

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche  
scientifique  
Université A/Mira de Bejaia  
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur  
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(R+6+entre Sol)  
contreventé par un système mixte**

**Présenté par :**  
**M<sup>elle</sup>: BOUCHILAOUEN SARA**  
**M<sup>r</sup>: AMIMEUR ABDOU**

**Encadré par :**  
**M<sup>me</sup>: BOUGHAMSSA. W**

**MEMBRE DU JURY:**  
**M<sup>me</sup>: SEGHIR.O**  
**M<sup>me</sup>: GUENOUNOU.K**

**Promotion 2014-2015**

## **Remerciements**

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

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

**A M<sup>me</sup> BOUGHAMSSA notre promoteur, pour avoir accepté de  
nous guider durant la période de réalisation de ce travail.**

**Aux membres de jury : pour avoir accepté d'évaluer notre travail.**

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

**SARA et ABDU**

## Symboles Et Notations

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**a** : Epaisseur.

**$\alpha$**  : Coefficient de la fibre neutre

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**C<sub>T</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Diamètre, dalle

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

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

**E<sub>a</sub>, E<sub>c</sub>** : Sont les modules de déformation.

**e<sub>v</sub>** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>** : la flèche correspondant à v.

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

**$\Delta f_{t adm}$**  : la flèche admissible.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

**H** : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**ht** : hauteur totale du plancher.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**he** : hauteur libre d'étage.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

**I<sub>gv</sub>** : Moment d'inertie correspondant à v.

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité.

**q<sub>u</sub>** : charge ultime.

**q<sub>s</sub>** : charge de service.

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**L<sub>x</sub>** = distance entre nus de poutrelles.

**L<sub>y</sub>** = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**l'** : longueur fictive.

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

**M** : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**Mser** : Moment de calcul de service.

**Mt** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.

$M_i$  : Moment à l'appui  $i$

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à  $j$ .

**M<sub>g</sub>** : Moment correspondant à  $g$ .

**M<sub>q</sub>** : Moment correspondant à  $q$ .

**Ns** : Effort normal de service.

**Nu** : Effort normal ultime

**N** : Effort normale du aux charges verticales.

$n$  : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

**N<sub>Tot</sub>** : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

$P_g$  et  $P_d$  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

**R** : coefficient de comportement global.

**S** : Section, surface

**S<sub>r</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**St** : Espacement des armatures.

**T** : Effort tranchant.

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V** : Effort tranchant.

**W** : poids propre de la structure.

**W<sup>Qi</sup>** : Charges d'exploitation.

**W<sup>ci</sup>** : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

**X**, **Y** et **Z** : Coordonnées en général.

**Y** : Ordonnée de la fibre neutre.

**Z** : Coordonnée, bras de levier

**Z** : profondeur au dessous de la fondation (m).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche.

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à «  $j$  » jours exprimée en (MPa).

**h<sub>t</sub>** : hauteur total du radier (m).

**h<sup>N</sup>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**σ<sub>b</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier

**v** : Coefficient de poison

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$  : chargement KN/ml..

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction .....	1
I.2.présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.Règlementation et normes utilisées .....	3
I. 4.Caractéristiques structurales .....	3
I. 5.Sol .....	12
I. 6.conclusion.....	12

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. 1. Introduction .....	13
II. 2. Pré dimensionnement des planchers .....	13
II.3. Pré dimensionnement des poutres. ....	16
II.4. Pré dimensionnement des voiles. ....	18
II.5. Pré dimensionnement des escaliers .....	19
II.6. acrotère.....	21
II.7. évaluation des charges et surcharges.....	22
II.8. poteaux .....	26
II.9. descente de charges .....	27
II.10. vérifications.....	37
II.11. Conclusion.....	40

