture de fissures**

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

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (Mpa)	observation
En travée	24.45	5.75	23325.58	6.027	15	Vérifiée
En appui	11.50	4.10	12302.11	3.83	15	Vérifiée

**Tableau III.26. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

• **Vérification de l'état limite de déformation**

- $\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0.038 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifié.} \\ h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0.038 < 0.085 \dots\dots\dots \text{Non vérifié.} \\ A/b.d \leq 4.2/f_c \Rightarrow 0.0067 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$
- La 1<sup>er</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Evaluation des moments**

	J (KN/m <sup>2</sup> )	g (KN/m <sup>2</sup> )	P (KN/m <sup>2</sup> )
Volée	7,29	8,85	11,35
Palier	4,5	5,74	8,24
$M_{ser}$ (KN.m)	15,15	18,58	24,45

**Tableau III.27. Évaluation des moments.**

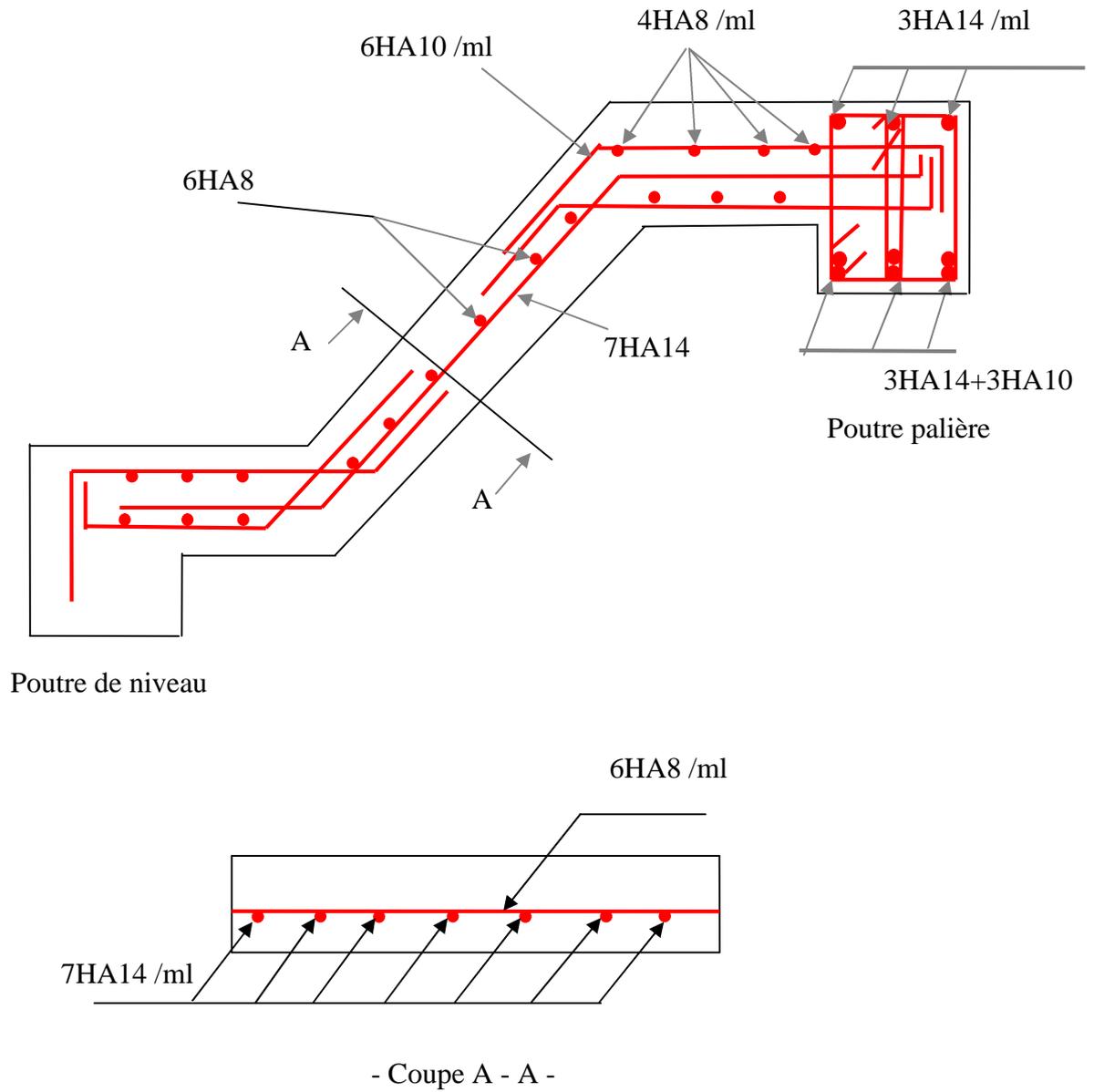
$y = 5.75\text{cm} ; I = 23325.58 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.0067 ; \lambda_i = 3.13 ; \lambda_v = 1.252 ; I_0 = 56523.30 \text{ cm}^4$

$M_{jser}$ (KN.m)	$If_j \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_j$ (Mpa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (m)
15.15	3.615	99.86	0.230	$2,87 \cdot 10^{-3}$
$M_{gser}$ (KN.m)	$If_g \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_g$ (Mpa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (m)
18.58	3.120	122.46	0.317	$4,08 \cdot 10^{-3}$
$M_{pser}$ (KN.m)	$If_p \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_p$ (Mpa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (m)
24.45	2.661	161.16	0.427	$6,31 \cdot 10^{-3}$
$M_{gser}$ (KN.m)	$If_{gv} \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_{gv}$ (Mpa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (m)
18.58	4.451	122.46	0.317	$8,60 \cdot 10^{-3}$

**Tableau III.28. Vérification de la flèche.**

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8.60 - 2.87 + 6.31 - 4.08) \times 10^{-3} = 7.96 \times 10^{-3} \text{ m}$

$\Delta f_t = 0.796 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$



**Fig.III.26. Schéma de ferrailage de l'escalier.**

**III.6. Calcul de la poutre palière**

**1) Dimensionnement**

Le dimensionnement de la poutre palière doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

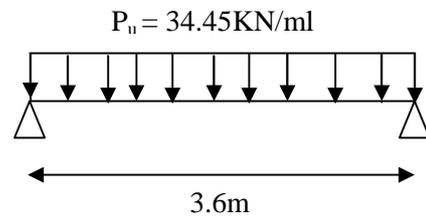
On opte pour  $h = 35 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

**2) Vérification des conditions du RPA**

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$  .....vérifiée

$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$  .....vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.166$  .....vérifiée.



**Fig.III.27. Schéma statique de la poutre palière.**

**3) Calcul des charges**

Poids propre de la poutre :

$g_0 = 0,35 \times 0,30 \times 25 \Rightarrow g_0 = 2,625 \text{ KN/ ml}$

**4) Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sont calculées par la méthode de RDM

ELU	ELS
$R_A = 30,91\text{KN}$	$R_A = 22,24\text{KN}$
$P_u = 1.35 g_0 + R_A$	$P_s = g_0 + R_A$
$P_u = 34.453 \text{ KN/ml}$	$P_s = 24,86 \text{ KN/ml}$
$M_0^{\max} = \frac{P_u \times l^2}{8} = 55,813\text{KN.m}$	$M_0^{\max} = \frac{P_s \times l^2}{8} = 40.27 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85 \times M_0^{\max} = 47.44 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 \times M_0^{\max} = 34.23 \text{ KN.m}$
$M_{app} = -0.4 \times M_0^{\max} = 22.32 \text{ KN.m}$	$M_{app} = -0.4 \times M_0^{\max} = -16.11 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 62.01\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times l}{2} = 44.75\text{KN}$

**Tableau III.29. Les sollicitations de la poutre palière.**

**5) Le ferrailage**

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$\zeta$	$A_{cal}^{flexion} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	47,44	0.102	0.134	0.312	4.37	1.20
En appui	22.32	0.048	0.061	0.321	1.99	1.20

**Tableau III.30. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.**

- Exigence du RPA Art7.5.2.1 :  $A_{\min} = 0.5\% b \cdot h \Rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

## 6) Vérification a l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{62.01 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} \Rightarrow (\tau_u = 0.626 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^-) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (62.01 \times 10^{-3} - \frac{47.44 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1,20 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

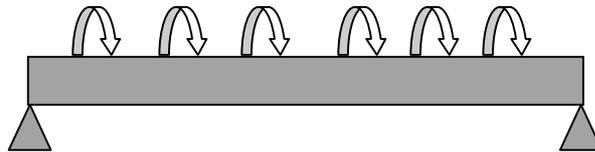
- Calcul de l'espacement St

$$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 0.29. \text{ On opte: } St = 15\text{cm en travée et } St = 10\text{cm en appui.}$$

## 7) calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion sur la poutre est transmis par le palier et la volée

$$M_t = -16.07 \text{ KN.m}$$



Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- $\Omega$  : aire du contour tracé à mi hauteur.
- e : épaisseur de la paroi  $\Rightarrow e = b/6 = D/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{T_u} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}} = \frac{16.07 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1,15}{2 \times 0.075 \times 400} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

- Sections des armatures finales

$$\text{En travée : } A_{\text{Totale}} = \frac{A_{\text{tor}}}{2} + A_{\text{flexion}} \Rightarrow A_{\text{Totale}} = 1,69 + 4.37 \Rightarrow (A_{\text{Totale}} = 6.06 \text{ cm}^2) < A_{\min}$$

$$\text{On choisie } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 6.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{\text{Totale}} = \frac{A_{\text{tor}}}{2} + A_{\text{flexion}} \Rightarrow A_{\text{Totale}} = 1,69 + 1.99 \Rightarrow (A_{\text{Totale}} = 3,68 \text{ cm}^2) < A_{\min}$$

$$\text{On choisie } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On vérifie que :  $\tau_U < \tau_{adm}$  (**BAEL91.Art A.5.421**)

Pour les sections creuses, la contrainte tangentielle de torsion  $\tau_T$  est cumulée avec la contrainte tangentielle  $\tau_V$  due à l'effort tranchant éventuelle. La contrainte résultante est limitée à la valeur  $\tau_{limite}$  indiquée en (BAEL 91, art A.5.4.3.) soit :

$\tau_u < \tau_{limite}$  Avec :  $\tau_u = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_V^2}$  contrainte limite de cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_V = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{62.01 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.63 MPa \\ \tau_T = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.07 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.14 MPa \end{array} \right.$$

$$\tau_U = \sqrt{0.63^2 + 2.14^2} \Rightarrow (\tau_U = 2.23 MPa) < (\tau_{adm} = 3.25 MPa) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

Soit  $S_t = 15$  cm en travée et 10 cm en appuis.

$$A_t^{\min} \geq S_t \times 0,003 \times b \text{ . Soit } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_{Tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_t = 0.462 \text{ cm}^2$$

$$A_r \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_r \geq \frac{b \times S_t (\tau_V - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = 0.014 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.35 + 0.462 = 1.812 \text{ cm}^2$ . Soit un cadre et un étrier de 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>.

## 8) Vérification à L'ELS

### a) vérification de l'état limite de compression du béton

**En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa; M_{ser}^t = 34,23 KN.m; A_s^t = 6.98 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 12.08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 63449.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.52 MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En appuis**

$$M_{ser}^{app} = 16.11 \text{ KN.m}; \quad A_s^{app} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$y = 10.25 \text{ cm}; \quad I = 4663598 \text{ cm}^4; \quad \sigma_{bc} = 3.54 MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) vérification de l'état limite de déformation**

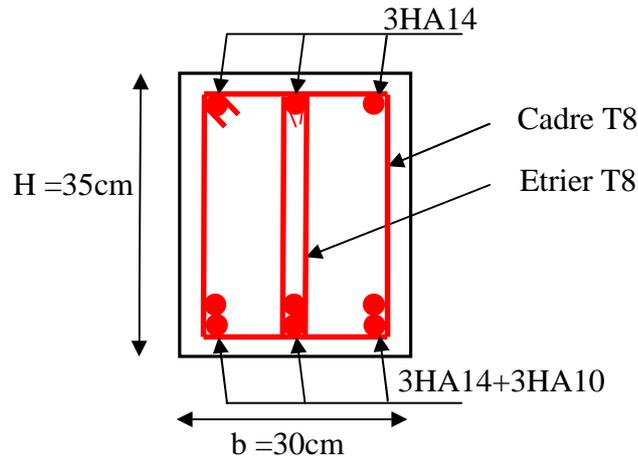
$$\left(\frac{h}{l} = \frac{35}{360} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,0972\right) > \left(\frac{1}{16} = 0,0625\right) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,0972 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,0850 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s / b.d \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.0070 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont satisfaites donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schémas de ferrailage de la poutre palière**



**Fig.III.28. Ferrailage de la poutre palière.**

**III.7. Etude des poutres de chaînages :**

Ce sont des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

**1- Dimensionnement :**

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3) :**

$$- h \geq 15 \text{ cm et } b \geq \frac{2}{3} \times h \text{ (h : épaisseur du mur)}$$

Soit : h = 30cm ; b = 30cm

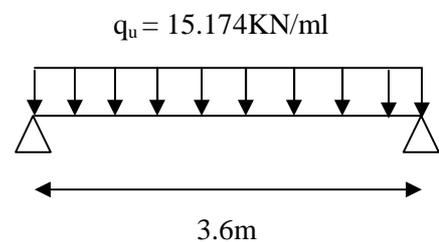
**2- Calcul des Sollicitations :**

$$p_p = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$p_{mur} = 2.9 \times (3.40 - 0.3) = 8.99 \text{ KN / ml}$$

✓ **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times (2.25 + 8.99) = 15.174 \text{ KN / ml}$$



**Fig.III.29. Schéma statique de la poutre de chaînage.**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 24.58 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0.85 \times M_u = 20.89 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{app} = -0.4 \times M_u = -9.83 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 2.25 + 8.99 = 11.24 \text{ KN / ml}$$

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 18.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t = 0.85 \times M_{ser} = 15.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{app} = -0.4 \times M_{ser} = -7.28 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

**Armature longitudinale :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adopté} (cm^2)$	$S_t$ cm
En Travée	20.89	0.067	0.086	0.260	2.31	3HA12 = 3.39	15
En appui	9.83	0.031	0.039	0.256	1.06	3HA10=2.36	15

**Tableau III.31. Ferraillage de la poutre de chaînage.**

- **Vérification à l'état limite ultime :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a :  $A_{cal} > A_{min}$  .....condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 27.31 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{27.31 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit un cadre  $\Phi 6$  et un étrier  $\Phi 6 \Rightarrow A_t = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

**- Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \times K \cdot f_{t28})}$$

$K=1$  : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$  (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où :

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 1,13 \times 400}{30 \times (0,34 - 0,3 \times 25)} < 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1,13 \times 400}{0,4 \times 30} = 37,66 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq (0,9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24,3 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

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

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

**- Vérification à L'ELS****Vérification de l'état limite de compression du béton****En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; M_{ser}^t = 15,48 \text{ KN.m}; A_s^t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 8,021 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476,72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,29 \text{ MPa}$$

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

**En appuis**

$$M_{ser}^{app} = -7,28 \text{ KN.m}; \quad A_s^{app} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$y = 6,89 \text{ cm}; \quad I = 17587,02 \text{ cm}^4; \quad \sigma_{bc} = 2,85 \text{ MPa}$$

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

**- Etat limite d'ouverture de fissures****En travée**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^t}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s; \text{ avec: } \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})\right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{15,48 \times 10^{-3}}{23476,72 \times 10^{-8}} \times (0,27 - 0,08021) = 187,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

**En appuis**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M^{app}_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}})\right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7.28 \times 10^{-3}}{17587.02 \times 10^{-8}} \times (0.27 - 0.0689) = 124.86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)
Travées	15,48	23476,72	8,021	5,29	187.71	15	240
Appuis	7,28	17587,02	6,89	2,85	124.86	15	240

**Tableau III.32. Vérification des contraintes dans le béton.**

**- vérification de l'état limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0833 > 0.0625 \dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M^t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.0833 < 0.0850 \dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0041 < 0.0105 \dots \text{Vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> condition de flèche n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**• La flèche**

y = 8.021 cm; I = 23476.72 cm<sup>4</sup>; I<sub>0</sub> = 74822.40 cm<sup>4</sup>; ρ = 0.004; λ<sub>i</sub> = 5; λ<sub>v</sub> = 2

q <sub>j</sub> (KN/ml)	M <sub>jser</sub> (KN.m)	If <sub>ij</sub> × 10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>j</sub> (Mpa)	μ <sub>j</sub>	f <sub>ji</sub> (m)
2.25	3.10	8.2304	37.59	0	0,15.10 <sup>-3</sup>
q <sub>g</sub> (KN/ml)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	If <sub>ig</sub> × 10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>g</sub> (Mpa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gi</sub> (m)
11.24	15.48	3.2921	187.71	0.30	1,89.10 <sup>-3</sup>
q <sub>p</sub> (KN/ml)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	If <sub>ip</sub> × 10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>p</sub> (Mpa)	μ <sub>p</sub>	f <sub>pi</sub> (m)
11.24	15.48	3.2921	187.71	0.30	1,89.10 <sup>-3</sup>
q <sub>g</sub> (KN/ml)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	If <sub>gv</sub> × 10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>gv</sub> (Mpa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gv</sub> (m)
11.24	15.48	5.1440	187.71	0.30	3,63.10 <sup>-3</sup>

**Tableau III.33. Vérification de la flèche pour la poutre de chaînage.**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 3.480 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.348 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.72 \text{ cm} \dots \text{C'est vérifié.}$$

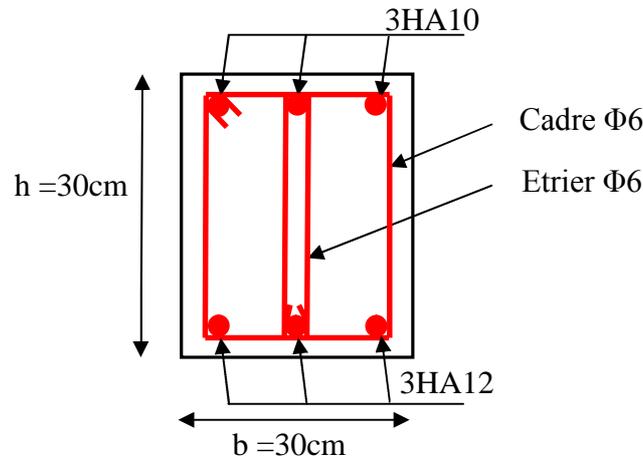


Fig.III.30. Ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.8. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

$$S_{acce} = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.1735 m^2$$

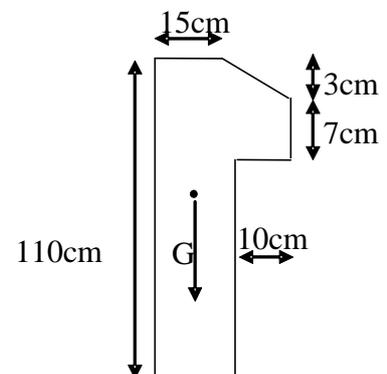


Fig.III.31. Coupe sur l'acrotère

#### III.8.1. Evaluation des charges

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.1735 \times 1 = 4.33 KN$ .
- Poids d'enduit extérieur :(ciment : e = 1.5cm) :  
 $G_2 = 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.33 KN$ .
- Poids d'enduit intérieur :(ciment : e = 2cm) :  
 $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1.1 \times 1 = 0.44 KN$ .  
 $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 5.1 KN$ .  
 $Q = 1.5 KN$ .

**La force sismique****RPA99 (Article 6.2.3)**

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 5,1 = 2,44 \text{ KN}.$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,0809 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,574 \text{ m}$$

**III.8.2. Calcul des sollicitations**

$$N_G = 5,1 \text{ KN} \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1,5 \times 1,1 = 1,65 \text{ KNm}.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 2,44 \times 0,574 = 1,4 \text{ KNm}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

**III.8.3. Combinaisons d'actions**

	ELU	ELS
Combinaison de charges	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	6,88	5,10
M (KN.m)	2,47	1,65

**Tableau III.34. Combinaisons d'actions.**

**III.8.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\text{ELU: } N_u = 6,88 \text{ KN}$$

$$M_u = 2,47 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression. On a :

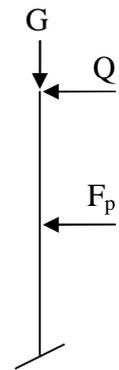
$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,36 \text{ m}; \quad \frac{h}{6} = 0,183 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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



$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 2.2m$ .