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III. 1. Introduction .....	41
III. 2. Calcul des planchers .....	41
III. 3. dalle pleine.....	76
III. 4. Calcul des escaliers .....	88
III. 5. Etude de la poutre palière .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.6 . Etude de l'acrotère .....	100
III. 7. Ascenseur.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.8 . Calcul des poutres de chaînage .....	113

### Chapitre IV : Etude Dynamique

# Sommaire

<b>VI.1.</b> Introduction..	117
<b>VI.2.</b> Objectif de l'étude dynamique .....	117
<b>VI.3.</b> méthode de calcul .....	117
<b>VI.4.</b> Disposition des voiles .....	123
<b>VI.5.</b> Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	124
<b>VI.6.</b> conclusion .....	131

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

<b>V.1.</b> Etude des poteaux. ....	132
<b>V.2.</b> Etude des poutres .....	146
<b>V.3.</b> Etudes des voiles. ....	156

## **Chapitre V I: Etude de l'infrastructure**

<b>VI.1.</b> introduction.. ....	165
<b>VI.2.</b> choix de type de fondations .....	165
<b>VI.3.</b> Etude de la fondation du niveau (-4.08) .....	168
<b>VI.4.</b> Etude du mur de soutènement .....	181
<b>VI.5.</b> conclusion. ....	187

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

# Liste des Tableaux

<b>Tableau.II. 1.</b> pre dimensionnement des voiles .....	19
<b>Tableau.II. 2.</b> Evaluation des charges dans les planchers etage courants .....	23
<b>Tableau.II. 3.</b> évaluation des charge du plancher terrasse accessible .....	23
<b>Tableau.II. 4.</b> évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible .....	24
<b>Tableau.II. 5.</b> évaluation des chargesdans la dalle pleine.....	24
<b>Tableau.II. 6.</b> évaluation des charges due aux murs cloissons doubles.....	25
<b>Tableau.II. 7.</b> évaluation des chargesdue aux mur interieurs .....	25
<b>Tableau.II. 8.</b> Evaluation des charges permanentes et surcharges des exploitations des paliers d'escaliers.....	25
<b>Tableau.II. 9.</b> Evaluation des charges sur les volées .....	26
<b>Tableau.II. 10.</b> Descente des charges poteau centrale « A » .....	34
<b>Tableau.II. 11.</b> Descente des charges poteau « B » .....	36
<b>Tableau.II. 12.</b> Vérification des poteaux à la compression simple.....	38
<b>Tableau.II. 13.</b> Vérification des poteaux au flambement.....	40
<b>Tableau.III. 1.</b> Sollicitation à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	54
<b>Tableau.III. 2.</b> Sollicitation à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation. ..	54
<b>Tableau.III. 3.</b> Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	55
<b>Tableau.III. 4.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation.....	55
<b>Tableau.III. 5.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation .....	56
<b>Tableau.III. 6.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.....	56
<b>Tableau.III. 7.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible. ....	56
<b>Tableau.III. 8.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation.....	57
<b>Tableau.III. 9.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation. ....	57
<b>Tableau.III. 10.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.....	58
<b>Tableau.III. 11.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	58
<b>Tableau.III. 12.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	58
<b>Tableau.III. 13.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible. ....	59
<b>Tableau.III. 14.</b> Les sollicitations les plus défavorables. ....	59
<b>Tableau.III. 15.</b> Calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles.....	66
<b>Tableau.III. 16.</b> Résumé des sections d'armature pour les types les plus défavorables.....	67
<b>Tableau.III. 17.</b> Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement .....	68
<b>Tableau.III. 18.</b> Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.....	71
<b>Tableau.III. 19.</b> Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	75
<b>Tableau.III. 20.</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis. ....	79
<b>Tableau.III. 21.</b> Le ferrailage de dalle pleine sur deux appuis .....	83
<b>Tableau.III. 22.</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis. ....	87
<b>Tableau.III. 23.</b> Etat limite de compression de béton.....	88