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$e_2 = 0.968cm; e = e_1 + e_2 + e_a = 0.389m$$

### III.8.5. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 6.88KN$$

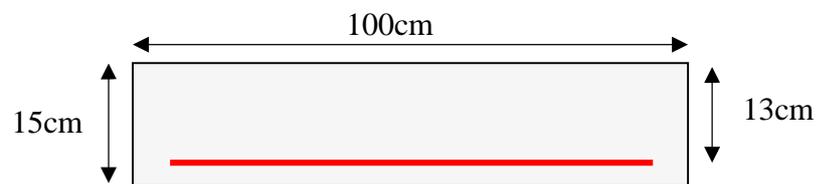


Fig.III.32. Section à ferrailler.

$$M_u = N_u \times e \Rightarrow M_u = 6.88 \times 0.389 = 2.67 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL 91

$$M_{ua} = M_u + N_u (d-h/2) = 3.04 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 12.66 \cdot 10^{-3}.$$

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

$$D'où : \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.0159$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.1291 \Rightarrow A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} \Rightarrow A = 0.676cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :  $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.49cm^2$ .

#### a) Vérification à l'ELU

##### ▪ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{min}$  donc on prend  $A_{min} = 1.56cm^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01cm^2 / ml$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13cm^2 / ml.$$

##### ▪ Calcul des espacements

Les armatures principales :  $S_t \leq \frac{100}{3} \Rightarrow S_t = 33.33cm$  ; Soit  $S_t = 30cm$

Les armatures de répartition :  $S_t \leq \frac{110}{3} \Rightarrow S_t = 36.67cm$  ; Soit  $S_t = 30cm$

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times W_P \Rightarrow V_u = 1,35 \times 5,1 \Rightarrow V_u = 6,885\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{6,885 \cdot 10^{-3}}{1,0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,0529 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- b) Vérification à l'ELS**

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 0,8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10,048\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,885 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 10,048 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_{se} = 0,585\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,84\text{MPa}; \text{ avec } \psi : 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y/I < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$(b/2) \times y^2 + 15(A+A')y - 15 \times A \times d + A' \times d' = 0.$$

$$50y^2 + 15(2,01)y - 15 \times 2,01 \times 13 = 0$$

$$50y^2 + 30,15y - 391,95 = 0 \Rightarrow y = 2,51\text{cm}.$$

$$I = b \times y_{ser}^3/3 + 15 \times A (d - y_{ser})^2 \Rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = 1 \times (0,0251)^3/3 + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,0251)^2 \Rightarrow I = 3,84 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

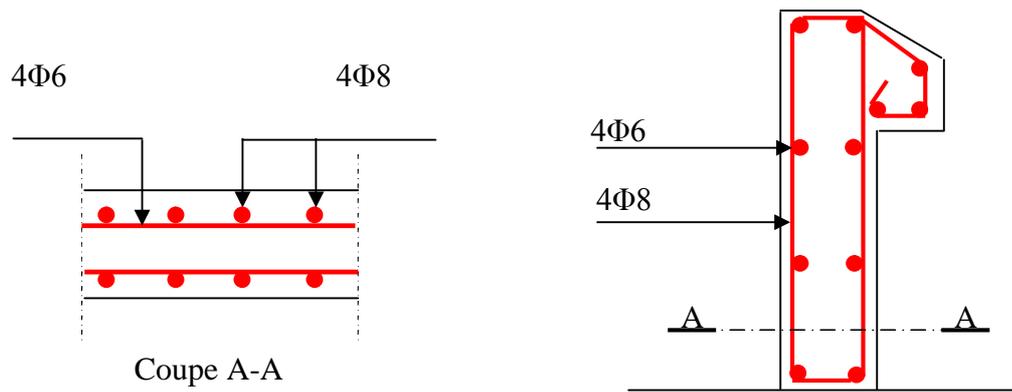
$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times (y_{ser})/I \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,07 < 15\text{Mpa} \quad \text{vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} \times (d - y_{ser})/I \Rightarrow \sigma_s = 67,61 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 150 \times \eta) = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 67,61\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$



**Fig.III.33. Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

**III.9. Etude de l'ascenseur**

**III.9.1 Définition**

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

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

L'ascenseur qu'on va étudier est pour 08 personnes.

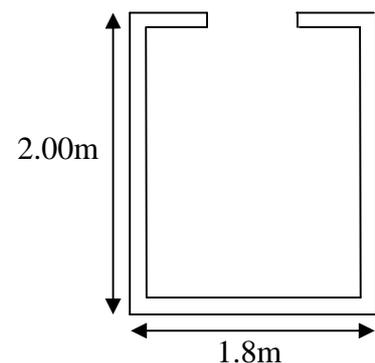
**Caractéristiques de l'ascenseur :**

- V= 1m /s → Vitesse de levage.
- Pm = 15KN : Charge due à la salle de machine.
- Dm = 82 KN : Charge due au poids propre de la l'ascenseur.
- Fc = 102 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 37,36 m.
- Bs × Ts = 380 × 210 : dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630kg.

$$P = 1500 + 8200 + 630 \Rightarrow P = 103,3 \text{ KN.}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

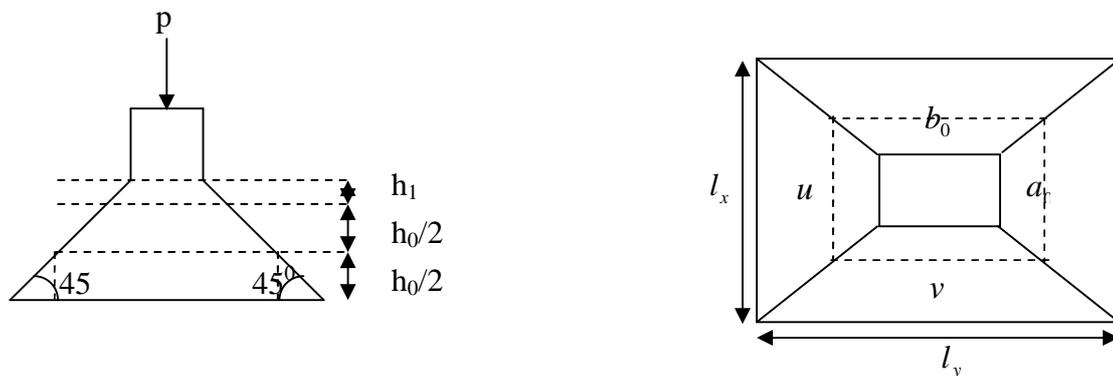
- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.



**Fig.III.34. Cage d'ascenseur.**

**III.9.2 Calcul de premier type de dalle**

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0= 15 \text{ cm}$ .



**Fig.III.35. Schéma représentant la surface d'impacte.**

On doit calculer la surface d'impacte  $U \times V$  :

$h_0 = 15$  cm : épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5$  cm : revêtement en béton.

$a_0$  et  $U$  : dimensions //  $l_x = 1,8$  m.

$b_0$  et  $V$  : dimensions //  $l_y = 2,00$  m.

$U$  et  $V$  ; les côtés du rectangle d'impact.

$a_0$  et  $b_0$  : surface de chargement.

$l_x$  et  $l_y$  les dimensions du panneau dalle.

$$\text{Avec : } U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 ; \quad V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

$$\text{Et : } \xi = 1 \text{ (revêtement en béton), } v = 1 \text{ m/s, } (a_0 = 135 \text{ cm ; } b_0 = 140 \text{ cm)}$$

$$U = 135 + 15 + 2 \times 5 \Rightarrow U = 160 \text{ cm.}$$

$$V = 140 + 15 + 2 \times 5 \Rightarrow V = 165 \text{ cm.}$$

### III.9.3. Calcul à l'ELU

#### 1. Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage

$$M_{x1} = Pu (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + v M_1)$$

Avec :

$v$  : Coefficient de poisson. ( $v = 0$  à l'ELU ;  $v = 0,2$  à l'ELS).

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} , \quad \frac{U}{l_x} \quad \text{et} \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{180}{200} = 0,9 , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{160}{180} = 0,888 , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{165}{200} = 0,825$$

En utilisant l'abaque de Pigeaud on obtient :

$$M_1 = 0,054 \text{ KN.m} \quad [3]$$

$$M_2 = 0,042 \text{ KN.m}$$

$$Pu = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow Pu = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 \times 0,054 \Rightarrow M_{x1} = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139,45 \times 0,042 \Rightarrow M_{y1} = 5,86 \text{ KN.m}$$

#### 2. Evaluation des moments $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle

$\rho > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 ; \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\mu_x$  Et  $\mu_y$  sont des coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $v$

$$\mu_x = 0,0456 , \quad \mu_y = 0,7834 \quad (\text{Tableau de l'annexe 2})$$

$$G = 25 (0,15 + 0,05) = 5,00 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 8,30 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0456 \times 8,30 \times (1,8)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7834 \times 1,23 \Rightarrow M_{y2} = 0,96 \text{ KN.m}$$

#### 3. Superposition des moments

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_x = 8,76 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_y = 6.82 \text{ KN.m}$$

NB : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M'_y = 0,85 \times M_y \Rightarrow M'_y = 0,85 \times 6,82 \Rightarrow M'_y = 5.80 \text{ KN.m}$$

$$M'_x = 0,85 \times M_x \Rightarrow M'_x = 0,85 \times 8.76 \Rightarrow M'_x = 7.45 \text{ KN.m}$$

$$(M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times M_x \Rightarrow (M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times 8.76 = 2,63 \text{ KN.m}$$

- En travée

▪ Sens X-X

$$M_{tx} = 7.45 \text{ KN.m} \quad , \quad d_x = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.031 \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \quad , \quad \alpha = 0,039$$

$$z = 0,127 \quad , \quad A_{tx} = 1.68 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

▪ Sens Y-Y

$$M_{ty} = 5,80 \text{ KN.m} \quad , \quad d_y = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.0034 \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,021 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \quad , \quad \alpha = 0,0042$$

$$z = 0,119 \quad , \quad A_{ty} = 1,40 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$M_a = 2,63 \text{ KN.m}, \quad A_a = 0,58 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU**

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$h_0 = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,9 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad , \quad \text{HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) \times 0,15 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

▪ Vérification au poinçonnement

$$\text{On doit vérifier : } P_u \leq 0,045 \times U_c \times h_0 \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :  $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) \Rightarrow U_c = 2 (160 + 165) = 650 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 6.5 \times 0,15 \times 25 \times 1000 / 1,5 = 731.25 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 731,25 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié.}$$

▪ Le diamètre des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Les espacements**

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min(3h_0; 33cm) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h_0; 45cm) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_U}{U_C \times d}, \quad \tau = \frac{139,45 \cdot 10^{-3}}{650 \cdot 10^{-2} \times 0,9 \times 0,15} = 0,158 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

### III.9.4. Calcul à l'ELS

- **Evaluation des moments dus au système de levage**

$$M_{x1} = 103,3 (0,054 + 0,2 \times 0,042) \Rightarrow M_{x1} = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,042 + 0,2 \times 0,054) \Rightarrow M_{y1} = 5.45 \text{ KN.m}$$

- **Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle**

On a:  $q_s = q + G = 1 + 5.00 = 6.00 \text{ KN/m.}$

$$\rho = 0,9 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0528 \quad , \quad \mu_y = 0.8502 \quad [2]$$

$$M_{x2} = 0,0528 \times 6.00 \times (1,8)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,03 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0,8502 \times 1,02 \Rightarrow M_{y2} = 0,87 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées et en appuis**

$$M_{tx} = 0,85 (1.03 + 6.45) \Rightarrow M_{tx} = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (0,87 + 5.45) \Rightarrow M_{ty} = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M_a = 2.24 \text{ KN.m}$$

### Vérification à l'ELS

- **Etat limite de compression du béton**

On a une fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérification de la contrainte du béton comprimé.

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

Sens x-x

**En travée**

$$M_{tx} = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2,77 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4648,65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.35 \times 10^{-3}}{4648.65 \times 10^{-8}} \times 2,77 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Sens y-y**

**En travée**

$$M_{ty} = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.51 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3844,82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.37 \times 10^{-3}}{3844.82 \times 10^{-8}} \times 2.51 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**En appuis**

$$M_a = 2.24 \text{ KN.m} \quad , \quad y = 2.51 \text{ KN.m} \quad , \quad I = 3844,82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.46 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

▪ **Etat limite de déformation**

**Selon xx**

$$\frac{h_t}{l_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,083 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{0x}} \Rightarrow 0,083 < 0,085 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0019 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> condition de flèche n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

q <sub>serj</sub>	q <sub>serg</sub>	q <sub>serp</sub>	M <sub>serj</sub>	M <sub>serg</sub>	M <sub>serp</sub>	f <sub>ij</sub> (m)	f <sub>ig</sub> (m)	f <sub>ip</sub> (m)	f <sub>vg</sub> (m)	Δ <sub>f</sub> (m)
3,75	5,15	6,15	0,55	0,75	0,89	0,017.10 <sup>-3</sup>	0,023.10 <sup>-3</sup>	0,027.10 <sup>-3</sup>	0,070.10 <sup>-3</sup>	0,057.10 <sup>-3</sup>

**Tableau III.35. Évaluation de la flèche dans le sens x-x.**

La flèche admissible :  $f_{adm} = 180/500 = 0.36 \text{ cm}$

$$\Delta_f = 0,057 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.0057 \text{ cm} < f_{adm} = 0.36 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Selon yy**

$$\frac{h_t}{l_y} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,075 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{0y}} \Rightarrow 0,075 < 0,085 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

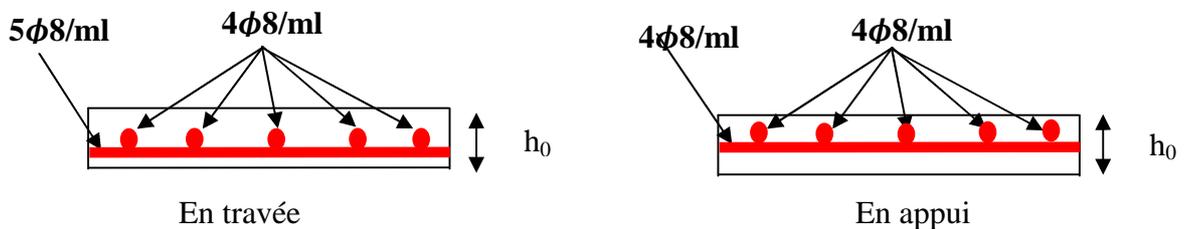
$$\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0016 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> condition de flèche n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$q_{serj}$	$q_{serg}$	$q_{serp}$	$M_{serj}$	$M_{serg}$	$M_{serp}$	$f_{ij}(m)$	$f_{ig}(m)$	$f_{ip}(m)$	$f_{vg}(m)$	$\Delta_f(m)$
3,75	5,15	6,15	0,46	0,64	0,76	$0,018 \cdot 10^{-3}$	$0,025 \cdot 10^{-3}$	$0,029 \cdot 10^{-3}$	$0,075 \cdot 10^{-3}$	$0,061 \cdot 10^{-3}$

**Tableau III.36. Évaluation de la flèche dans le sens y-y.**

La flèche admissible :  $f_{adm} = 200/500 = 0.4cm$   
 $\Delta_f = 0,061 \cdot 10^{-3} m = 0.0061cm < f_{adm} = 0.4cm \dots \dots \dots$  vérifiée.



**Fig.III.36. Schémas de ferrailage de la dalle du local machine.**

**III.9.5. Calcul du deuxième type de dalle**

On a  $P = Fc = 102 KN$ .

On suit la même procédure que la précédente, on a :

$$G = 5.00 + 102 / (1.8 \times 2.00) \Rightarrow G = 33.33KN/ml$$

**a) Calcul à l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 46.49KN/ml$$

$\rho = 0.9 > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0456 \quad , \quad \mu_y = 0,7834 \quad \text{(Tableau de l'annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0456 \times 46.49 \times (1.8)^2 \Rightarrow M_x = 6.87 KN.m \\ M_y = 0.7834 \times 6.87 \Rightarrow M_y = 5.38 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 6.87 \Rightarrow M_x^t = 5.84 KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times 5.38 \Rightarrow M_y^t = 4.57 KN.m \end{cases}$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 2.06 KN.m$$

**Calcul des armatures**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 15cm d'épaisseur, sollicitée à la flexion simple. Avec  $d_x = 13cm$ ,  $d_y = 12cm$

	$M^t (KN.m)$	$A^t_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A^t_{adopt} (cm^2)$
<b>Sens X-X</b>	5.84	1.31	1.26	5HA8=2.51
<b>Sens Y-Y</b>	4.57	1.11	1.26	4HA8=2.01
<b>En appui</b>	2.06	0.46	1.26	4HA8=2.01

**Tableau III.37. Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.**

**Vérifications**

- **Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- **Les espacements**

$$\left. \begin{aligned} S_y^t &\leq \min(4h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_y^t \leq 45 \text{ cm} \\ S_x^t &\leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_x^t \leq 33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A. 8. 2, 42)}$$

$$\text{Soit : } S_x^t = 20 \text{ cm et } S_y^t = 20 \text{ cm}$$

**b) Calcul à l'ELS**

$$\text{On a : } q_s = Q + G = 1 + 33.33 \Rightarrow q_s = 34.33 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0,0528 \quad , \quad \mu_y = 0,8502$$

$$M_x = 0,0528 \times 34.33 \times (1,8)^2 \Rightarrow M_x = 5.87 \text{ KN.m} ; M_y = 0,8502 \times 5.87 \Rightarrow M_y = 4.99 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées et en appuis**

$$M_x^t = 0,85 \times (5.87) \Rightarrow M_x^t = 4.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times (4.99) \Rightarrow M_y^t = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M^a = 1.76 \text{ KN.m}$$

**Vérification**

- **Etat limite de compression du béton**

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

**-Sens x-x**

- **En travée**

$$M_x^t = 4.99 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2,77 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4648,65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.99 \times 10^{-3}}{4648.65 \times 10^{-8}} \times 2,77 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**-Sens y-y**

- **En travée**

$$M_y^t = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.4 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3239.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.24 \times 10^{-3}}{3239.42 \times 10^{-8}} \times 2.4 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **En appuis**

$$M_x^a = 1.76\text{KN.m}, A_x^a = 2.01\text{cm}^2, y = 2.51\text{KN.m}, I = 3844.82\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.15\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à effectuer.

▪ **Etat limite de déformation** .....**BAEL91 (Art. B. 7. 5)**

**Sens xx**

$$\frac{h_t}{l_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,083 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{0x}} \Rightarrow 0.083 < 0.085 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0019 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> condition de flèche n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

q <sub>serj</sub>	q <sub>serg</sub>	q <sub>serp</sub>	M <sub>serj</sub>	M <sub>serg</sub>	M <sub>serp</sub>	f <sub>ij</sub> (m)	f <sub>ig</sub> (m)	f <sub>ip</sub> (m)	f <sub>vg</sub> (m)	Δ <sub>f</sub> (m)
3.75	5,15	6,15	0.55	0,75	0,89	0,017.10 <sup>-3</sup>	0,023.10 <sup>-3</sup>	0,027.10 <sup>-3</sup>	0,070.10 <sup>-3</sup>	0,057.10 <sup>-3</sup>

**Tableau III.38. Évaluation de la flèche dans le sens x-x.**

La flèche admissible : f<sub>adm</sub> = 180/500 = 0.36cm

$$\Delta_f = 0,057 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.0057\text{cm} < f_{adm} = 0.36\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Sens yy**

$$\frac{h_t}{l_y} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,075 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{0y}} \Rightarrow 0.075 < 0.084 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0016 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

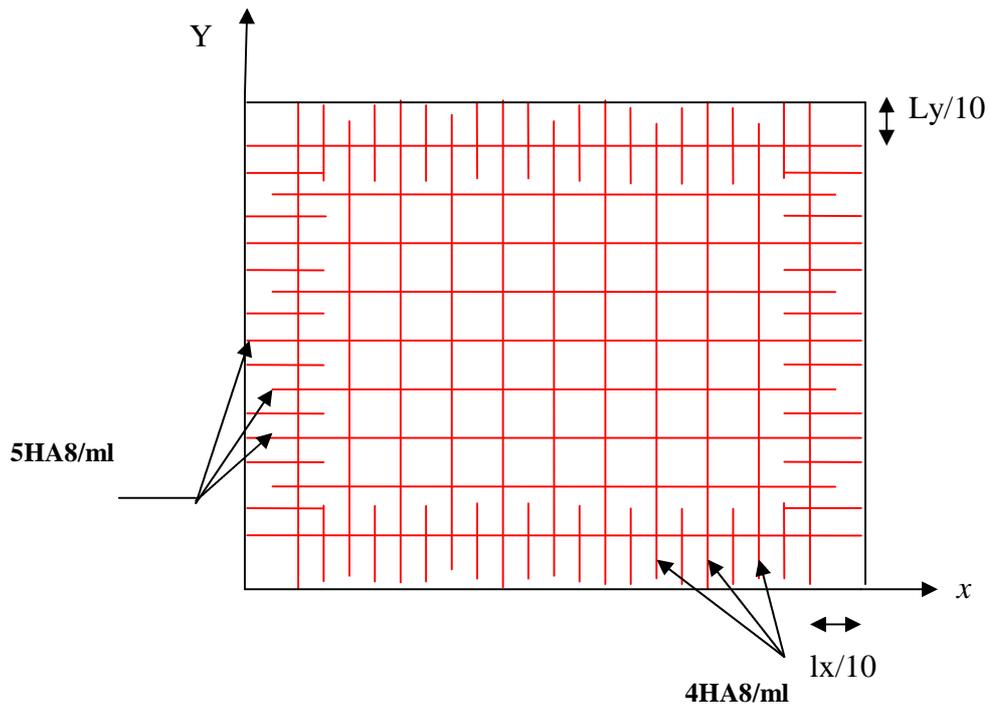
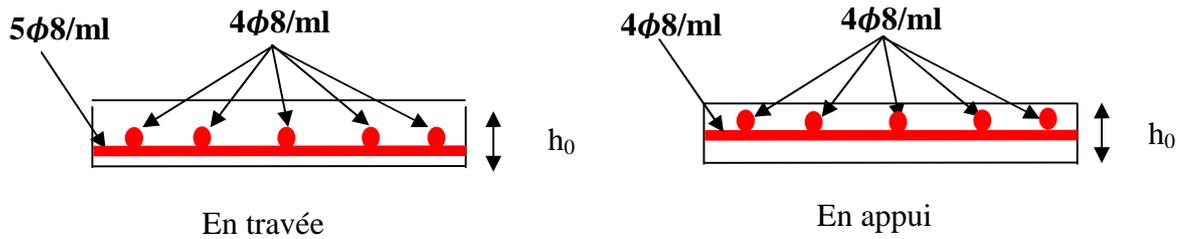
La 2<sup>ème</sup> condition de flèche n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

q <sub>serj</sub>	q <sub>serg</sub>	q <sub>serp</sub>	M <sub>serj</sub>	M <sub>serg</sub>	M <sub>serp</sub>	f <sub>ij</sub> (m)	f <sub>ig</sub> (m)	f <sub>ip</sub> (m)	f <sub>vg</sub> (m)	Δ <sub>f</sub> (m)
3.75	5,15	6,15	0.46	0,64	0,76	0,018.10 <sup>-3</sup>	0,025.10 <sup>-3</sup>	0,029.10 <sup>-3</sup>	0,075.10 <sup>-3</sup>	0,061.10 <sup>-3</sup>

**Tableau III.39. Évaluation de la flèche dans le sens y-y.**

La flèche admissible : f<sub>adm</sub> = 200/500 = 0.4cm

$$\Delta_f = 0,061 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.0061\text{cm} < f_{adm} = 0.4\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$



**Fig.III.37. Schéma de ferrailage de la deuxième dalle de l'ascenseur.**

### III.10. Conclusion

Après avoir étudié tous les éléments secondaires à savoir les planchers, Les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur on passe au chapitre IV qui est l'étude dynamique.

## IV.1 Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

## IV.2 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.2.1. Méthode statique équivalente

**RPA99 (Article 4.2)**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### Calcul de la force sismique totale

**RPA99 (Article 4.2.3)**

La force sismique  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et verticale selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

**A** : Coefficient d'accélération de la zone sismique.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : Facteur de qualité de la structure.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**W** : Poids total de la structure.

**a) Coefficient d'accélération de la zone (A) :****RPA99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur A dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
  - Zone sismique : zone IIa
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

**b) Coefficient de comportement global de la structure (R) :****RPA99 (Tableau 4.3)**

Il est fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet  $R = 5$  (contreventement mixte portiques voiles avec interaction).

**c) Facteur de qualité de la structure (Q):****RPA99 (Formule 4.4)**

Il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{avec :}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

“ 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	Oui	0.00	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

**Tableau IV.1. Valeurs des pénalités  $P_q$** 

$$Q/xx = Q/yy = 1 + (0.05+0.05+0.00+0.00+0.05+0.1) \Rightarrow Q/xx = Q/yy = 1,25$$

**d) Poids total de la structure (W) :**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet, nous avons des niveaux (appartements) à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

**RPA99 (Tableau 4.5)**

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	Pds G Plancher (KN)	W <sub>Q</sub> (KN)	½ pot inf (KN)	½ pot sup (KN)	Poutres (KN)	Murs ext (KN)	G escalier (KN)
0	/	/	/	172,125	/	/	/	/
3.40	168.93	886.88	253.39	344.25	344.25	409.31	237.69	108.90
6.80	168.93	886.88	253.39	344.25	255.61	409.31	515.68	107.28
9.86	168.93	886.88	253.39	255.61	255.61	409.31	457.7	107.28
12.92	168.93	886.88	253.39	255.61	206.55	409.31	457.7	107.28
15.98	168.93	886.88	253.39	206.55	206.55	409.31	457.7	107.28
19.04	168.93	886.88	253.39	206.55	206.55	409.31	457.7	107.28
22.10	168.93	886.88	253.39	206.55	162.66	409.31	457.7	107.28
25.16	168.93	886.88	253.39	162.66	162.66	409.31	457.7	107.28
28.22	168.93	886.88	253.39	162.66	162.66	409.31	457.7	107.28
31.28	168.93	886.88	253.39	162.66	123.93	409.31	457.7	107.28
33.34	168.93	886.88	253.39	123.93	123.93	409.31	457.7	107.28
37.40	168.93	1103.11	168.93	123.93	0	409.31	457.7	0
Σ	/	10858.79	2956.22	2727,33	2210.96	4911,72	5430,37	1181,70

**Tableau IV.2. Poids des éléments.**

**Donc le poids total de la structure est :**

$$W = 27320.87 + 0.2 (2956.22) = 27912.11 \text{ KN}$$

**e) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

1)  $T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

**RPA 99 (Tableau 4.7)**

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$$

2) Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \Rightarrow \eta = 0.81 \Rightarrow \eta > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 37.4m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage :

Pour le contreventement mixte portiques-voiles avec interaction, qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (37.4)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.756s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

$L_x, L_y$  : Dimensions du bâtiment mesurées à la base dans les deux directions x et y.

$$L_x = 20.60m, \quad L_y = 12.00m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.741s \\ T_y = 0.971s \end{cases}; T_2 = 0.4s$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.741s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.756s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0s$$

$$\begin{cases} 0.4s \leq T_x \leq 3s \\ 0.4s \leq T_y \leq 3s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.4}{0.741} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.342 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.4}{0.756} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.324 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.741 \Rightarrow T_{Sx} = 0.963s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.756 \Rightarrow T_{Sy} = 0.982s \end{cases}$$

**La force sismique totale à la base de la structure est :**

**RPA99 .Art (4.2.3)**

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.342 \times 1.25}{5} \times 27912.11 \Rightarrow V_{stx} = 1404.676KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.324 \times 1.25}{5} \times 27912.11 \Rightarrow V_{sty} = 1385.836KN$$

### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

$S_a$  : Spectre de réponse en accélération absolue.

$g$  : Force de gravitation (pesanteur).

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000 Version 14.

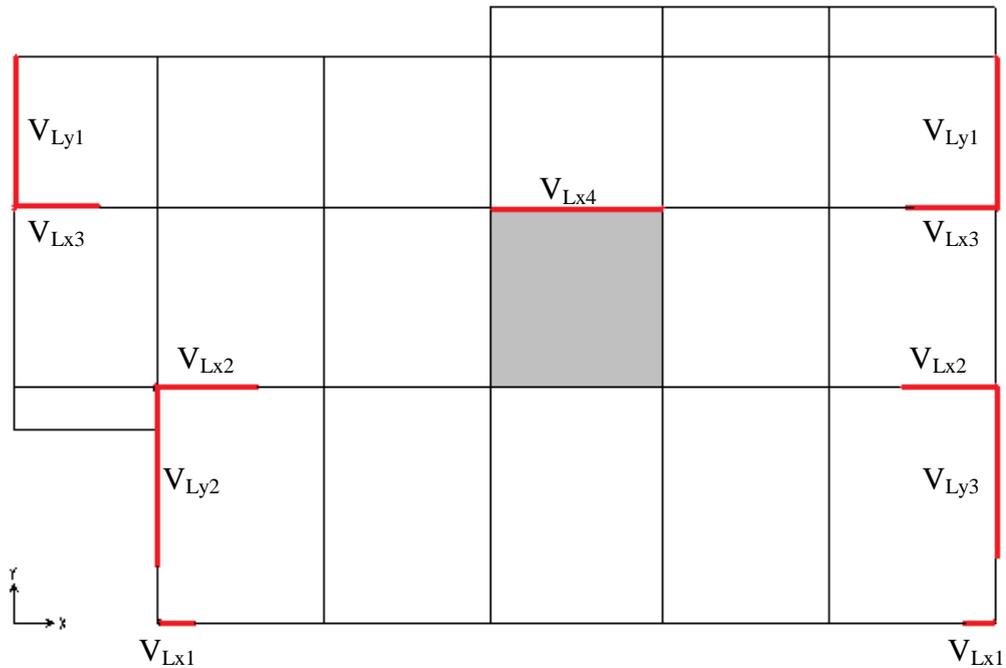
### IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiments avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

**IV.4. Disposition des voiles :**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, et des poutres on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter l'effet de torsion au premier et au deuxième mode, et répondre favorablement aux conditions du RPA 99 Version 2003.



**Fig IV.1. Disposition des voiles.**

#### IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000.v14.

##### IV.5.1. 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 :

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.857576	0,6812	0,01534	0,6812	0,01534
Mode	2	0.808063	0,0157	0,67117	0,6969	0,68651
Mode	3	0.684969	0,000001952	0,00263	0,69691	0,68914
Mode	4	0.238348	0,1615	0,00144	0,8584	0,69058
Mode	5	0.219419	0,00138	0,16848	0,85979	0,85907
Mode	6	0.183373	0,00022	0,00015	0,86	0,85922
Mode	7	0.113007	0,05832	0,00018	0,91832	0,8594
Mode	8	0.102955	0.00015	0,06042	0,91848	0,91982
Mode	9	0.097289	0.000004601	0,00032	0,91848	0,92015
Mode	10	0.095304	0,000001516	0,00008441	0,91848	0,92023
Mode	11	0.085299	0,00002875	0,00007622	0,91851	0,92031
Mode	12	0.084822	0,00024	1.906E-07	0,91876	0,92031

**Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique.**

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend sept modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend 8 modes de vibrations.

Les trois types de déformations sont les suivants :

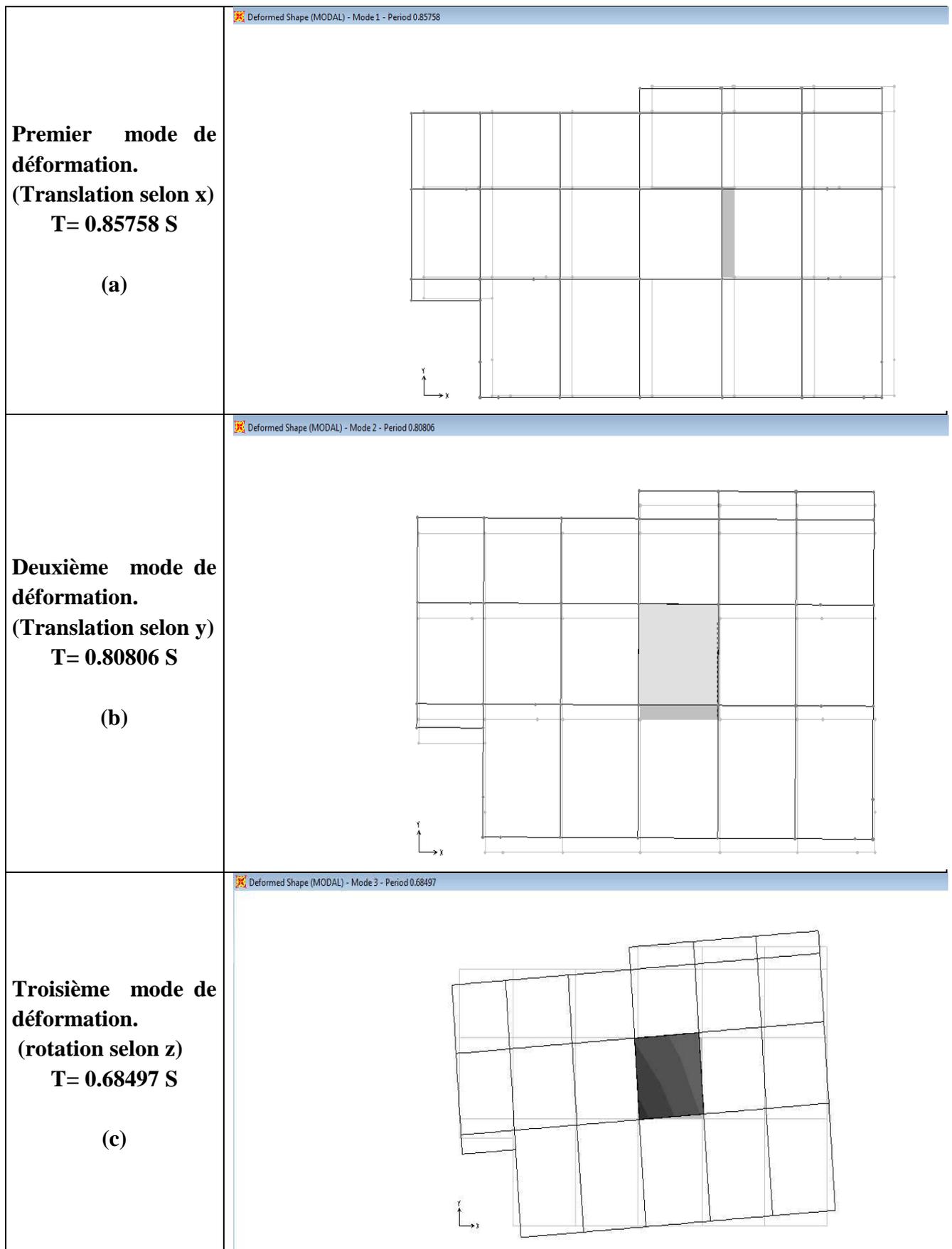


Fig IV.2. Modes de déformations.

**Analyse des résultats :** la participation modale du premier mode suivant la direction xx est prépondérante  $U_X = 68,12\%$  ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré sur la (fig IV.2. a) précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y,  $U_Y = 67,11\%$ .

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du RPA 99 majorées de 30%.

#### IV.5.2. Justification de l'interaction voiles-portiques

- **Sous charges verticales**

NIVEAUX	CHARGE REPRISE		% REPRIS	
	PORTIQUES	VOILES	PORTIQUES (%)	VOILES (%)
Entre sol	50802.993	12892.376	79.7593197	20.24068
RDC	47816.303	12881.497	78.7776542	21.22235
NIV1	44849.993	12444.236	78.2801231	21.71988
NIV2	43849.758	11333.832	79.4615899	20.53841
NIV3	42673.289	10743.241	79.8877969	20.1122
NIV4	41168.21	9490.566	81.2657021	18.7343
NIV5	37302.389	8180.107	82.0148239	17.98518
NIV6	32040.352	7252.692	81.542046	18.45795
NIV7	23420.354	5837.115	80.0491457	19.95085
NIV8	16849.472	4371.994	79.398247	20.60175
NIV9	11717.037	3067.078	79.2542333	20.74577
NIV10	5811.309	1571.852	78.7103112	21.28969

**Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.**

**Analyse des résultats :** on remarque que l'interaction portiques - voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux sauf les cinq premiers niveaux et les trois derniers niveaux où l'écart est de 1.75% ce qui peut être négligé.

- **Sous charges horizontales**

NIVEAU	charge reprise(KN)				% repris			
	PORTIQUES		VOILES		PORTIQUES		VOILES	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E SOL	421.593	397.059	1251.605	1266.399	25.196839	23.869494	74.8031614	76.1305065
RDC	386.929	345.424	1326.731	1407.238	22.5791	19.708535	77.4209003	80.2914652
NIV 1	440.938	417.477	1210.434	1260.521	26.701313	24.879469	73.2986874	75.1205305
NIV 2	487.904	470.921	1072.64	1108.915	31.264995	29.808221	68.7350052	70.1917794
NIV 3	456.264	431.247	1003.656	1043.742	31.252671	29.237303	68.7473286	70.7626972
NIV 4	477.452	447.293	875.214	916.936	35.29711	32.787237	64.7028904	67.2127627
NIV 5	483.724	456.668	747.558	781.742	39.286207	36.875348	60.7137926	63.1246518
NIV 6	406.832	377.759	687.523	719.267	37.175505	34.434827	62.8244948	65.5651735
NIV 7	399.005	371.492	550.187	576.382	42.036279	39.192129	57.9637207	60.8078711
NIV 8	380.945	357.432	408.914	429.644	48.229494	45.412641	51.7705059	54.5873588
NIV 9	284.057	263.677	306.644	323.932	48.088119	44.872866	51.911881	55.1271339
NIV 10	314.512	284.97	143.476	144.511	68.672542	66.352179	31.3274584	33.6478214

**Tableau IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.**

**Analyse des résultats :** on remarque que l'interaction portiques - voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux sauf les trois premiers niveaux où l'écart est de 1.75% dans le sens X et de 5.30% dans le sens Y ce qui peut être négligé.

#### IV.5.3. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$  **RPA99 (Article 7.1.3.3)**

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximale dans les poteaux obtenu par les différentes combinaisons.

$B_c$  : Section du poteau.

Niveaux	$N_d$ (KN)	$B_c$ (m <sup>2</sup> )	$\nu$	Remarques
P(70×65)	3163.223	0.455	0.278	vérifiée
P(65×60)	2478.296	0.39	0.254	vérifiée
P(60×55)	1874.406	0.33	0.227	vérifiée
P(55×50)	1092.348	0.275	0.158	vérifiée
P(50×45)	374.287	0.225	0.066	vérifiée

**Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.**

#### IV.5.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau (k).

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  RPA99 (Article 5.10)

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux (m)	Sens xx						Sens yy				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
3.40	0.08	0.4	0	0.4	340	<b>0.1176470</b>	0.081	0.405	0	0.405	<b>0.11911764</b>
6.80	0.252	1.26	0.4	0.86	340	<b>0.2529411</b>	0.253	1.265	0.405	0.86	<b>0.25294117</b>
9.86	0.457	2.285	1.26	1.025	306	<b>0.3349673</b>	0.462	2.31	1.265	1.045	<b>0.34150326</b>
12.92	0.693	3.465	2.285	1.18	306	<b>0.3856209</b>	0.707	3.535	2.31	1.225	<b>0.4326797</b>
15.98	0.95	4.75	3.465	1.285	306	<b>0.4199346</b>	0.979	4.895	3.535	1.360	<b>0.4444444</b>
19.04	1.22	6.1	4.75	1.35	306	<b>0.4411764</b>	1.266	6.330	4.895	1.435	<b>0.46895424</b>
22.10	1.49	7.45	6.1	1.35	306	<b>0.4411764</b>	1.558	7.790	6.330	1.460	<b>0.47712418</b>
25.16	1.75	8.75	7.45	1.3	306	<b>0.4248366</b>	1.849	9.245	7.790	1.455	<b>0.47549019</b>
28.22	2.01	10.05	8.75	1.3	306	<b>0.4248366</b>	2.131	10.65	9.245	1.410	<b>0.46078431</b>
31.28	2.25	11.25	10.05	1.2	306	<b>0.3921568</b>	2.400	12.00	10.65	1.345	<b>0.43954248</b>
34.34	2.47	12.35	11.25	1.1	306	<b>0.3594771</b>	2.657	13.28	12.00	1.285	<b>0.41993464</b>
37.40	2.68	13.4	12.35	1.05	306	<b>0.3431372</b>	2.890	14.45	13.28	1.165	<b>0.38071895</b>

**Tableau IV.7. Vérification des déplacements.**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1.460\text{cm} < 0.01 \times h_e = 3.06\text{cm}$$

**IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	$h_k$ (cm)	Sens x-x			Sens y-y			
		$P_k$ (KN)	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$
<b>ES</b>	340	39953.102	0.4	1673.198	<b>0.0280921</b>	0.405	1663.458	<b>0.0284433</b>
<b>RDC</b>	340	36115.208	0.86	1713.66	<b>0.0533071</b>	0.86	1752.662	<b>0.0533071</b>
<b>NIV01</b>	306	33202.031	1.025	1651.372	<b>0.0673476</b>	1.045	1677.998	<b>0.0686617</b>
<b>NIV02</b>	306	29693.186	1.18	1560.544	<b>0.0733739</b>	1.225	1579.836	<b>0.076172</b>
<b>NIV03</b>	306	26178.091	1.285	1459.92	<b>0.0752992</b>	1.36	1474.989	<b>0.0796941</b>
<b>NIV04</b>	306	22781.755	1.35	1352.666	<b>0.0743034</b>	1.435	1364.229	<b>0.0789818</b>
<b>NIV05</b>	306	19383.016	1.35	1231.282	<b>0.0694506</b>	1.46	1238.41	<b>0.0751096</b>
<b>NIV06</b>	306	15983.36	1.3	1094.355	<b>0.0620486</b>	1.455	1097.026	<b>0.0694467</b>
<b>NIV07</b>	306	12697.647	1.3	949.192	<b>0.0568318</b>	1.41	947.874	<b>0.0616406</b>
<b>NIV08</b>	306	9411.659	1.2	789.859	<b>0.0467279</b>	1.345	787.076	<b>0.0523742</b>
<b>NIV09</b>	306	6124.868	1.1	590.701	<b>0.0372735</b>	1.285	587.609	<b>0.0435422</b>
<b>NIV10</b>	306	3013.19	1.05	457.988	<b>0.0225757</b>	1.165	429.481	<b>0.0250482</b>

**Tableau IV.8. Vérification de L'effet P-Δ.**

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

#### IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

##### Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

$$V_{xdyn} = 1673,198KN$$

$$V_{ydyn} = 1663,458KN$$

On a

$$V_{stx} = 1404.676KN \Rightarrow 0.8 \times V_{stx} = 1123.740KN$$

$$V_{sty} = 1385.836KN \Rightarrow 0.8 \times V_{sty} = 1108.668KN$$

$$V_{xdyn} \geq 0.8 \times V_{stx}$$

$$V_{ydyn} \geq 0.8 \times V_{sty}$$

Condition vérifiée.