# Liste des Tableaux

	<b>Tableau.III.</b>
<b>24.</b> Sollicitation à l'ELU et l'ELS .....	91
<b>Tableau.III. 25.</b> Résultats de ferrailage d'escalier .....	91
<b>Tableau.III. 26.</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton .....	93
<b>Tableau.III. 27.</b> Résultat du ferrailage de la poutre palière .....	96
<b>Tableau.III. 28.</b> Section d'armatures. ....	98
<b>Tableau.III. 29.</b> Vérification la contrainte de béton .....	99
<b>Tableau.III. 30.</b> Combinaison d'action.....	101
<b>Tableau.III. 31.</b> Armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	114
<b>Tableau.IV. 1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	119
<b>Tableau.IV. 2.</b> Poids des différents niveaux.....	120
<b>Tableau.IV. 3.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	124
<b>Tableau.IV. 4.</b> Période de vibration et taux de participation massique.....	124
<b>Tableau.IV.5.</b> Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	127
<b>Tableau.IV.6.</b> Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens .....	128
<b>Tableau.IV.7.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	128
<b>Tableau.IV.8.</b> Vérification des déplacements.....	129
<b>Tableau.IV.9.</b> Vérification l'effet $P-\Delta$ .....	130
<b>Tableau.V. 1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	134
<b>Tableau.V. 2.</b> Sollicitations dans les poteaux .....	136
<b>Tableau.V. 3.</b> Ferrailage des poteaux.....	137
<b>Tableau.V. 4.</b> Les Armatures transversales dans les poteaux .....	137
<b>Tableau.V. 5.</b> Justification de l'effort normal ultime.....	139
<b>Tableau.V. 6.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	140
<b>Tableau.V. 7.</b> Vérifications des sollicitations tangentes .....	141
<b>Tableau.V. 8.</b> ferrailage des poutres avec les exigence du RPA.....	148
<b>Tableau.V. 9.</b> Vérification de l'effort tranchant.....	150
<b>Tableau.V. 10.</b> Vérification de la contrainte limite de béton.....	152
<b>Tableau.V. 11.</b> Moments résistants dans les poteaux.....	153
<b>Tableau.V. 12.</b> Vérification des zones nodales.....	153
<b>Tableau.V. 13.</b> Sollicitations dans les voiles $V_{x1}$ .....	159
<b>Tableau.V. 14.</b> Sollicitations dans les voiles $V_{x2}$ .....	159
<b>Tableau.V. 15.</b> Sollicitations dans les voiles selon $V_y$ .....	160
<b>Tableau.V. 16.</b> Résultats du ferrailage des voiles $V_x$ .....	161
<b>Tableau.V. 17.</b> Résultats du ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	162
<b>Tableau.V. 18.</b> Résultats du ferrailage du voile $V_y=5.7m$ .....	162
<b>Tableau.VI. 1.</b> Tableau du ferrailage du radier .....	173
<b>Tableau.VI. 2.</b> Vérification des contraintes dans le béton .....	174

# Liste des Tableaux

<b>Tableau.VI. 3.</b> Vérification des contraintes dans l'acier .....	174
<b>Tableau.VI. 4.</b> Vérification des contraintes nouvelles .....	174
<b>Tableau.VI. 5.</b> Sollicitations de la nervure dans le sens transversal .....	176
<b>Tableau.VI. 6.</b> Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal .....	177
<b>Tableau.VI. 7.</b> Resultats du ferrailage .....	177
<b>Tableau.VI. 8.</b> Vérification des contraintes .....	178
<b>Tableau.VI. 9.</b> Resultats du ferrailage et vérification des contraintes .....	179
<b>Tableau.VI. 10.</b> Verification de l'effort tranchant .....	179
<b>Tableau.VI. 11.</b> Tableau du ferrailage du voile périphérique .....	184
<b>Tableau.VI. 12.</b> Vérification des contraintes dans le béton .....	185
<b>Tableau.VI. 13.</b> Vérification des contraintes dans l'acier .....	185
<b>Tableau.VI. 14.</b> Vérification des contraintes nouvelles .....	186