#### IV.7. Conclusion :

Après la modélisation, nous avons opté pour des voiles de 16cm d'épaisseur. Les sections des poteaux sont augmentées dans le but d'avoir des translations dans les deux premiers modes, et satisfaire l'interaction voiles-portiques ainsi que le taux de participation massique.

## V.1 Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée 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   |
| 3) 0.8G-E     | 6) G+Q+E |

**RPA99 (Article 5.2)**

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées par le logiciel **SAP2000** selon les sollicitations suivantes :

$N_{max}$  —————→  $M_{correspondant}$

$N_{min}$  —————→  $M_{correspondant}$

$M_{max}$  —————→  $N_{correspondant}$

### V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003

**RPA99 (Article 7.4.2.1)**

#### a) Les armatures longitudinales

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II<sub>a</sub>).

-Le pourcentage maximal est 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 II<sub>a</sub>).

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II<sub>a</sub>).

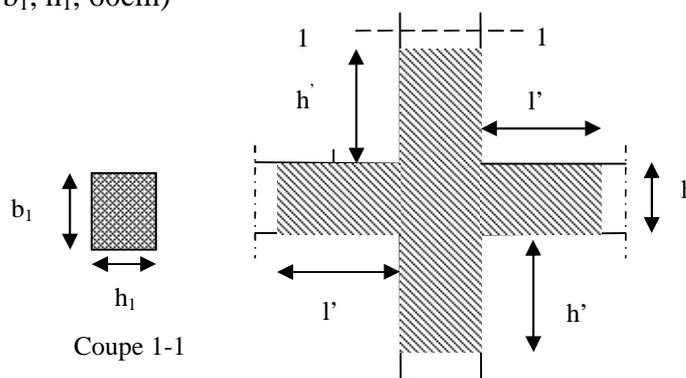
-Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Fig V.1. La zone nodale.**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
Entre sol, RDC	70×65	36.4	182	273
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65×60	31.2	156	234
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×55	26.4	132	198
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	55×50	22	110	165
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	50×45	18	90	135

**Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.**

**b) Les armatures transversales**

**RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

$V_u$  : 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 :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l^{\min}, 15\text{cm}) \quad (\text{Zone nodale ; zone II}_a).$$

$$t \leq 15 \times \phi_l^{\min} \quad (\text{Zone courante ; zone II}_a).$$

Avec :  $\phi_l^{\min}$  Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant telle que :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique du poteau}).$$

**La quantité d'armatures transversales minimales**  $\frac{A_t}{t \times b_1}$ , en % est donnée comme suit :

0.3% si  $\lambda_g \geq 5$  ; 0.8% si  $\lambda_g < 3$  ; Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{ interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

Avec :  $\lambda_g = l_f / b$  ou  $l_f / a$ . (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  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  $10\phi_l$  (au minimum).

$$l_r = 40\phi$$

### 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 ci-après :

Niveaux	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	3163.223	10.473	82.710	1827.480	974.990	3.480
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	2478.300	32.360	85.390	1544.280	399.130	8.490
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1874.410	38.290	93.010	970.620	103.990	11.550
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	1092.350	41.690	84.880	428.160	13.390	14.460
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	374.290	41.320	75.920	75.93	25.320	9.830

**Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.**

### V.2.3. Ferrailage des poteaux : il peut être tiré directement du logiciel SAP2000.

#### a) Armatures longitudinales

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> ) SAP 2000	$A_{\text{mim}}$ (cm <sup>2</sup> ) RPA99	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre sol, RDC	70×65	10.80	36.4	8T20+6T16= 37.19
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65×60	10.00	31.2	8T20+4T16= 33.17
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×55	9.20	26.4	4T20+8T16= 28.65
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	55×50	8.40	22	4T20+8T14= 24.87
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	50×45	7.60	18	6T16+4T14= 18.22

**Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.**

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA 99/2003 car le ferrailage donné par le SAP est inférieur à  $A_{\text{mim}}$  du RPA.

**b) Armatures transversales**

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Niveau	Entre sol, RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage
Section (cm)	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	1.6
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	238	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.66	3.57	3.89	4.28	4.76
$V_u$ (KN) SAP2000	42.921	61.040	70.075	68.118	61.583
$l_r > 40\Phi_1$ en zone II <sub>a</sub>	80	80	80	80	64
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	15	15	15	14	14
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	20	20	20	20	20
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	1.15	1.76	2.19	2.32	2.31
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.41	2.93	2.47	2.06	1.68
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	5T10=3.93	5T10=3.93	4T10=3.14	4T10=3.14	4T10=3.14

**Tableau V.4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.**

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.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

**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 définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau de l'entre sol et du R.D.C, avec une hauteur de  $h = 3.4\text{m}$  et un effort normal égal à :  $3163.223 \text{ KN}$

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \qquad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

**Exemple illustratif**

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.38$  (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.20$  (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.38}{0.20} \Rightarrow \lambda = 11.90 \Rightarrow \alpha = 0.83 ; \quad B_r = 4154 \text{cm}^2$  (Section réduite).

Donc :

$$N_u^{\max} = 0.83 \times \left( \frac{0.4154 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.19 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7458.510 \text{KN}$$

On a  $N_u^{\text{SAP}} = 3163.223 \text{KN} < N_u^{\max} = 7458.510 \text{KN}$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

**b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$i$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_u^{\max}$ (KN)
Entre sol, RDC	70×65	3.4	2.380	0.20	11.90	0.83	37.19	4154	3163.223	7458.510
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65×60	3.06	2.142	0.18	11.90	0.83	33.17	3534	2478.296	6389.492
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×55	3.06	2.142	0.17	12.60	0.82	28.65	2964	1874.406	5318.036
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	55×50	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	24.87	2444	1092.348	4420.594
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	50×45	3.06	2.142	0.14	15.30	0.81	18.22	1974	374.287	3474.320

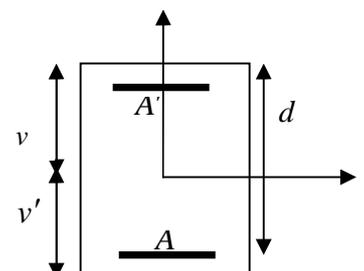
**Tableau V.5. Justification de l'effort normal réduit.**

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_u^{\text{sap}} < N_u^{\max}$  donc c'est Vérifiée.

**c) Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$



**Fig V.2. Section d'un poteau.**

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Entre sol, RDC	70×65	63	37.19	38.06	31.94	0.022475057	2307.720	33.640	5.08	15
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	65×60	58.5	33.17	35.44	29.56	0.01671414	1807.950	34.580	4.84	15
3,4 et 5 <sup>ème</sup>	60×55	54	28.65	32.76	27.24	0.012090144	1367.330	38.130	4.70	15
6, 7 et 8 <sup>ème</sup>	55×50	49.5	24.87	30.13	24.87	0.008522178	797.030	39.030	3.93	15
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	50×45	45	18.22	27.16	22.84	0.005662295	273.56	43.820	3.19	15

**Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.**

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**d) Vérification aux sollicitations tangentielles**

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$  Telle que :

**RPA 99 (Article 7.4.3.2)**

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ MPa	τ̄ <sub>adm</sub> MPa	Observation
Entre sol, RDC	70×65	2.380	3.66	0.04	63	42.92	0.105	1	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65×60	2.142	3.57	0.04	58.5	61.04	0.174	1	vérifiée

3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×55	2.142	3.89	0.04	54	70.07	0.236	1	vérifiée
6,7et 8 <sup>ème</sup> étage	55×50	2.142	4.28	0.04	49.5	68.12	0.275	1	vérifiée
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	50×45	2.142	4.76	0.04	45	61.58	0.304	1	vérifiée

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles.

### V.2.5. Disposition constructive des poteaux

#### ▪ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 20\text{mm donc } L_r > 80\text{cm ; on adopte } L_r = 85 \text{ cm}$$

#### ▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par  $h'$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$  : section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On opte  $h' = 70 \text{ cm}$  pour tous les étages.

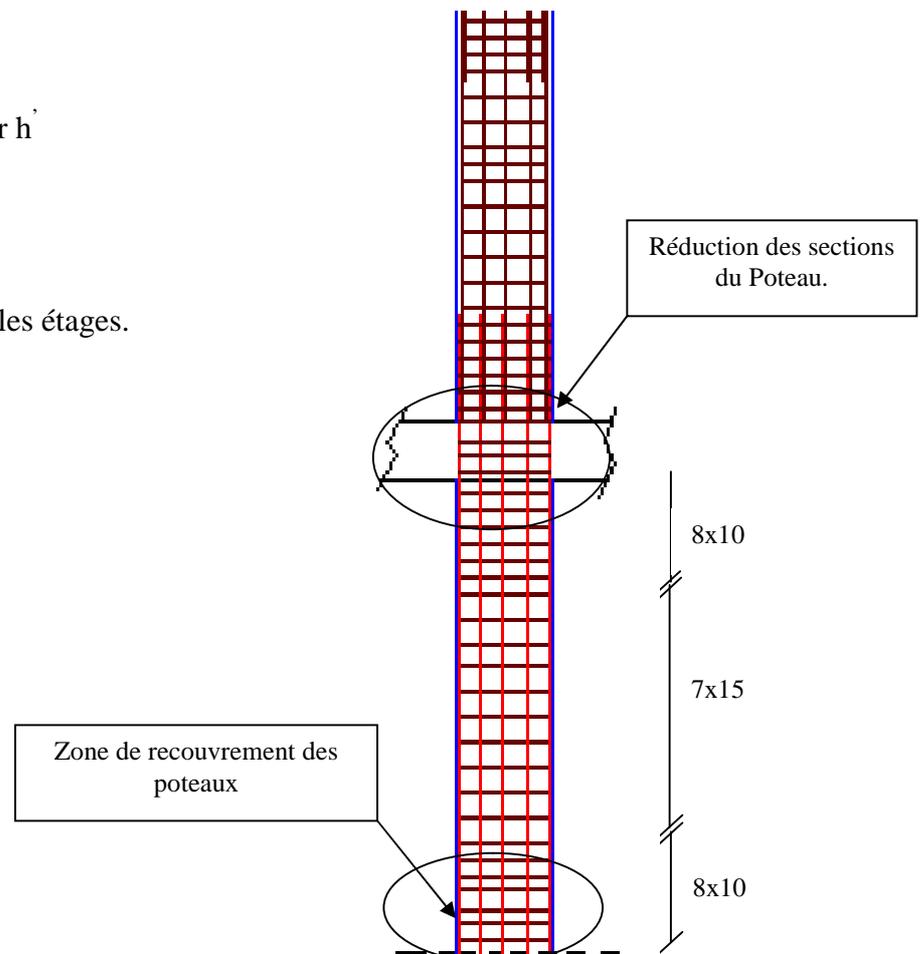
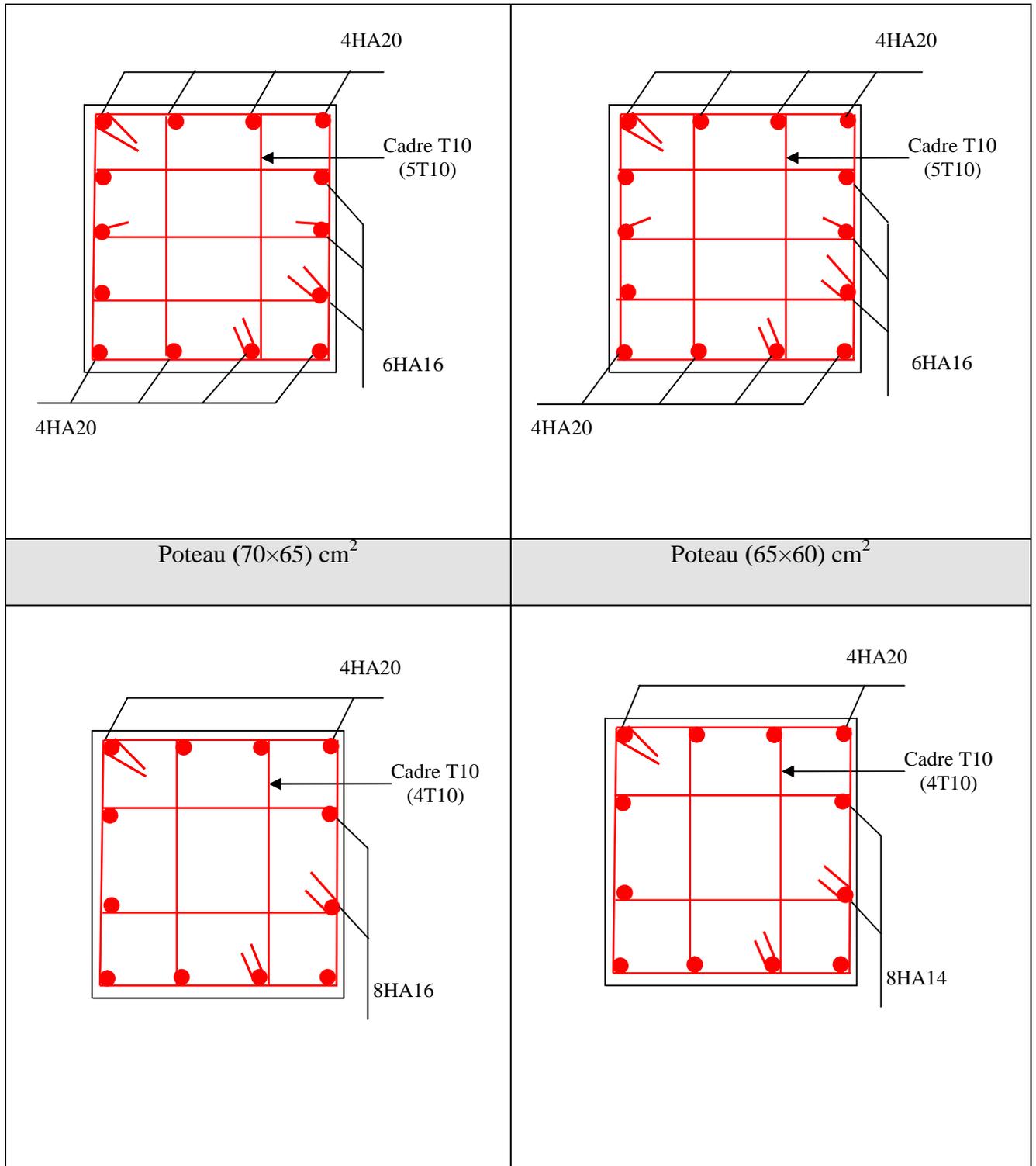
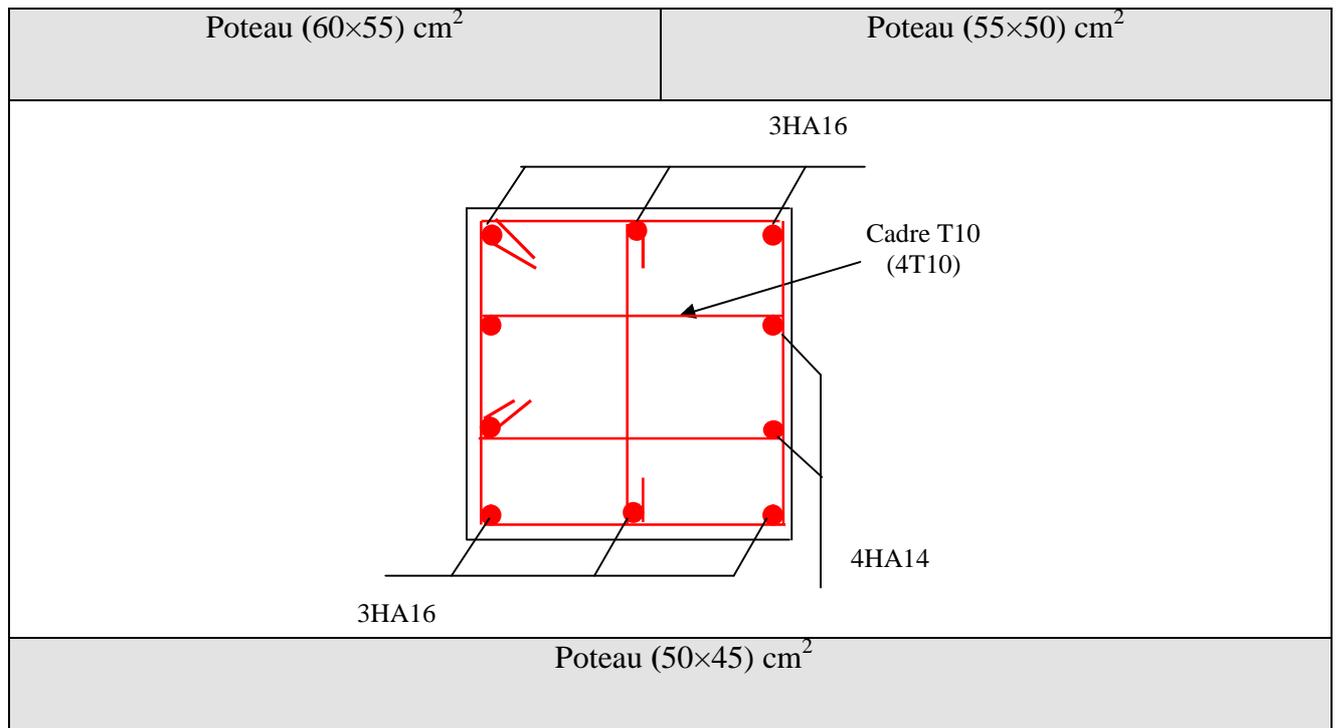


Fig V.3. Zone de recouvrement.

V.2.6. Schémas de ferrailage :





**Fig V.4. Schémas de ferrailage des poteaux.**

### V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales et les poutres 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**.

#### V.3.1. Les recommandations du RPA99

##### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

##### b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t)$  : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre  $\phi_t$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA 99 Version 2003**.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	V KN	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	V KN
ES, RDC	99.05	102.21	144.53	81.03	83.33	247.26
Etages 1 et 2	122.07	123.53	174.08	96.32	100.11	249.81
Etages 3,4 et 5	120.30	120.91	171.16	97.41	102.67	220.26
Etages 6,7 et 8	97.65	97.39	140.37	85.27	93.54	163.36
Etages 9 et 10	64.28	85.87	97.70	66.60	77.21	129.07

**Tableau V.8. Sollicitations plus défavorables dans les poutres.**

### a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenue le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

niveau	Type de poutre	section	localisation	$A_{cal}$ SAP2000	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) et N <sup>bre</sup> de barres
ES, RDC	Principale	40×30	Appuis	8.83	6	72	6T14 = 9.24
			Travée	8.52	6	48	6T14 = 9.24
	Secondaire	35×30	Appuis	8.42	5.25	63	6T14 = 9.24
			Travée	8.15	5.25	42	6T14 = 9.24
Etages 1et 2	Principale	40×30	Appuis	10.97	6	72	6T16 =12.06
			Travée	10.82	6	48	6T16 =12.06
	Secondaire	35×30	Appuis	10.42	5.25	63	3T16+3T14 =10.65
			Travée	9.96	5.25	42	3T16+3T14 =10.65
Etages 3,4et 5	Principale	40×30	Appuis	10.70	6	72	6T16 = 12.06
			Travée	10.63	6	48	6T16 = 12.06
	secondaire	35×30	Appuis	10.74	5.25	63	6T16 = 12.06
			Travée	10.09	5.25	42	3T16+3T14 =10.65
Etages 6 ,7et 8	Principale	40×30	Appuis	8.36	6	72	6T14 = 9.24
			Travée	8.39	6	48	6T14 = 9.24
	secondaire	35×30	Appuis	9.62	5.25	63	3T16+3T14 =10.65
			Travée	8.64	5.25	42	6T14 = 9.24
Etages 9et 10	Principale	40×30	Appuis	7.27	6	72	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	5.32	6	48	6T12 = 6.79
	secondaire	35×30	Appuis	7.72	5.25	63	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	6.55	5.25	42	6T12 = 6.79

Tableau V.9. Les armatures longitudinales dans les poutres.

- Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm; \quad \text{on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm; \quad \text{on adopte } l_r = 50cm$$

### b) Diamètre des armatures transversales

$$\phi \leq \min \left( \phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3) = 1.2 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (1 cadre T10 + 1 étrier T10)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3) = 1 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (1 cadre T8 + 1 étrier T8)

**c) Calcul des espacements des armatures transversales**

- Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

- **Poutres principales**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} ) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.33 \text{ cm} ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 35.63 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} ) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 28.80 \text{ cm} ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 10.88 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

**d) Vérification des sections d'armatures transversales**

On doit vérifier que :  $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b < A_t$  (calculée)

- **Poutres principales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**V.3.3. Vérifications [BAEL 91] :**

**a) Vérifications à L'ELU :**

**1) Condition de non fragilité :**

**- Poutre principales :**

$$A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} < A_{cal} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**- Poutre secondaires :**

$$A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} < A_{cal} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**2) Vérification des contraintes tangentielles**

**▪ Vérification de l'effort tranchant**

**BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type :

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Principales	174.08	1.57	Vérifiée
Secondaires	249.81	2.60	Vérifiée

**Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.**

**▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives :  $A_l > \frac{V_u^{\max} \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u^{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Poutres	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	12.06	174.08	123.53	5.00	-5.65	Vérifiée
Secondaires	12.06	249.81	102.67	7.18	-3.07	Vérifiée

**Tableau V.11. Vérification au cisaillement.**

**b) Vérifications à L'ELS :**

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

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

On doit vérifier que :

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

y est la racine de la solution de l'équation :

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

Le moment d'inertie de la section fissurée par rapport à l'axe neutre est donné par :

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
Principales	appui	62.73	120734.34	15.94	8.28	15	vérifiée
	travée	36.91		15.94	4.87	15	vérifiée
Secondaires	appui	52.93	85886.64	14.52	8.85	15	vérifiée
	travée	45.67	79191.81	13.89	8.01	15	vérifiée

**Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

**3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

Selon le **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \succ \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \succ \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \prec \frac{4.2}{f_e}$$

**- Poutres principales :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{500} = 0.08 \succ \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_t^{ser} = 36.91 \text{ Kn.m}$$

$$G_{\text{plancher}} = 10.44 \text{ KN/m} ; \quad Q_{\text{plancher}} = 1.6 \text{ KN/m} ; \quad G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{total}} = 10.44 + 3 = 13.44 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G_{\text{total}} + Q = 13.44 + 1.6 = 15.04 \text{ KN/m}$$

$$M_0^{ser} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{15.04 \times 5^2}{8} = 47 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}} = 0.078 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions de flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**- Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{360} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$M_t^{ser} = 45.67 \text{ Kn.m}$$

$$G = 4.244 \text{ KN/m} ; \quad Q = 0.65 \text{ KN/m} ; \quad G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{total}} = 4.244 + 2.625 = 6.869 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G_{\text{total}} + Q = 6.869 + 0.65 = 7.519 \text{ KN/m}$$

$$M_0^{ser} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{7.519 \times 3.6^2}{8} = 12.181 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.097 \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}} = 0.084 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79}{30 \times 32} = 0.0070 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

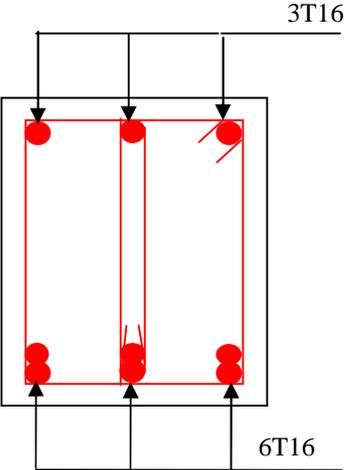
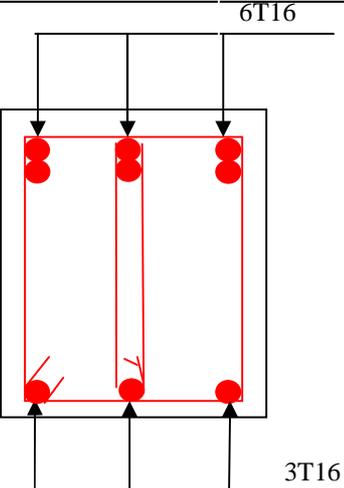
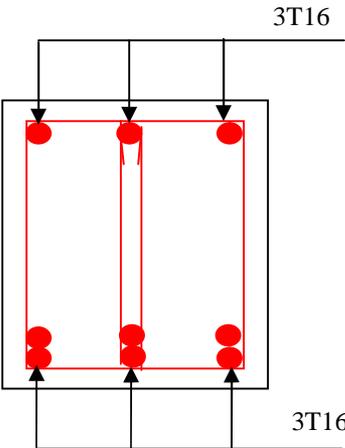
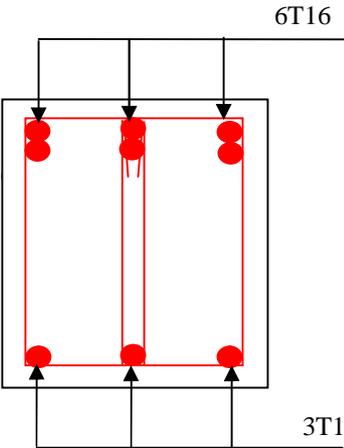
	h cm	b cm	l cm	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	500	6.79	0.08	0.078	0.0072	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	360	6.79	0.097	0.084	0.0070	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée

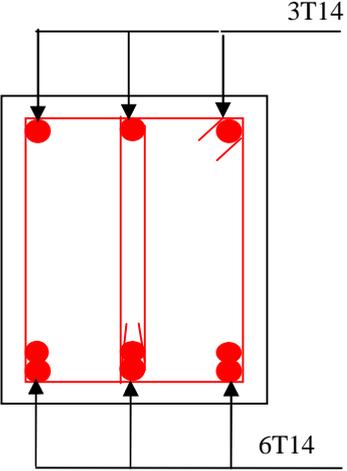
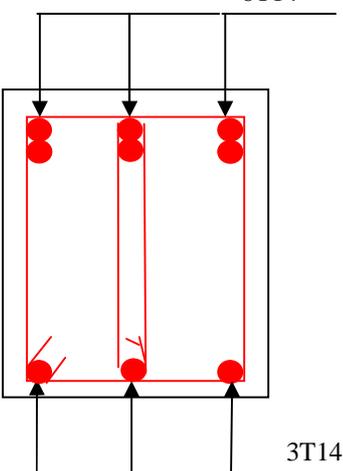
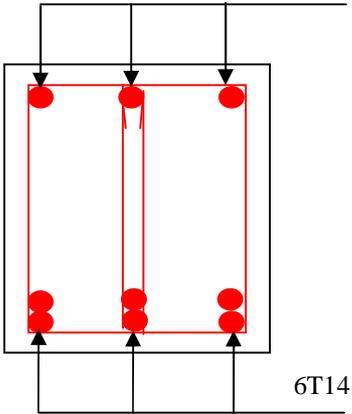
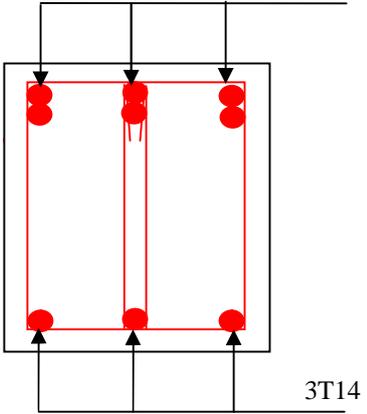
**Tableau V.13. Vérification de la flèche dans les poutres.**

V.3.4. Schémas de ferrailages des poutres :

		Entre sol et RDC	
		En travée	En appui
PP			
PS			

		Etage 1 et 2	
		En travée	En appui
PP	<p>3T16</p> <p>6T16</p>	<p>6T16</p> <p>3T16</p>	
PS	<p>3T14</p> <p>3T16+3T14</p>	<p>3T16+3T14</p> <p>3T14</p>	

		Etage 3, 4 et 5	
		En travée	En appui
PP			
PS			

		Etage 6,7 et 8	
		En travée	En appui
PP	 <p>Diagram showing reinforcement for PP En travée. It features a rectangular frame with three vertical bars at the top and three at the bottom. A horizontal line above the top bars is labeled 3T14, and a horizontal line below the bottom bars is labeled 6T14. Red circles represent reinforcement bars, and red lines indicate their placement within the frame.</p>	 <p>Diagram showing reinforcement for PP En appui. It features a rectangular frame with six vertical bars at the top and three at the bottom. A horizontal line above the top bars is labeled 6T14, and a horizontal line below the bottom bars is labeled 3T14. Red circles represent reinforcement bars, and red lines indicate their placement within the frame.</p>	
PS	 <p>Diagram showing reinforcement for PS En travée. It features a rectangular frame with three vertical bars at the top and three at the bottom. A horizontal line above the top bars is labeled 3T14, and a horizontal line below the bottom bars is labeled 6T14. Red circles represent reinforcement bars, and red lines indicate their placement within the frame.</p>	 <p>Diagram showing reinforcement for PS En appui. It features a rectangular frame with three vertical bars at the top and three at the bottom. A horizontal line above the top bars is labeled 3T16+3T14, and a horizontal line below the bottom bars is labeled 3T14. Red circles represent reinforcement bars, and red lines indicate their placement within the frame.</p>	

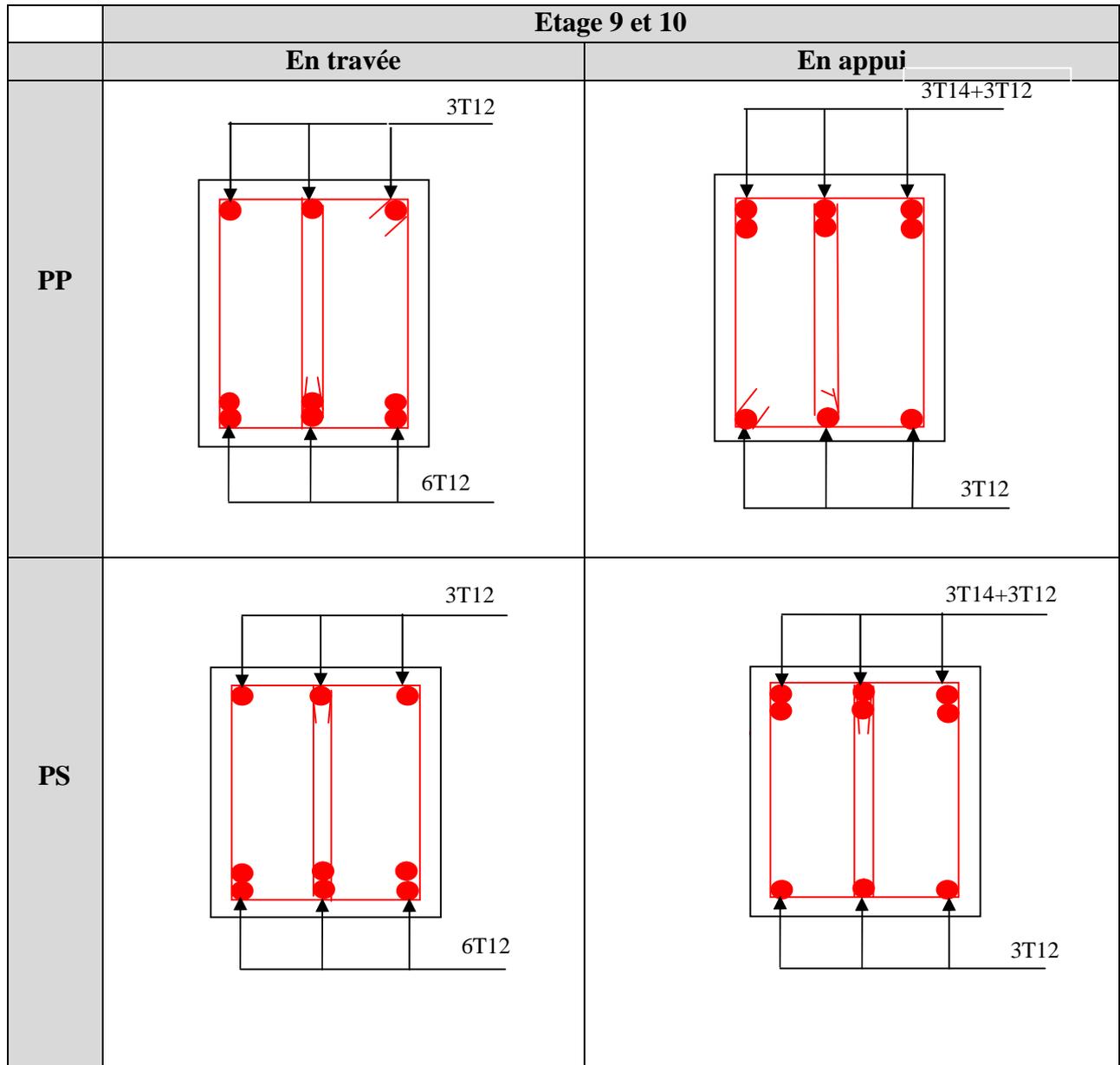


Fig V.5. Schémas de ferrailages des poutres.

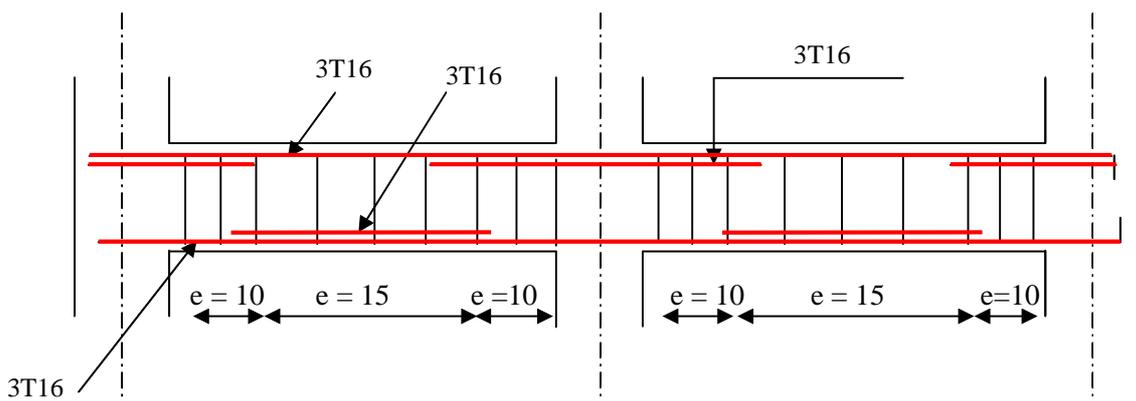


Fig V.6. Disposition constructive de la poutre principale (étage 1 et 2).

#### 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.

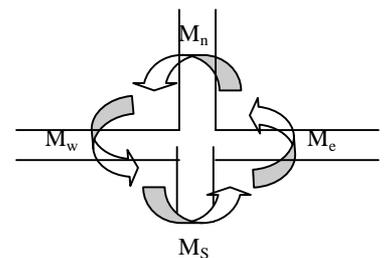
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

##### V.4.1. Détermination des moments résistants 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.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$  ;  $Z = 0.9 \times h$  ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$



**Fig V.7. Schéma de la Zone nodale.**

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Entre sol, RDC	70×65	0.63	37.19	815.35
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65×60	0.585	33.17	675.27
3,4, et 5 <sup>ème</sup> étage	60×55	0.54	28.65	538.25
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	55×50	0.495	24.87	428.41
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	50×45	0.45	18.22	285.32

**Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.**

#### V.4.2. Détermination des moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Entre sol, RDC	PP	40×30	0.360	9.24	115.76
	PS	35×30	0.315	9.24	101.29
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	PP	40×30	0.360	12.06	151.087
	PS	35×30	0.315	10.65	116.74
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	PP	40×30	0.360	12.06	151.087
	PS	35×30	0.315	12.06	132.20
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	PP	40×30	0.360	9.24	115.76
	PS	35×30	0.315	10.65	116.74
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	PP	40×30	0.360	8.01	100.35
	PS	35×30	0.315	8.01	87.80

**Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres.**

### V.4.3. Vérification des zones nodales :

Niveau	plan	$M_e = M_w$	$M_n$	$M_s$	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	observations
RDC	PP	115.76	815.35	815.35	289.4	1630.7	vérifiée
	PS	101.28	815.35	815.35	253.2	1630.7	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	PP	151.08	675.27	815.35	377.7	1490.62	vérifiée
	PS	116.74	675.27	815.35	291.85	1490.62	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	PP	151.08	675.27	675.27	377.7	1350.54	vérifiée
	PS	116.74	675.27	675.27	291.85	1350.54	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	PP	151.08	538.25	675.27	377.7	1213.52	vérifiée
	PS	132.20	538.25	675.27	330.5	1213.52	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	PP	151.08	538.25	538.25	377.7	1076.5	vérifiée
	PS	132.20	538.25	538.25	330.5	1076.5	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	PP	151.08	538.25	538.25	377.7	1076.5	vérifiée
	PS	132.20	538.25	538.25	330.5	1076.5	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	PP	115.76	428.41	538.25	289.4	966.66	vérifiée
	PS	116.74	428.41	538.25	291.85	966.66	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	PP	115.76	428.41	428.41	289.4	856.82	vérifiée
	PS	116.74	428.41	428.41	291.85	856.82	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	PP	115.76	428.41	428.41	289.4	856.82	vérifiée
	PS	116.74	428.41	428.41	291.85	856.82	vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	PP	100.35	285.32	428.41	250.87	713.73	vérifiée
	PS	87.80	285.32	428.41	219.5	713.73	vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	PP	100.35	285.32	285.32	250.87	570.64	vérifiée
	PS	87.80	285.32	285.32	219.5	570.64	vérifiée

Tableau V.16. Vérification des zones nodales.

## V.5. Etude des voiles

### V.5.1. Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) faible devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion

- Flexion par effort tranchant
- Ecrasement

Dans le but d'éviter ces modes de ruptures on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### V.5.2. Les recommandations du RPA99

**a) Armatures verticales :** sont destinées à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées a 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%.l<sub>f</sub>.e**
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) est 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.

**b) Armatures horizontales :** sont destinées à reprendre les efforts tranchant, elles sont disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de diamètre **10Ø**

**c) Armatures transversales :** sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires entre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1 m<sup>2</sup> au moins.

**d) Armatures de couture :** le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \text{ avec : } V = 1,4.V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter a la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante (section non tendue).}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$

#### f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$  en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$  en zone comprimée sous toutes les combinaisons.

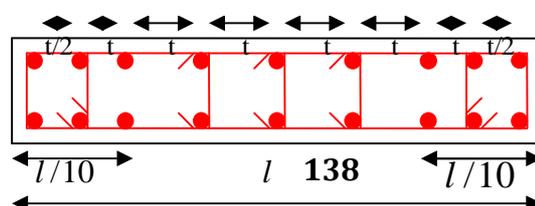


Fig V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.5.3. Disposition des voiles

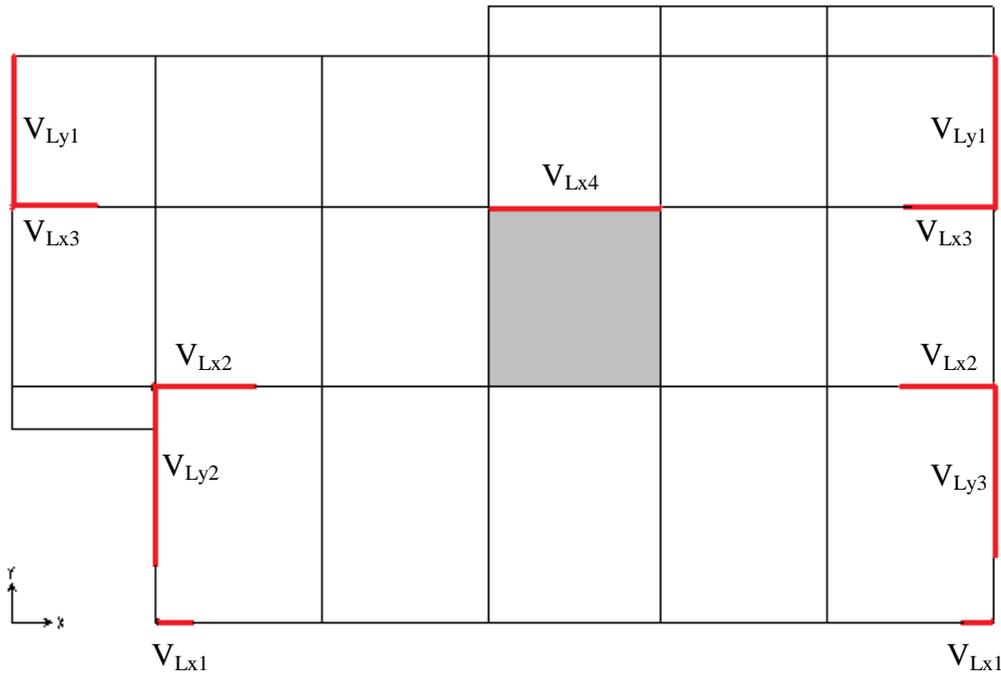


Fig V.9. Disposition des voiles.