# Liste des figures

<b>Fig.I. 1.</b> plancher à corps creux.....	2
<b>Fig.I. 2.</b> Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'age du béton .....	5
<b>Fig.I. 3.</b> Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	7
<b>Fig.I. 4.</b> Diagramme contraintes déformations de l'acier .....	9
<b>Fig.II. 1.</b> Coupe de plancher à corps creux.....	13
<b>Fig.II.2.</b> plan de disposition des poutrelles(RDC) .....	15
<b>Fig.II. 3.</b> schéma d'une poutrelle .....	15
<b>Fig.II. 4.</b> coupe verticale d'un voile .....	18
<b>Fig.II. 5.</b> Schéma général d'un escalier .....	19
<b>Fig.II. 6</b> Schéma de l'escalier. ....	20
<b>Fig.II. 7.</b> schéma de l'escalier courant.....	21
<b>Fig.II. 8.</b> dimension de l'acrotère .....	22
<b>Fig.II. 9.</b> plan de position des poteaux à études.....	28
<b>Fig.II. 10.</b> Surface afferente dupoteau « A » .....	27
<b>Fig.II. 11.</b> poteau « A » la descente de charges .....	31
<b>Fig.II. 12.</b> poteau « B »Surface afférente.....	34
<b>Fig.III. 1.</b> evaluation des efforts tranchants .....	43
<b>Fig. III.2.</b> Caractéristiques géométriques de la poutre .....	59
<b>Fig.III. 3.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	76
<b>Fig.III. 4.</b> Dalles sur trois appuis .....	77
<b>Fig.III. 5.</b> Vue en coupe du 1 <sup>ème</sup> type de dalle.....	82
<b>Fig.III. 6.</b> Schéma de ferrailage du 1 <sup>ème</sup> type de dalle .....	82
<b>Fig.III. 7.</b> Dalle sur deux appuis.....	82
<b>Fig.III. 8.</b> schéma de ferrailage de dalle sur deux appuis.....	85
<b>Fig.III.9.</b> dalle sur trois appuis(balcon).....	86
<b>Fig.III. 10.</b> Schéma de ferrailage.....	88
<b>Fig.III. 11.</b> Vue en plan d'escalier.....	89
<b>Fig.III. 12.</b> Schéma de ferrailage d'escalier .....	94
<b>Fig.III. 13 .</b> schéma statique de p. palière.....	95
<b>Fig.III. 14.</b> section creuse équivalente.....	98
<b>Fig.III. 15.</b> schéma de ferrailage de poutre palière.....	99
<b>Fig.III. 16.</b> Section de calcul de l'acrotère. ....	102
<b>Fig.III. 17.</b> schéma de ferrailage d'acrotère .....	105
<b>Fig.III. 18.</b> surface d'impact.....	106
<b>Fig.III. 19.</b> schéma de ferrailage de dalle d'ascenseur .....	112
<b>Fig. III. 20.</b> schéma de ferrailage des poutres de chaînage.....	116
<b>Fig.IV. 1.</b> Spectre de calcul.....	122
<b>Fig.IV. 2.</b> Disposition des voiles.....	123