V.5.4. Ferrailage des voiles :

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e × l) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant.

$V_{x2}$

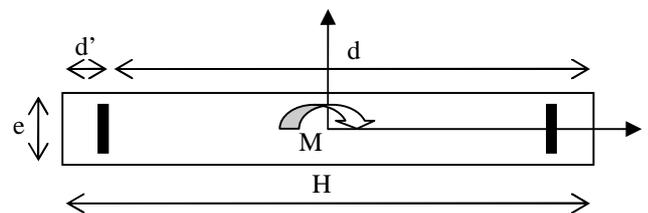


Fig V.10. Schéma d'un voile plein.

$$d = 0,9.h ; \quad d' = 0,1.h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{min}^{RPA})$$

b) Armatures horizontales : elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_h^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal}$  / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{V_{min}}^{BAEL}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v_{min}}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adap}$  / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

$N_{bre}/face$  : nombre de barres adaptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{min}$  /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{adap}$  /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$A_v^{adpt}$  / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

**V.5.5. 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 ci-après :

- Voiles selon xx :

- Voile  $V_{LX1}$  :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	542.63	8.415	73.295	265.539	24.344	10.103
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	494.835	23.129	53.349	313.623	22.741	1.324
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	427.887	33.431	56.576	291.292	6.11	1.618
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	412.311	60.770	205.848	343.623	18.94	5.690
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	130.635	111.592	245.015	108.948	12.941	6.386

**Tableau V.17. Sollicitations dans le voile  $V_{LX1}$ .**

- Voile  $V_{LX2}$  :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	1409.319	35.274	697.820	458.091	120.530	73.547
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1107.178	135.161	432.719	921.485	249.385	56.276
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	939.959	89.832	372.800	760.655	268.685	30.059
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	634.836	118.858	271.219	549.022	120.004	41.746
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	285.323	141.123	172.489	279.137	47.736	34.999

**Tableau V.18. Sollicitations dans le voile  $V_{LX2}$ .**

- Voile  $V_{LX3}$  :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	1310.013	65.436	727.804	501.194	29.833	88.933
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	962.878	189.804	528.770	710.290	189.876	121.827
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	777.203	83.494	411.691	631.816	217.167	57.750
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	516.692	111.108	259.340	475.029	69.150	9.419
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	243.379	132.659	201.244	126.631	32.762	45.785

Tableau V.19. Sollicitations dans le voile  $V_{LX3}$ .- Voile  $V_{LX4}$  :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	2299.258	4.003	1684.883	1700.365	1003.642	99.274
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	2108.691	17.715	1180.965	1561.023	903.906	52.781
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1868.032	17.674	716.147	1383.623	677.047	19.458
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	1297.795	15.765	353.575	961.495	388.061	6.289
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	583.939	9.498	175.087	432.893	157.886	150.954

Tableau V.20. Sollicitations dans le voile  $V_{LX4}$ .

## - Voiles selon yy :

- Voile  $V_{Ly1}$  :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	1556.120	37.905	170.726	6.976	483.700	1341.494
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1284.485	120.089	212.137	143.233	506.361	951.545
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1033.788	135.943	146.536	223.674	587.023	512.664
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	686.507	42.449	18.078	161.016	592.095	302.229
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	293.182	76.869	0	0	246.911	198.011

Tableau V.21. Sollicitations dans le voile  $V_{Ly1}$ .- Voile  $V_{Ly2}$  :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	2230.291	1353.110	1624.434	298.969	745.944	1679.539
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1726.085	95.614	174.858	522.437	967.217	950.179
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1442.944	84.551	483.788	446.006	898.709	710.646

6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	947.373	84.415	247.956	181.275	576.231	422.196
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	366.718	88.729	94.804	26.038	177.916	199.888

Tableau V.22. Sollicitations dans le voile V<sub>Ly2</sub>.

- Voile V<sub>Ly3</sub> :

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol, RDC	2001.034	1282.505	1515.217	246.317	625.724	1562.929
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1560.731	37.367	114.458	354.544	863.436	867.222
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1287.676	46.088	106.416	347.02	808.314	626.735
6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage	846.711	34.581	201.585	154.064	504.464	351.827
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	330.806	20.518	57.692	28.022	154.245	141.169

Tableau V.23. Sollicitations dans le voile V<sub>Ly3</sub>.

$$\tau = \frac{V}{e \times d}; \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile ; } d : \text{ hauteur utile.}$$

(RPA Article 7.7.2)

- Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citées auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

- voiles selon xx :

- Voile V<sub>Lx1</sub> :

L = 80cm, e = 16cm					
Niveau	Entre sol, RDC	Etage1 et 2	Etage3, 4 et 5	Etage6, 7 et 8	Etage9 et 10
N (KN)	542.63	494.835	427.887	412.311	130.635
M (KN.m)	8.415	23.129	33.431	60.770	111.592
V (KN)	33.781	31.232	35.217	110.919	131.443
Section	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC
τ (Mpa)	0.411	0.380	0.428	1.348	1.597
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	1.920	1.920	1.920	1.920	1.920
A <sub>v</sub> <sup>calculée</sup> (cm <sup>2</sup> )	14.355	14.539	13.831	3.119	2.945
A <sub>v</sub> <sup>calculée</sup> / face (cm <sup>2</sup> )	7.177	7.270	6.916	1.559	1.473
A <sub>v</sub> <sup>adopté</sup> / face (cm <sup>2</sup> )	7.70	7.70	7.70	5.65	5.65
Nombre de barres/face	5HA14	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
St (cm)	20	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>calculée</sup> /plan (cm <sup>2</sup> )	0.411	0.380	0.43	1.35	1.60
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> /plan (cm <sup>2</sup> )	8.160	7.344	7.344	0.48	0.48
A <sub>h</sub> <sup>adoptée</sup> /plan (cm <sup>2</sup> )	9.24	7.70	7.70	3.16	3.16
Nombre de barre/plan/ml	6HA14	5HA14	5HA14	4HA10	4HA10

St (cm)	20	20	20	20	20
---------	----	----	----	----	----

**Tableau V.24. Ferrailage du voile  $V_{LX1}$ .**

- Voile  $V_{LX2}$  :

L = 235cm, e = 16cm					
Niveau	Entre sol, RDC	Etage1 et 2	Etage3, 4 et 5	Etage6, 7 et 8	Etage9 et 10
N (KN)	1409.319	1107.178	939.959	634.836	285.323
M (KN.m)	35.274	135.161	89.832	118.858	141.123
V (KN)	215.995	201.501	205.036	178.425	128.322
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
$\tau$ (Mpa)	0.894	0.834	0.848	0.738	0.531
$A_v^{min}$ / (RPA) ( $cm^2$ )	5.640	5.640	5.640	5.640	5.640
$A_v^{calculée}$ ( $cm^2$ )	36.359	31.993	26.366	22.614	1.781
$A_v^{calculée}$ / face ( $cm^2$ )	18.179	15.997	13.183	11.307	0.890
$A_v^{adopté}$ / face ( $cm^2$ )	18.48	16.02	13.56	13.56	6.78
Nombre de barres/face	12HA14	6HA14+6HA12	12HA12	12HA12	6HA12
St (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$ / plan ( $cm^2$ )	0.890	0.830	0.85	0.74	0.530
$A_h^{min}$ / plan ( $cm^2$ )	8.160	7.344	7.344	7.344	0.480
$A_h^{adoptée}$ / plan ( $cm^2$ )	9.24	9.24	9.24	9.24	3.01
Nombre de barre/plan/ml	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.25. Ferrailage du voile  $V_{LX2}$ .**

- Voile  $V_{LX3}$  :

L = 235cm, e = 16cm					
Niveau	Entre sol, RDC	Etage1 et 2	Etage3, 4 et 5	Etage6, 7 et 8	Etage9 et 10
N (KN)	1310.013	962.878	777.203	516.692	243.379
M (KN.m)	65.436	189.804	83.494	111.108	132.659
V (KN)	270.469	256.966	226.824	166.736	129.406
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
$\tau$ (Mpa)	1.119	1.063	0.938	0.694	0.535
$A_v^{min}$ (RPA) ( $cm^2$ )	5.640	5.640	5.640	5.640	5.640
$A_v^{calculée}$ ( $cm^2$ )	34.839	30.130	25.409	18.933	1.176
$A_v^{calculée}$ / face ( $cm^2$ )	17.419	15.065	12.704	9.466	0.588
$A_v^{adopté}$ / face ( $cm^2$ )	18.48	16.02	15.20	9.48	7.75
Nombre de barres/face	12HA14	6HA14+6HA12	4HA14+8HA12	12HA10	6HA10+6HA8
St (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$ / plan ( $cm^2$ )	1.120	1.06	0.94	0.69	0.540
$A_h^{min}$ / plan ( $cm^2$ )	7.344	7.344	7.344	7.344	0.480
$A_h^{adoptée}$ / plan ( $cm^2$ )	9.48	9.48	9.48	9.48	3.01

Nombre de barre/plan/ml	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	6HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.26. Ferrailage du voile V<sub>LX3</sub>.**

- Voile V<sub>LX4</sub> :

L = 360cm, e = 16cm					
Niveau	Entre sol, RDC	Etage1et 2	Etage3, 4 et 5	Etage6, 7 et 8	Etage9 et 10
N (KN)	2299.258	2108.691	1868.032	1297.795	583.939
M (KN.m)	4.003	17.715	17.674	15.765	9.498
V (KN)	511.018	430.331	306.749	202.581	89.413
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (Mpa)	1.380	1.162	0.822	0.547	0.241
$A_v^{min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	8.640	8.640	8.640	8.640	8.640
$A_v^{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	66.200	61.049	54.129	37.689	17.016
$A_v^{calculée}$ /face(cm <sup>2</sup> )	33.100	30.525	27.065	18.845	8.508
$A_v^{adopté}$ / face (cm <sup>2</sup> )	33.36	31.48	27.72	20.34	12.49
Nombre de barres/face	12HA16+6HA14	8HA16+10HA14	18HA14	18HA12	12HA10+6HA8
St (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	1.380	1.16	0.83	0.55	0.24
$A_h^{min}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	8.160	8.160	7.341	7.344	7.344
$A_h^{adoptée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
Nombre de barre/plan/ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.27. Ferrailage du voile V<sub>LX4</sub>.**

- voiles selon yy :

- Voile V<sub>Ly1</sub> :

L = 320cm, e = 16cm					
Niveau	Entre sol, RDC	Etage1et 2	Etage3, 4 et 5	Etage6, 7 et 8	Etage9 et 10
N (KN)	1556.12	1284.485	1033.788	686.507	293.182
M (KN.m)	37.905	120.089	135.943	42.449	76.869
V (KN)	425.976	358.361	269.712	177.291	97.816
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (Mpa)	1.294	1.089	0.819	0.539	0.297
$A_v^{min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	7.680	7.680	7.680	7.680	7.680
$A_v^{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	39.791	34.927	29.031	20.881	10.501
$A_v^{calculée}$ /face(cm <sup>2</sup> )	19.896	17.463	14.515	10.441	5.250
$A_v^{adopté}$ / face (cm <sup>2</sup> )	24.64	21.36	18.08	12.64	8.03
Nombre de barres/face	16HA14	8HA14+8HA12	16HA12	16HA10	16HA8
St (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	1.29	1.09	0.82	0.54	0.30
$A_h^{min}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	8.160	7.344	7.344	7.344	7.344
$A_h^{adoptée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04

Nombre de barre/plan/ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.28. Ferrailage du voile  $V_{Ly1}$ .**

- Voile  $V_{Ly2}$  :

L = 400cm, e = 16cm					
Niveau	Entre sol, RDC	Etage1 et 2	Etage3, 4 et 5	Etage6, 7 et 8	Etage9 et 10
N (KN)	2230.291	1726.085	1442.944	947.373	366.718
M (KN.m)	1353.110	95.614	84.551	84.415	88.729
V (KN)	394.577	321.208	316.147	263.321	172.874
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (Mpa)	0.959	0.781	0.768	0.640	0.420
$A_v^{min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	9.600	9.600	9.600	9.600	9.600
$A_v^{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	81.128	51.687	43.308	29.057	12.456
$A_v^{calculée}$ /face(cm <sup>2</sup> )	40.564	25.843	21.654	14.529	6.228
$A_v^{adopté}$ / face (cm <sup>2</sup> )	43.60	30.80	22.60	15.80	10.04
Nombre de barres/face	8HA20+12HA14	20HA14	20HA12	20HA10	20HA8
St (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	0.96	0.78	0.77	0.64	0.42
$A_h^{min}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	8.160	7.344	7.344	7.344	7.344
$A_h^{adoptée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
Nombre de barre/plan/ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.29. Ferrailage du voile  $V_{Ly2}$ .**

- Voile  $V_{Ly3}$  :

L = 400cm, e = 16cm					
Niveau	Entre sol, RDC	Etage1 et 2	Etage3, 4 et 5	Etage6, 7 et 8	Etage9 et 10
N (KN)	2001.034	1560.731	1287.676	846.711	330.806
M (KN.m)	1282.505	37.367	46.088	34.581	20.518
V (KN)	368.004	293.022	278.395	222.654	129.921
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (Mpa)	0.894	0.712	0.677	0.541	0.316
$A_v^{min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	9.600	9.600	9.600	9.600	9.600
$A_v^{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	74.073	39.719	38.014	25.089	9.953
$A_v^{calculée}$ /face(cm <sup>2</sup> )	37.036	19.859	19.007	12.544	4.977
$A_v^{adopté}$ / face (cm <sup>2</sup> )	37.38	22.60	22.60	15.80	10.04
Nombre de barres/face	14HA16+6HA14	20HA12	20HA12	20HA10	20HA8
St (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	0.89	0.71	0.68	0.54	0.32
$A_h^{min}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	8.160	7.344	7.344	7.344	7.344
$A_h^{adoptée}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04

Nombre de barre/plan/ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.30. Ferrailage du voile  $V_{Ly3}$ .

▪ Vérification au cisaillement

Selon le RPA99 (Art 7.7.2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5Mpa$$

Ou :  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$  Avec :  $\bar{V} = 1.4 \times V_u^{Calculée}$

On remarque que  $\bar{\tau}_b > \tau_b$  pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

Exemple de schéma de ferrailage :

- voiles  $V_{Ly2}$  :

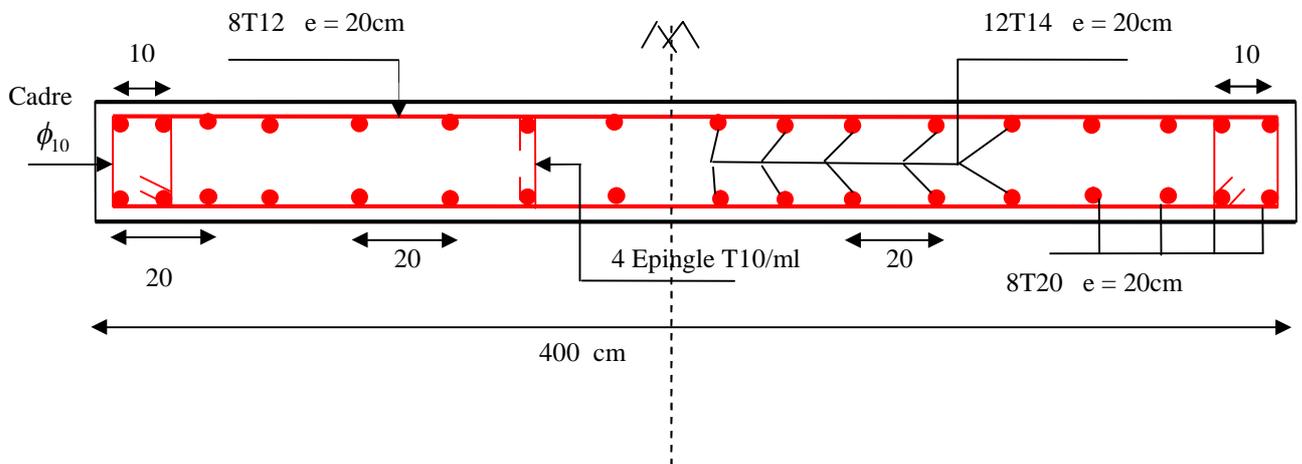
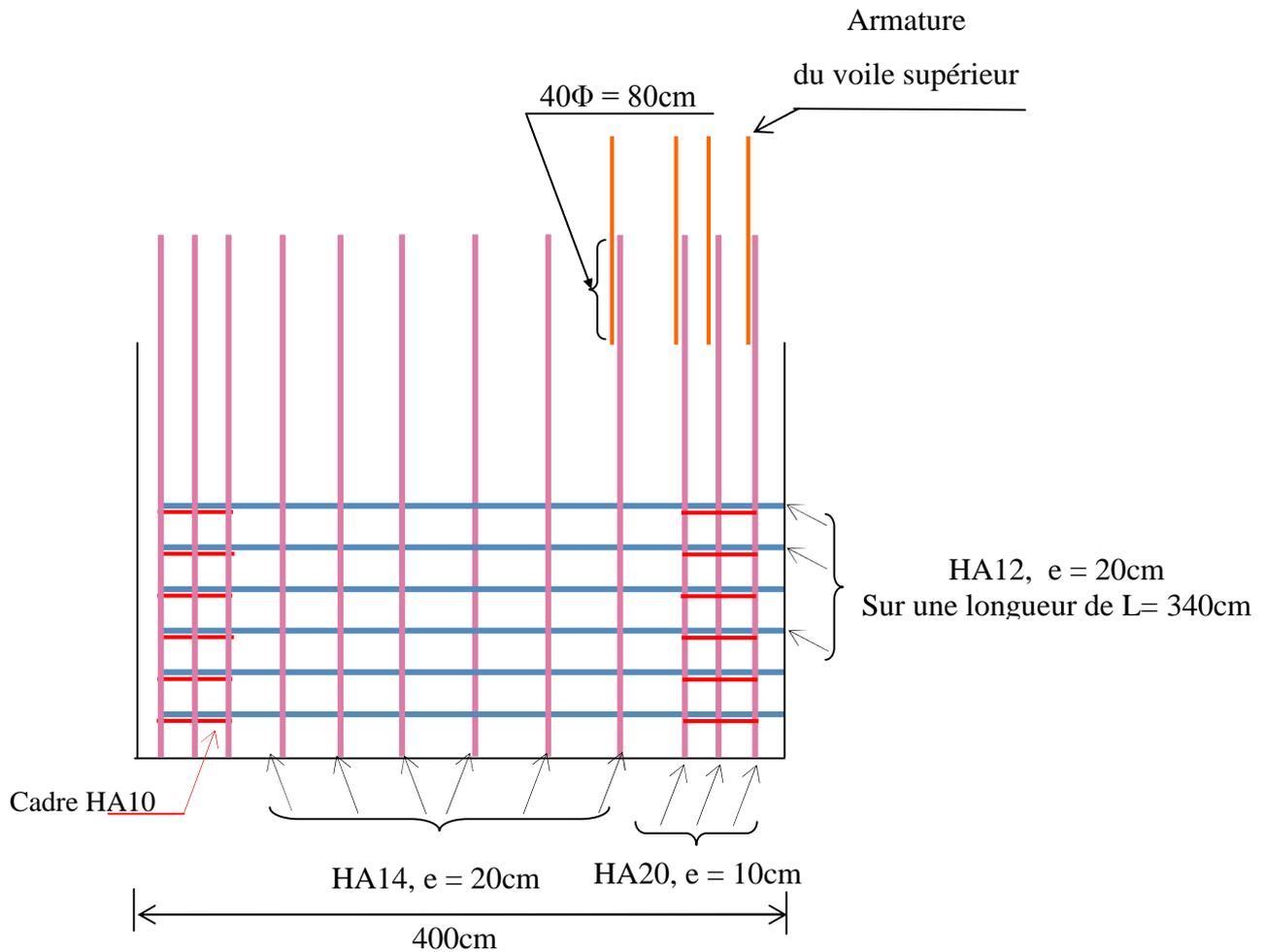


Fig V.11. Schéma de ferrailage du voile  $V_{Ly2}$  au niveau de l'entre sol.



**Fig V.12. Coupe longitudinale du voile  $V_{Ly2}$  au niveau de l'entre sol.**

## V.6. Conclusion

Après avoir étudié tous les éléments structuraux, on conclut que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Enfin on passe au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.

**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.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

**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.

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 1.6 bar à une profondeur de 1.5 m.

**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. Etude des fondations :****Le choix de fondation :**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{38.1489}{0.16} = 238.43m^2.$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}} = 232.20m^2$ .

On voit bien que  $S_{\text{cat}} = 1,027 \cdot S_{\text{bat}} \Rightarrow$  Le radier comporte un débord.

### Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

#### a) Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage** : [1]

$h_r$ : hauteur des nervures.