# Liste des figures

<b>Fig.IV. 3.1<sup>er</sup></b> mode de déformation.....	125
<b>Fig.IV. 4.2<sup>ème</sup></b> mode de déformation.....	126
<b>Fig.IV. 5.3<sup>ème</sup></b> mode de déformation.....	126
<b>Fig.V. 1.</b> La zone nodale .....	133
<b>Fig.V. 2.</b> Section du poteau .....	140
<b>Fig.V. 3.</b> Schémas de ferrailage des poteaux .....	144
<b>Fig.V. 4</b> Dispositions des armatures dans poteaux. ....	145
<b>Fig.V. 5.</b> Schéma de la Zone nodale .....	152
<b>Fig.V. 6.</b> Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires .....	155
<b>Fig.V. 7</b> Schéma de ferrailage des poutres secondaires et principales. ....	153
<b>Fig.V. 8.</b> Disposition des armatures verticales.....	156
<b>Fig.V. 9.</b> Section de ferrailage. ....	163
<b>Fig.V. 10.</b> Schéma de ferrailage du voile Vx1 des niveaux entre soL .....	162
<b>Fig.VI. 1.</b> Schéma d'une semelle isolée .....	166
<b>Fig.VI. 2.</b> Schéma d'une semelle filante .....	167
<b>Fig.VI. 3.</b> Schéma du poinçonnement .....	170
<b>Fig.VI. 4.</b> Schéma d'une dalle sur quatre appuis .....	172
<b>Fig.VI. 5.</b> Schéma de ferrailage du radier .....	175
<b>Fig.VI. 6.</b> Charges transmises aux nervures sens (x-x') .....	176
<b>Fig.VI. 7.</b> Charges transmises aux nervures sens yy .....	176
<b>Fig.VI. 8.</b> Section de la nervure .....	177
<b>Fig.VI. 8.</b> Dispositions constructives des armatures dans la nervure xx .....	179
<b>Fig.VI. 9.</b> Schémas du ferrailage de la nervure sens XX.....	180
<b>Fig.VI. 10.</b> Dispositions constructives des armatures dans la nervure yy .....	180
<b>Fig.VI. 11.</b> Schémas du ferrailage de la nervure sens yy .....	181
<b>Fig.VI. 12.</b> Schéma du mur de soutènement .....	182
<b>Fig.VI. 13.</b> Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU .....	182
<b>Fig.VI. 14.</b> Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS .....	183
<b>Fig.VI. 15.</b> Le panneau le plus sollicité .....	183

# Introduction

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, dont-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+6+entre-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# Chapitre I

## Généralité

### **I. 1.Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

## **I. 2.Présentation de bâtiment :**

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+6+entre-sol à usage mixte (commerce et habitation). Cet ouvrage est implanté dans la ville de **Bejaia** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

### **I.2.1. Dimensions de l'ouvrage en plan :**

Les dimensions du bâtiment en plan sont :

- Longueur max : .....28 .62 m
- Largeur max : .....17.40 m

### **I.2.2.Dimensions en élévation :**

- Hauteur du R.D.C et autres étages : ..... 3.06 m
- Hauteur totale bâtiment : .....29. 89 m

### **I.2.3.Ossature de l'ouvrage :**

Selon le RPA99 addenda 2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

### **I.2.4. Planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction il a pour but de séparer entre Chaque deux niveaux successif du bâtiment, il permet de transmettre les charges aux éléments porteurs et assure aussi l'isolation thermique et acoustique entres deux étages adjacents.

Dans notre structure, on a utilisé deux types de planchers :

- **Planchers à corps creux (en partie courante) :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation;
- lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force

Sismique .



**Fig. I.1 : plancher à corps creux**

- **planchers dalle pleine :**

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation .

### **I.2.5.L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé entourant le bâtiment encasté dans le plancher terrasse.

### **I.2.6.Escalier :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Dans notre cas on a un seul type d'escalier qui est droit à trois volées simple.

### **I.2. 7.Maçonnerie utilisés :**

**Les murs extérieurs :** sont réalisés en double cloisons de brique creuse séparé avec une lame

d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

**Les murs intérieurs :** sont réalisés d'une seule cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### **I.2.8.L'ascenseur :**

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

### **I.3.Règlementation et normes utilisées :**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

### **I.4.Caractéristiques structurales :**

**Ossature :** Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (**RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**), donc l'ossature de notre ouvrage sera constituée de portiques et de voiles en béton armé (contreventement mixte).

#### **I.4. 1.Béton :**

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau.
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette.
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation).
- Eventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants influençant certaines propriétés ou comportement du matériau béton.

L'intérêt du matériau béton réside dans sa facilité de mise en œuvre puisque il se présente à l'état pâteux et qu'il suffit de remplir les moules (coffrages) de la forme de l'élément à réaliser.

### ➤ **Dosage en ciment :**

Le dosage en ciment varie suivant les caractéristiques exigées ; résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) et compacité.

Les valeurs usuelles pour les bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup> et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup>.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment.

### ➤ **Dosage en granulats :**

Le dosage en granulats est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulats allant du sable au gravier.

On distingue habituellement deux catégories de granulats :

- les sables et de classe 0/25 (le diamètre des grains variant de 2 à 25 mm)
- les graviers classe 5/25 (le diamètre des granulats variant de 5 à 20 mm)

### ➤ **Mise en œuvre du béton :**

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- une bonne vibration.
- une granulométrie continue.
- des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre peut être gênée par :

- une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- les faibles températures
- les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation des granulats lourds au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuit à sa compacité et à sa résistance.

### I.4.1.2. Caractéristiques mécaniques du béton :

- **Résistance à la compression  $f_{cj}$  :**

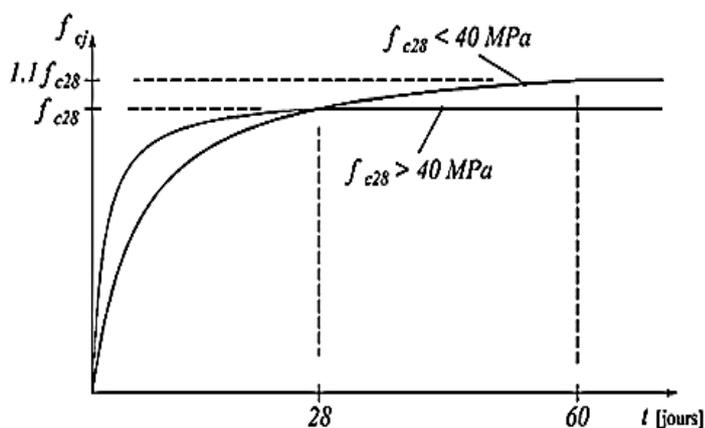
Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

La résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jour est donnée par les formules ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.75 + 0.83j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ 28 < j < 60 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} \\ j \geq 60 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 \cdot f_{c28} \end{array} \right. \quad (\text{CBA 93 Art : A.2.1.13}).$$

Pour notre l'étude, on opte pour  $f_{c28} = 25$  MPa ce qui correspond à un béton courant.

La figure ci- dessous donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.



**Fig.I. 1.** Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

- **Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale du béton**

- **Module instantané  $E_{ij}$**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad t \leq 24 \text{ h} \quad (\text{CBA 93 Art: A.2.1.2.1})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- **Module différé  $E_{vj}$  :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantané

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad t > 24 \text{ h} \quad (\text{CBA 93 Art: A.2.1.2.2})$$

- **Coefficient de Poisson :**

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur  $l$  à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal  $\Delta l$ , mais également un gonflement transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\Delta a/a}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} = \nu = \frac{\text{variation unitaire du coté de la section}}{\text{raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ 0.2 & \text{Pour le calcul de la déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 Art A.2.1.3})$$

- **Module de déformation transversale du béton G :**

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par

$$G = E/2(1 + \nu)$$

et en simplifiant  $G = 0,417E$ , où E est le module de Young du béton.