$h_t$ : hauteur de la dalle.

$L_{\text{max}}$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{\text{max}} = 5.0m$ )

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{500}{20} = 25cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{500}{10} = 50cm.$$

– **Condition de rigidité** : [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

**E** : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

**I** : inertie de la section du radier.

**K** : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$ .

**b**: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.72m.$$

Donc :  $h_t \geq 72cm$ .

– **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

Nd : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{52232.58 \times 5}{2 \times 238.43} \times 1 = 547.67 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{1.25 \times b} = \frac{547.67 \times 10^{-3}}{1.25 \times 1} = 0.438m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 90\text{cm}$  pour les nervures du radier.
- $h_r = 40\text{cm}$  pour la dalle du radier.

**b) Les vérifications :**

**Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s’effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

Nd: effort normal de calcul.

$h_t$ : hauteur totale du radier.

$U_c$ : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

**Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (70×65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d’impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.70 + 0.90 = 1.60 \\ B = b + h_t = 0.65 + 0.90 = 1.55 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.3m.$$

$$\Rightarrow N_d = 3.163545MN \leq 0.045 \times 0.90 \times 6.3 \times \frac{25}{1.5} = 4.25MN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_X Y_G}{I_X}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_Y, M_X$ : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 2739.5298 m^4 \text{ et } X_G = 10.87 m.$$

$$I_Y = 7493.9272 m^4 \text{ et } Y_G = 6.23 m.$$

$$M_X = 3598.7465 KN.m, M_Y = 3013.8065 KN.m.$$

$$N = 38148.9 KN.$$

$$\sigma_1 = \frac{38.1489}{232.2} + \frac{3.5987465 \times 6.23}{2739.5298} = 0.1724 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{38.1489}{232.2} - \frac{3.5987465 \times 6.23}{2739.5298} = 0.1561 MPa$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.1724 + 0.1561}{4} = 0.168 MPa > 0.16 MPa.$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

- **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

$$\sigma_1 = \frac{38.1489}{232.2} + \frac{3.01383806 \times 10.87}{7493.9272} = 0.168 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{38.1489}{232.2} - \frac{3.0138065 \times 10.87}{7493.9272} = 0.160 MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.168 + 0.160}{4} = 0.166 MPa > 0.16 MPa$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

La contrainte n'est pas vérifiée dans les deux sens d'où il est judicieux d'augmenter la surface du radier en optant pour un débordement de 50cm (choisi au préalable).

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 3179.3374m^4 \text{ et } X_G = 11.10 \text{ m.}$$

$$I_y = 8471.4746m^4 \text{ et } Y_G = 6.48m.$$

$$M_x = 3598.7465KN.m, M_y = 3013.8065KN.m.$$

$$N = 38148.9KN.$$

$$S_{rad} = 248.75m^2$$

Après le calcul on trouve les résultats suivants :

• **Sens xx :**

$$M_x = 3598.7465KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 0,1606MN / m^2 \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 0,1460KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.1606 + 0.1460}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.156Mpa \quad ; \quad \sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.160MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Sens yy :**

$$M_y = 3013.8065KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.1573KN / m^2 \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.1494KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.1573 + 0.1494}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.155Mpa \quad ; \quad \sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.160MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Soit  $S_{radier} = 248.75m^2$ .

**c) Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA 99/version 2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{3598.7465}{38148.9} \Rightarrow e = 0,094m < \frac{20.6}{4} = 5.15m$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{3013.8065}{38148.9} \Rightarrow e = 0,07m < \frac{12}{4} = 3m \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

### VI.5. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension  $l_x = 3.6m$  et  $l_y = 5.0m$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10KN / m^2 \quad (G_0 : \text{le poids propre du radier})$$

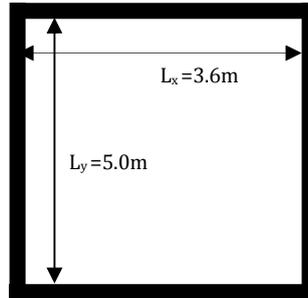


Fig VI.1. Panneau de dalle sur quatre appuis.

- **Ferrailage du radier :**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau (**fig VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1m.

#### a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec :  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{52232.58}{248.75} = 209.98KN / ml.$$

Les dimensions du panneau le plus sollicité sont :

$$L_x = 3.6m, \quad L_y = 5.0m.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.72 > 0.4 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases} \quad [Annexe2]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0658 \times 209.98 \times 3.6^2 = 179.064KN.m.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0.4624 \times 179.064 = 82.799KN.m.$$

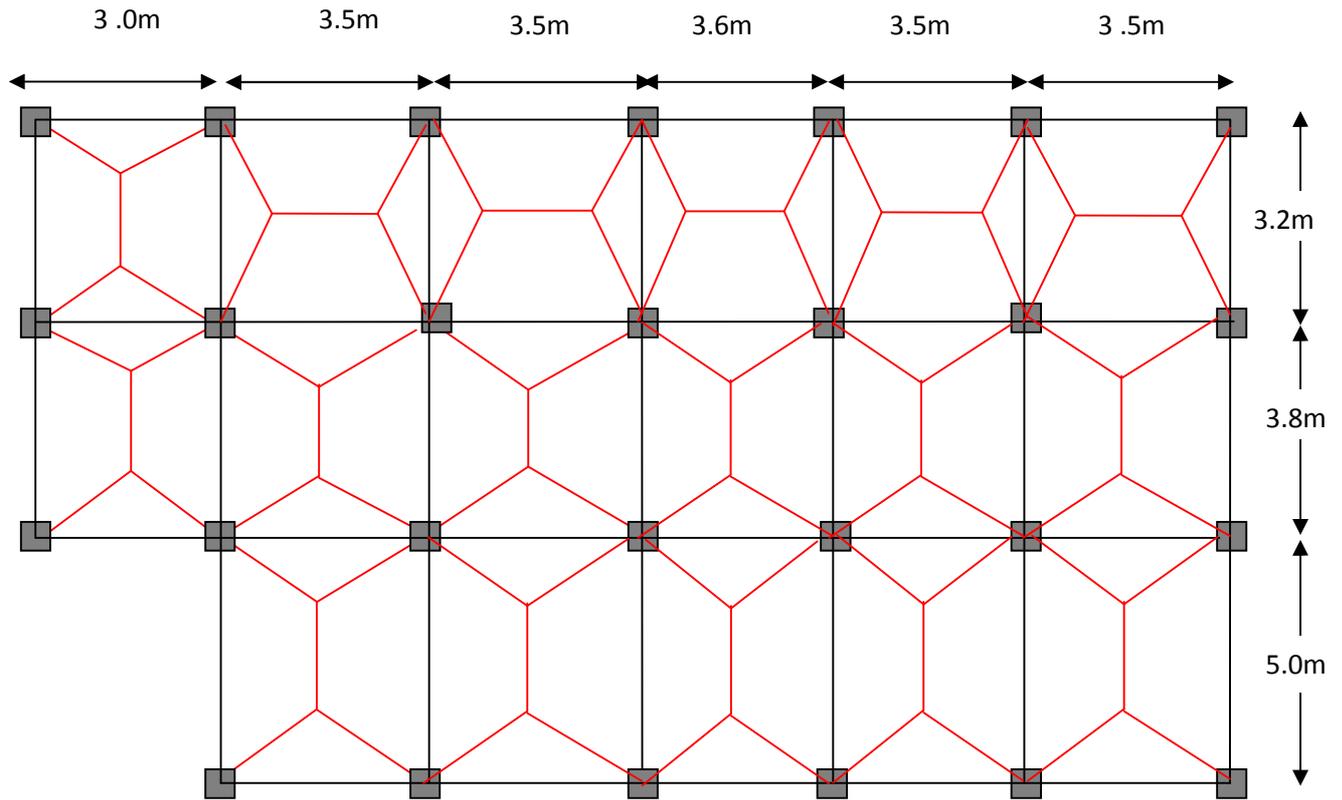


Fig VI.2. Schéma de rupture de la dalle du radier.

**b - Calcul du ferrailage :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

✓ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85.M_{0x} = 152.204\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,85.M_{0y} = 70.390\text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appui :**  $\text{Max} = \text{May} = 0,5.M_{0x} = 89.53\text{KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{lm})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{lm})$	Choix par (m)	$S_t$ (cm)
<b>Sens X-X</b>	<b>travée</b>	152.204	13.09	3.648	15.39	10HA14	10
	<b>appui</b>	89.53	7.57	3.648	9.24	6HA14	15
<b>Sens Y-Y</b>	<b>travée</b>	70.39	5.91	3.648	6.79	6HA12	15
	<b>appui</b>	89.53	7.56	3.648	9.24	6HA14	15

Tableau VI.1. Section des armatures du radier.

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12$  cm et  $\rho > 0.4$  : la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2 \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFeE400  $\rho_0 = 0.0008$ .

$$\begin{cases} A_x^t > A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} ; & A_x^a > A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ A_{xy}^t > A_y^{\min} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} ; & A_{xy}^t > A_y^{\min} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

### Espacement des armatures :

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: & St = 10\text{cm} \leq \min(3 \times h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.} \\ \text{Armatures // } L_y: & St = 15\text{cm} \leq \min(4 \times h, 45\text{cm}) = 45\text{cm.} \end{cases}$$

### ➤ Vérification à l'ELU :

#### Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 297.91\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 111.19\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{297.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.85\text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} \times 25 = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

#### Vérification à l'ELS :

$$\mu_x = 0.0719$$

$$\mu_y = 0.6063$$

$$N_{ser} = 38148.9\text{KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{38148.9}{248.75} = 153.36\text{KN/ml}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0719 \times 153.36 \times (3.6)^2 = 142.90\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 86.64\text{KN.m}$$

**Moment en travée :**

$$M_{tx}^{ser} = 0,85.M_{0x} = 121.465 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty}^{ser} = 0,85.M_{0y} = 73.644 \text{ KN.m.}$$

**Moment en appui :**

$$M_{ax}^{ser} = M_{ay}^{ser} = 0,5 \cdot M_{0x} = 71.45 \text{ KN.m}$$

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

**En travée :**

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 20.11 \times y - 15 \times 20.11 \times 35 = 0$$

$$\Rightarrow y = 10.61 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 101029.52 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 11.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée xx	121.465	10.61	177139.22	11.52	271.61
Travée yy	73.644	6.99	55416.28	9.28	358.27
Appui	71.45	7.66	65991.45	8.29	270.79

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$S_t$ (cm)
Travée	xx	4HA20+4HA16	20.61	11.94	221135.02	6.55	189.99	12.5
	yy	8HA14	12.32	9.67	148710.36	4.64	182.55	12.5
Appui		8HA14	12.32	9.67	148710.36	4.64	182.55	12.5

Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Schéma de ferrailage :

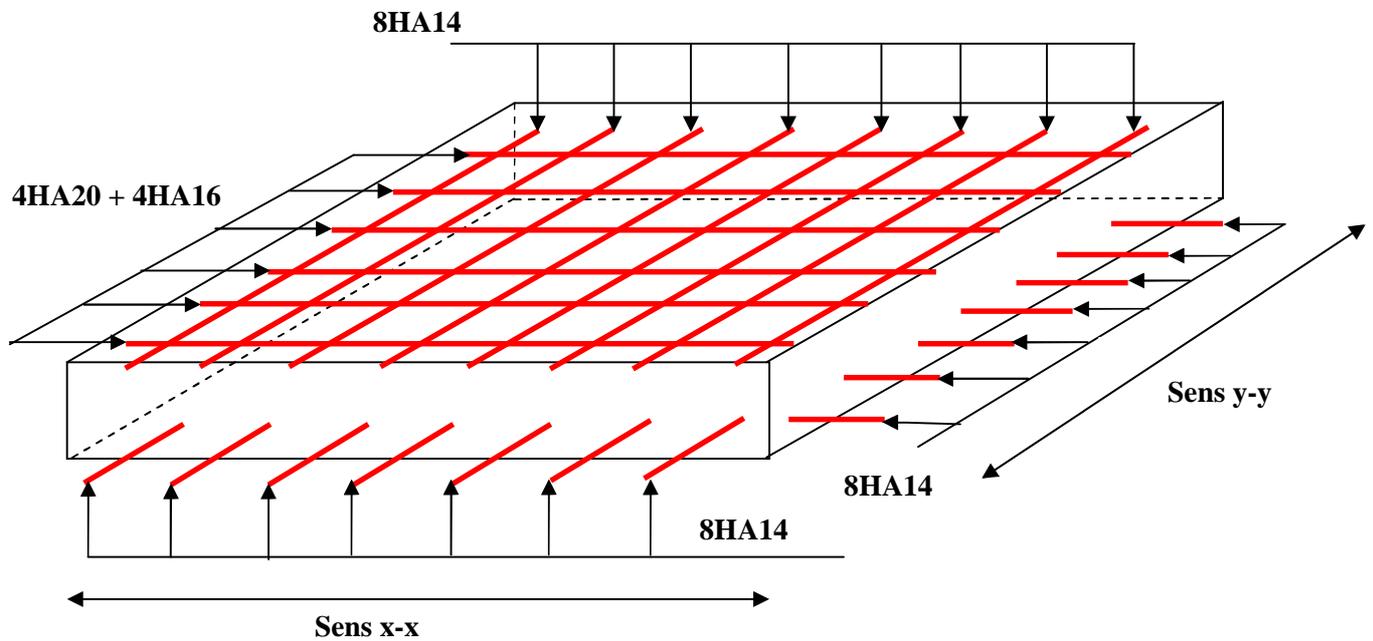
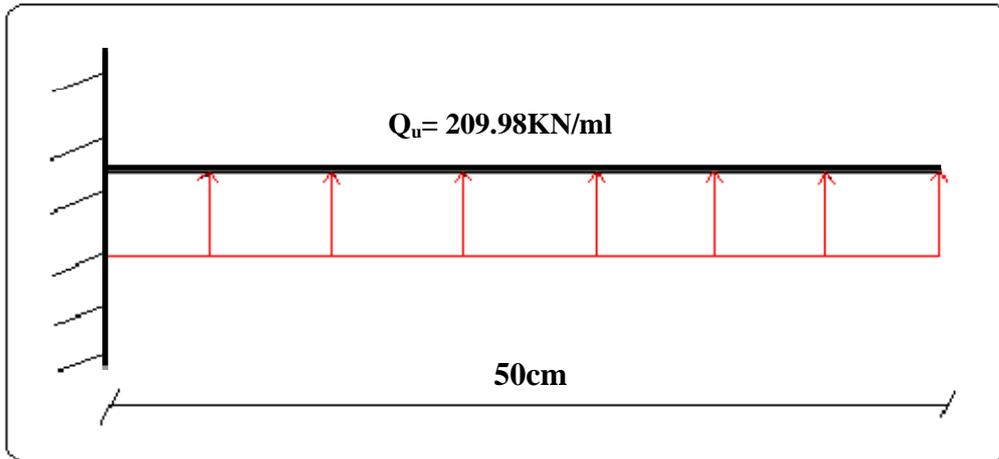


Fig VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

**VI.6. Ferrailage du débord :**

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.



**Fig VI.4. Schéma statique du débord.**

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 26.24 \text{ KN.m.}$$

M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}$	$A^{adoptée}$	choix par (m)	$S_t(cm)$	$A_r(cm^2/m)$	$A_r^{adoptée}$
26.24	2.17	4.23	5.65	5HA12	20	1.41	4HA8=2.01

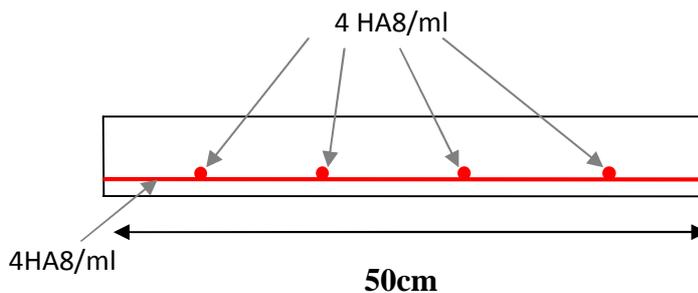
**Tableau VI.4. Sections d'armatures du débord.**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b = 1m, d = 0.35m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = Q_u \times l = 104.99 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.299 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa.}$$



**Fig VI.5. Schéma de ferrailage du débord.**

**VI.7. Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

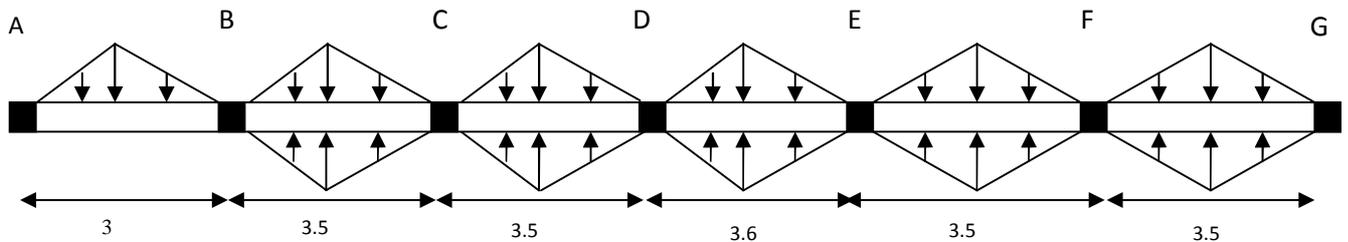
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

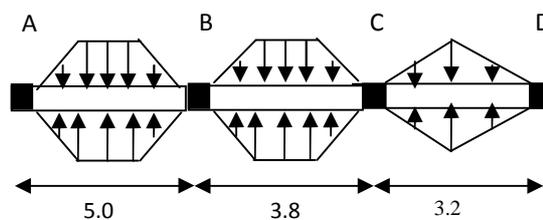
$$Q_u = 209.98 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 153.36 \text{ KN/m}$$

**Sens xx :**



**Fig VI.6. Charges transmises aux nervures transversales du radier.**

**Sens yy :**



**Fig VI.7. Charges transmises aux nervures principales du radier.**

## a) Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

- Moments aux appuis :

$$M_a = -\left(\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}\right)$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Pour une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

- Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

➤ Sens principale y-y :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		x (m)	$M_t$ (KN .m)	V (KN)	
				$M_g$	$M_d$			$V_g$	$V_d$
A-B	5	5	620.09	0	-1352.26	2.06	1320.63	993.202	-1410.498
B-C	3.8	3.04	530.43	-1352,26	-557.71	2.29	43.65	921.959	-593.290
C-D	3.2	3.2	447.96	-557,71	0	1.99	328.44	668.417	-406.686

**Tableau VI.5. Sollicitations à l'ELU de la nervure principale suivant le sens y-y.**

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		x (m)	$M_t$ (KN .m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5	5	452.89	0	-987.64	2.06	964.537
B-C	3.8	3.04	387.40	-987,64	-407.32	2.29	31.877
C-D	3.2	3.2	327.17	-407,32	0	1.99	239.878

Tableau VI.6. Sollicitations à l'ELS de la nervure principale suivant le sens y-y.

➤ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant :

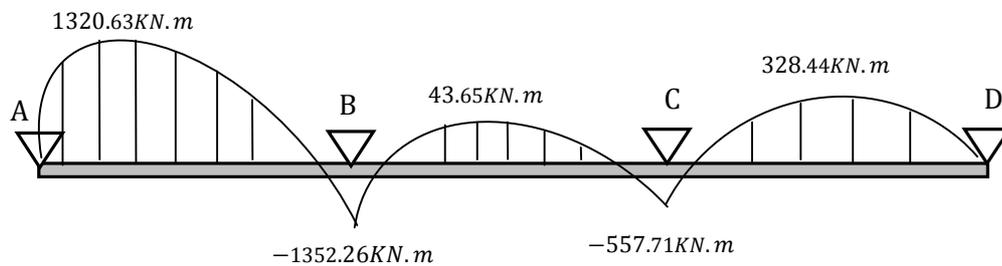


Fig VI.8. Diagramme des moments fléchissant.

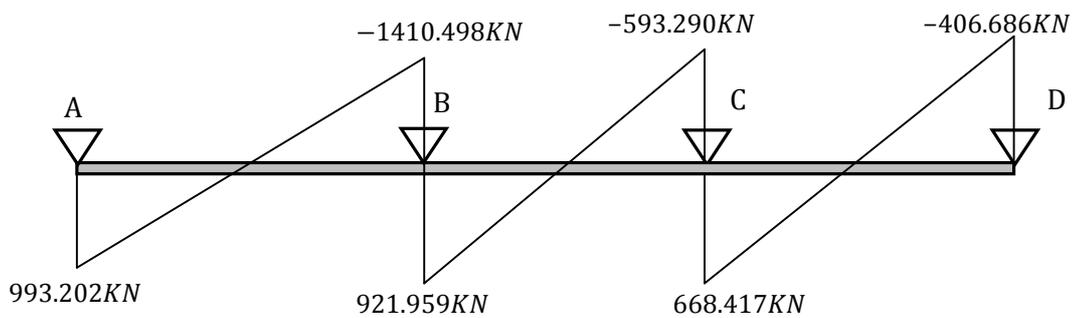


Fig VI.9. Diagramme des efforts tranchant.