### I.4.1.3. Les Contraintes limites du béton :

- **La Contrainte de compression à l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{CBA 93 Art A.4.3.4.1})$$

Avec:

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

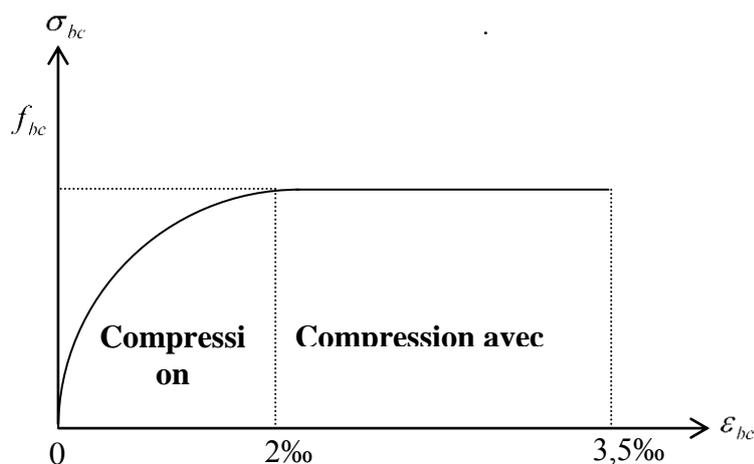
$\gamma_b$  : Coefficients de sécurité partiels.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient d'application.

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

Dans notre cas  $t > 24$  heures d'où  $\theta = 1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPA situation durable.} \\ 18.48 \text{ MPA situation accidentelle} \end{cases}$



**Fig.I. 2.** Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **La contrainte de compression ( $\overline{\sigma}_{bc}$ ) à ELS :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2}).$$

- **Contrainte ultime de cisaillement du béton :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.1.2.1.1 de CBA93 on a :

Elle est limitée par  $\tau < \tau_{adm}$ .

$$\tau < \tau_{adm} = \min \left( \frac{0.2 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau < \tau_{adm} = \min \left( \frac{0.15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  donc :

$$\tau < \tau_{adm} = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau < \tau_{adm} = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 2.50 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible d'où :  $\tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa}$ .

## I.4. 2. Aciers :

### I.4.2. 1. Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

**Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500

**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, il ne sont plus utilisés dans le ferrailage de béton armé à cause de sa surface lisse ( faible adhérence).

**Les barres de haute adhérence :** Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

## I.4.2. 2.Caractéristiques mécaniques des aciers :

### ❖ à E.L.U :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec :  $\varepsilon_s$  : Allongement relatif

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

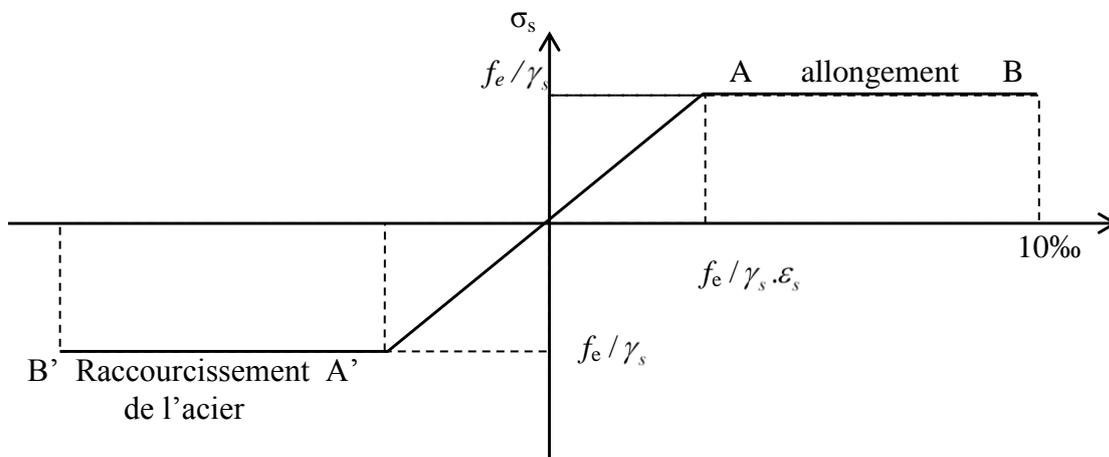
$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur.