➤ Sens transversale x-x :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN/m)		x (m)	$M_t$	V(KN)	
				$M_g$	$M_d$			$V_g$	$V_d$
A-B	3	3	731.26	0	-726,09	1,169	499,675	854.86	-1338.92
B-C	3.5	2.8	731.26	-726,09	-674,48	1,768	422,078	1294.45	-1264.95
C-D	3.5	2.8	731.26	-674,48	-694,30	1,742	435,373	1274.04	-1285.37
D-E	3.6	2.88	731.26	-694,30	-694,30	1,800	490,341	1316.27	-1316.27
E-F	3.5	2.8	731.26	-694,30	-674.48	1,757	435,373	1285.37	-1274.04
F-G	3.5	3.5	731.26	-674.48	0	2.013	807.894	1472.41	-1086.99

**Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELU de la nervure transversale suivant le sens x-x.**

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN/m)		x (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3	3	534.07	0	-530,30	1,466	574,136
B-C	3.5	2.8	534.07	-530,30	-492,60	1,770	306,453
C-D	3.5	2.8	534.07	-492,60	-507,08	1,742	317,970
D-E	3.6	2.88	534.07	-507,08	-507,08	1,800	358,113
E-F	3.5	2.8	534.07	-507,08	-492.60	1,757	317,970
F-G	3.5	3.5	534.07	-492.60	0	2.013	590.039

**Tableau VI.8. Sollicitations à l'ELS de la nervure transversale suivant le sens x-x.**

➤ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant :

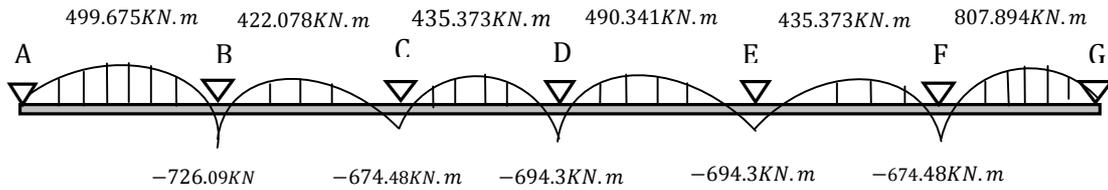


Fig VI.10. Diagramme des moments fléchissant.

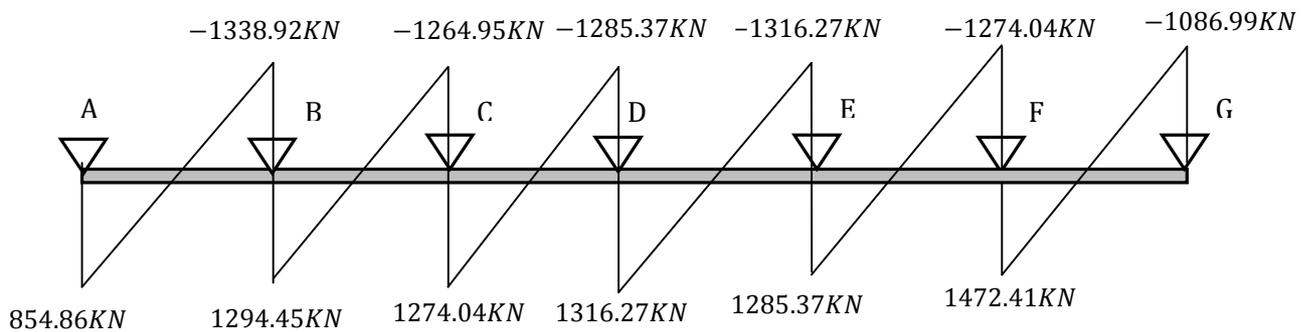


Fig VI.11. Diagramme des efforts tranchant.

b) Ferrailage :

Sens y-y :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.90\text{ m}$

$h_0=0.40\text{ m}$

$b_0=0.60\text{ m}$

$d=0.85\text{ m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{500}{10}, \frac{350}{2}\right)$$

$\Rightarrow b_1 \leq 50\text{ cm}$

On prend :  $b_1 = 50\text{ cm}$ .

Donc :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 50 + 60 = 160\text{ cm}$ .

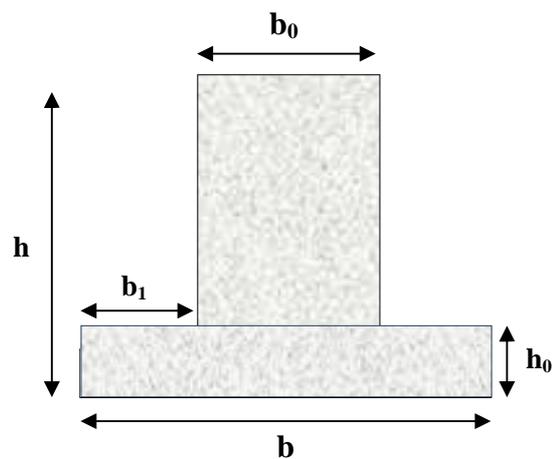


Fig VI.12. Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
y-y	Travée	1320.63	46.63	16.42	49.09	10HA25
	Appui	1352.26	47.80	16.42	49.09	10HA25

Tableau VI.9. Ferrailage des nervures dans le sens y-y.

Sens x-x :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=1.30m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
x-x	Travée	807.894	28.20	13.34	31.42	10HA20
	Appui	694.30	25.26	13.34	25.76	5HA20+5HA16

Tableau VI.10. Ferrailage des nervures dans le sens x-x.

c) Vérifications :

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens y-y	1410.498	1.03	2.5	Vérifiée
Sens x-x	1472.41	1.33	2.5	Vérifiée

Tableau VI.11. Vérification de l'effort tranchant.

A l'ELS :

État limite de compression du béton :

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

**Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
y-y	travée	964.537	23.74	3476942.19	6.58	15	254.91	201.63
	appui	987.64	23.74	3476942.19	6.74	15	261.01	201.63
x-x	travée	590.039	21.46	2331058.07	5.43	15	241.25	201.63
	appui	530.30	19.70	2379977.71	4.38	15	218.24	201.63

**Tableau VI.12. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
y-y	travée	7HA32+3HA20	65.72	26.20	4367529.84	5.78	194.78
	appui	7HA32+3HA20	65.72	26.20	4367529.84	5.92	199.44
x-x	travée	7HA25+3HA16	40.39	23.87	2853345.10	4.93	189.61
	appui	5HA25+5HA14	32.24	21.70	3389867.68	3.39	123.80

**Tableau VI.13. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(2.57; 6; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

**Espacement des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivante :

$$A_t = 2 \text{ cadres T10} + \text{épingle T10} \Rightarrow 5\text{T10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} = 65 \text{ cm}.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.60 [1.33 - 0.3 \times 2.1]} = 29.94 \text{ cm}$$

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

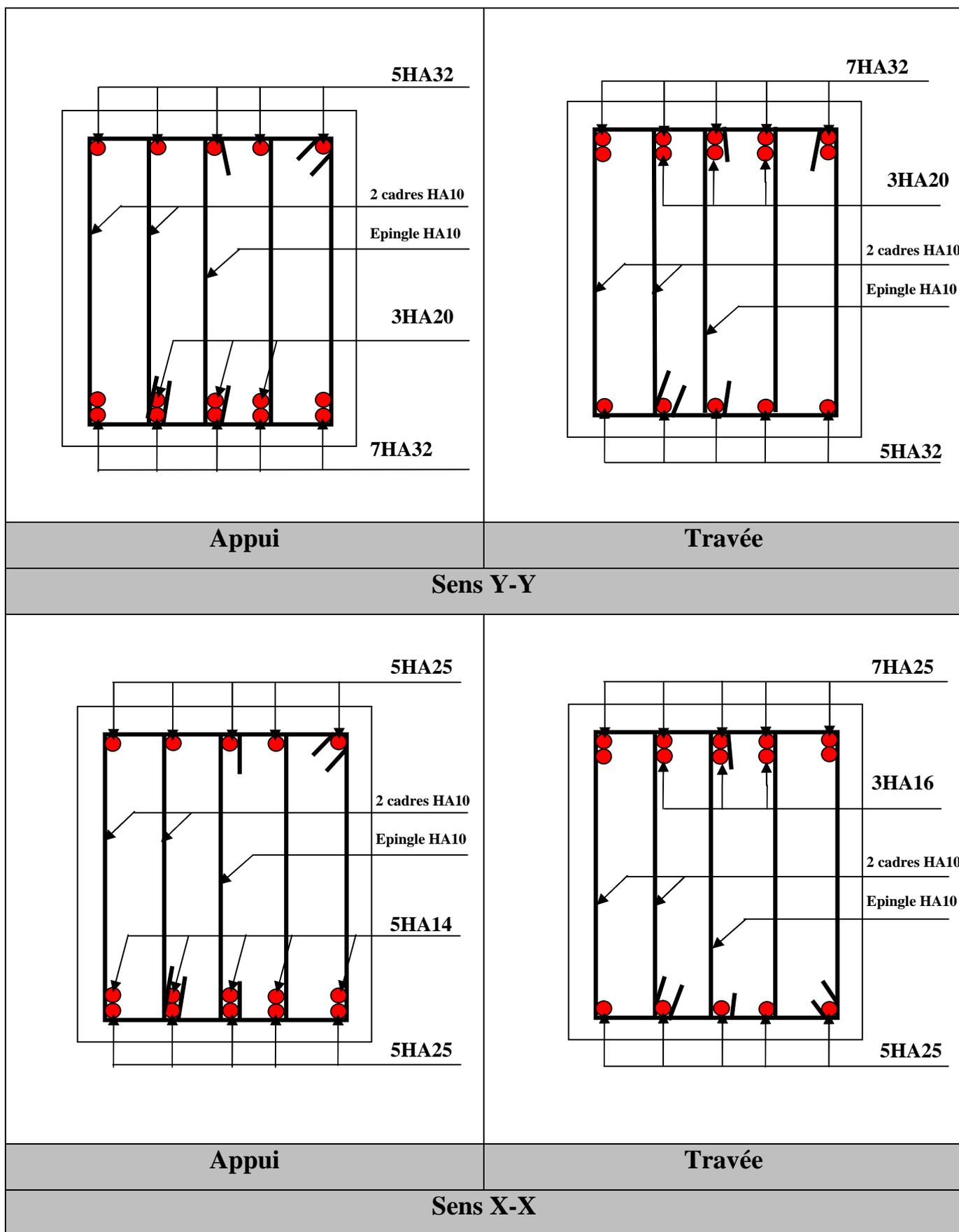


Fig VI.13. Schéma de ferrailage des nervures.

**VI.8. Etude du mur de soutènement (mur adossé) :**

**VI.8.1. Introduction :**

Un mur de soutènement de hauteur 3.40m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- 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.

Pour notre structure, on a un mur de soutènement avec charge répartie.

**VI.6.2. Mur de soutènement avec une charge répartie :**

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :  $\sigma_H = K_a \times \sigma_v - 2 \times c \times \sqrt{K_a}$

Avec :

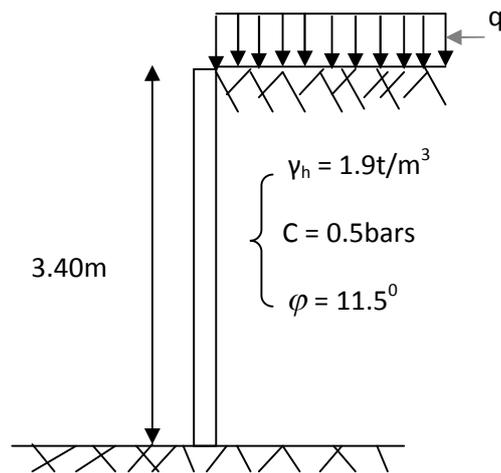
$\sigma_h$  : la contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : la contrainte verticale.

$$\sigma_v = (\gamma \times h) + q$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow K_a = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{11.5}{2}\right) = 0.67$$



**a) Caractéristiques du mur de soutènement :**

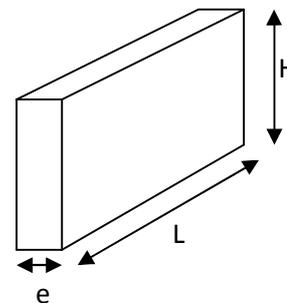
- Hauteur : 3,40 m
- Longueur : 3,60 m
- Epaisseur : 20cm

**Fig VI.14. Schéma du mur de soutènement.**

**b) Caractéristiques du sol :**

D'après le rapport de sol, on a :

- Densité humide :  $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 11,5^\circ$
- Cohésion :  $c = 0.5\text{bars}$



**Fig VI.15. Coupe du mur de soutènement.**

**c) Calcul des sollicitations**

Le mur de soutènement est soumis à la poussée des terres et à une surcharge d'exploitation de  $q = 10 \text{ KN/ml}$ .

- **poussée des terres :**

$$P_1 = \gamma_h \times H \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow P_1 = 19 \times 3,40 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{11,5}{2}\right) - 2 \times 50 \times tg\left(\frac{180}{4} - \frac{11,5}{2}\right)$$

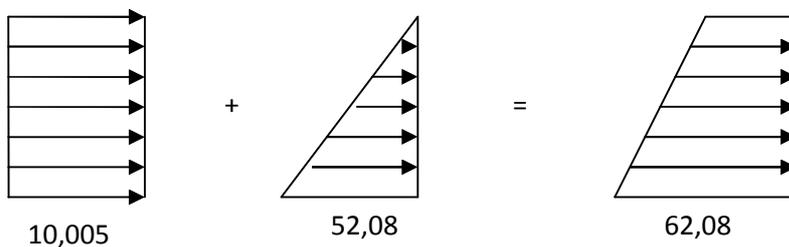
$$P_1 = 38,58 \text{ KN} / m^2$$

- **charge due à la surcharge :**

$$P_2 = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 10 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{11,5}{2}\right) = 6,67 \text{ KN} / m^2$$

**d) Ferrailage à l'ELU :**

$$P_u = 1,35 \times P_1 + 1,5 \times P_2 = 52,08 + 10,005 = 62,08 \text{ KN} / m^2$$



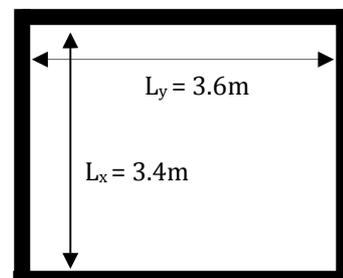
**Fig VI.16. Diagramme des contraintes dans le mur de soutènement.**

Le mur de soutènement se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargée d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 62,08 + 10,005}{4} = 49,06 \text{ KN} / m$$

On a:

$$l_x = 3.4\text{m} ; l_y = 3.6\text{m} ; e = 20 \text{ cm} ; b = 100\text{cm} ; d = 17\text{cm}$$



**Fig VI.17. Le panneau le plus sollicité.**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{3,6} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après le tableau d'annexe 2, on tire :

$$\mu_x = 0,0419$$

$$\mu_y = 0,8661$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0419 \times 49,06 \times 3,40^2 = 23,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,8661 \times 23,76 = 20,57 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,85.M_{0x} = 0,85 \times 23,76 = 20,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85.M_{0y} = 0,85 \times 20,57 = 17,48 \text{ KN.m}$$

**Les moments en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3.M_{0x} = 7,12 \text{ KN.m}$$

**L'effort tranchant :**  $V_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{49,06 \times 3,4}{2} \times \frac{3,6^4}{3,4^4 + 3,6^4} = 46,44 \text{ KN}$

$$V_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{49,06 \times 3,6}{2} \times \frac{3,4^4}{3,4^4 + 3,6^4} = 39,12 \text{ KN}$$

• **Calcul du ferrailage :**

		M(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travées	Sens x-x	20,19	0,049	0,062	0,165	3,52	1,64
	Sens y-y	17,48	0,042	0,053	0,166	3,02	1,6
Appuis		7,12	0,017	0,021	0,168	1,22	2,05

**Tableau VI.14. Ferrailage du mur adossé.**

Finalement on adopte :

○ **En travée :**

- Sens x-x : A<sub>tx</sub> = 6HA10 = 4,71 cm<sup>2</sup>
- Sens y-y : A<sub>ty</sub> = 6HA10 = 4,71 cm<sup>2</sup>

○ **En appuis :**

$$A_{ax} = A_{ay} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$ :  $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures //  $L_y$ :  $St = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{array}{l} h > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h \Rightarrow A_{\min}^x = 1.64\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h ; \frac{A_t^x}{4}) \Rightarrow A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

Sens xx :  $\tau_u^x = \frac{V_u^x}{b.d} = \frac{46.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.27\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

Sens yy :  $\tau_u^y = \frac{V_u^y}{b.d} = \frac{29.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.23\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

**Vérification à l'ELS :**

$P_s = P_1 + P_2 = 38,58 + 6,67 = 45,25\text{KN}$

$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 38,58 + 6,67}{4} = 35,60\text{KN} / \text{m}$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0491 \times 39,01 \times 3,4^2 = 20,20\text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,9087 \times 20,20 = 18,35\text{KN.m}$

- **En travée**

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 17.17\text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 15.60\text{KNm}$

**- En appui**

$$M_a = 0.3 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 6.06 \text{ KNm}$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \sigma_{ad} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) ; \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_{c28} ; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

		A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travées	Sens x-x	4,71	17,17	4,24	14043,89	5,18	234,00
	Sens y-y	4,71	15,60	4,24	14043,89	5,18	212,60
Appuis		3,14	6,06	3,55	10011,80	2,14	122,11

**Tableau VI.15. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

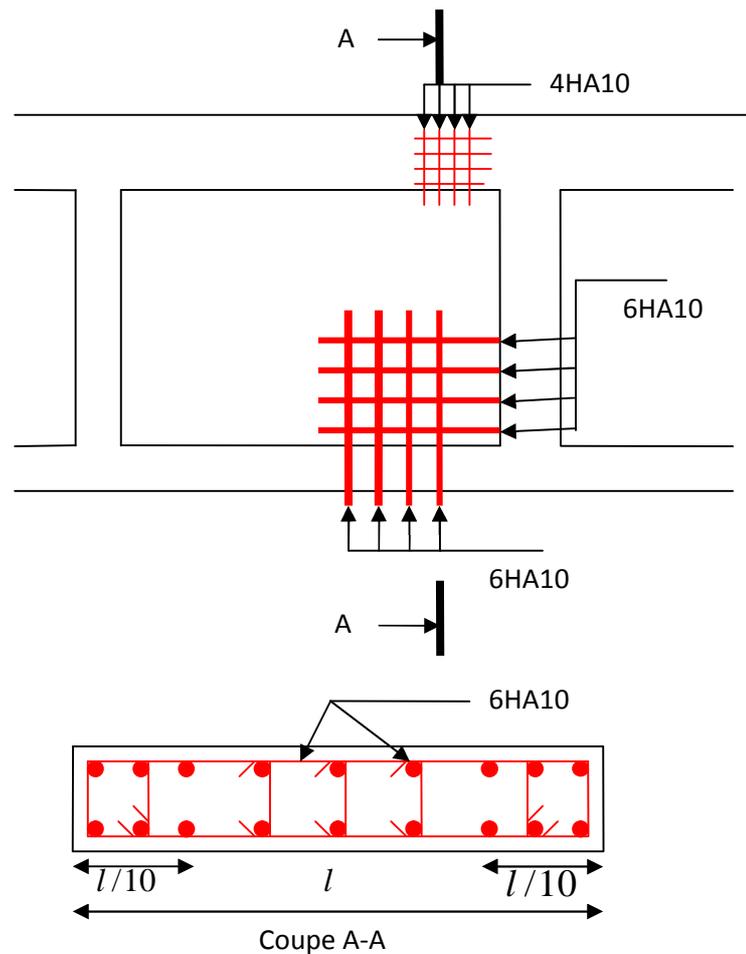


Fig VI.18. Schéma de ferrailage du mur adossé.

### VI.9. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

## Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible, englober tout les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- La disposition des voiles, en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux ;
- L'effet de torsion dangereux sur la structure à été évité.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité ;
- La vérification des moments résistants aux niveaux des nœuds permet de s'assurer que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La contribution de l'effet  $P-\Delta$  et de la vérification des déplacements horizontaux entre étages à la stabilité de la structure ;
- Le système mixte Voiles-Portiques justifiant le contreventement.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible

surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure ;

## **Bibliographie**

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- M.Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Autres documents consultés :
  - Cahiers de cours de cursus.
  - Mémoires de fin d'étude.

## **LOGICIELS**

- SAP 2000 v14.
- BaelR V1.01.026. Version d'évaluation. Socotec. 1998

## Annexe 2

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU v – 0		ELS v – 0.2		$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	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	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

### ANNEXE 3

$\rho = 0.8$

	$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
<i>Valeurs de <math>M_1</math></i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de <math>M_2</math></i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027