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s};$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour le cas courant.} \\ 1 & \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet :  $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$



**Fig.I. 3.**Diagramme contraintes déformations de l'acier

### ❖ A E.L.S

- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

**(CBA 93Art A.4.5.3.3)**

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \quad \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour l'acier R L.} \\ \eta = 1.6 \quad \text{pour l'acier H A.} \\ \eta = 1.3 \quad \text{pour l'acier } \phi < 6\text{mm pour HA} \end{array} \right.$$

**Cas de fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \text{(CBA 93Art A.4.5.3.4)}$$

**I.4.3.Hypothèses de calcul aux états limites :**

✓ **Etat limite ultime (ELU)**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

✓ **Etat limite de service (ELS)**

Il constitue les limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine de la structure.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

**I. 4.4.Actions et sollicitations :**

**I.4.4.1.Les Actions :**

**CBA 93 (art A.3.1.1)**

Ce sont les différentes auxquelles sera soumise la construction, elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

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

### **I.4.4.2. Les Actions Permanentes (G)**

Elles sont appliquées avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, elles comportent :

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

#### **✓ Les Actions Variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées au cours de l'exécution.

#### **✓ Les Actions Accidentelles (E)**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

- **Les sollicitations:** **CBA93 (Art A.3.3.1)**

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

### **I.4.4.3. Les combinaisons d'action:**

- **Combinaisons fondamentales ELU :** **CBA 93 (Art. A.3.3.21)**

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

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

$G_{\max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

$G_{\min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ )

$\psi_0, \psi_1$  et  $\psi_2$  : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 : \text{Dans le cas général.} \\ 1.35 : \text{Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement} \\ \text{bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité} \\ \text{d'occupation humaine).} \end{cases}$$

• **Situations accidentelles ELS:** **CBA 93(Art.A.3.3.22)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec :  $F_A$  : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

**I.5.Sol :**

D'après l'interprétation des résultats d'étude géotechnique La contrainte admissible du sol

A appliquer dans le calcul est de 1.3 bar.

**I.6.Conclusion :**

La faible résistance du béton a la traction par rapport à sa résistance a la compression Conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lire les éléments par des barres d'acier.

Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet,

Celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25Mpa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400Mpa de résistance à la traction.

Chapitre III  
Prédimensionnement  
des éléments

## II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations, en respectant les règlements RPA99/version 2003 et CBA93.

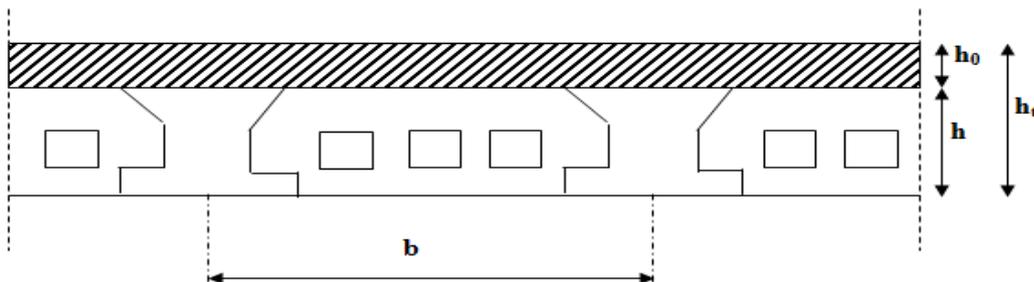
## II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et le surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine pour les balcons.

### II.2 .1 .Plancher corps creux :

les planchers corps creux sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression.



**Fig. II.1** : Coupe du plancher à corps creux

Avec :

$h$  : hauteur du corps creux.

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression

$h_t = h + h_0$  : Hauteur totale du plancher

$b$  : distance entre axes des poutrelles

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

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

Avec :

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

L=427 cm

$$h_t \geq \frac{427}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 18.87 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+4)=**20cm**.

Avec :

- **h = 20cm**
- **h<sub>0</sub> = 4 cm**

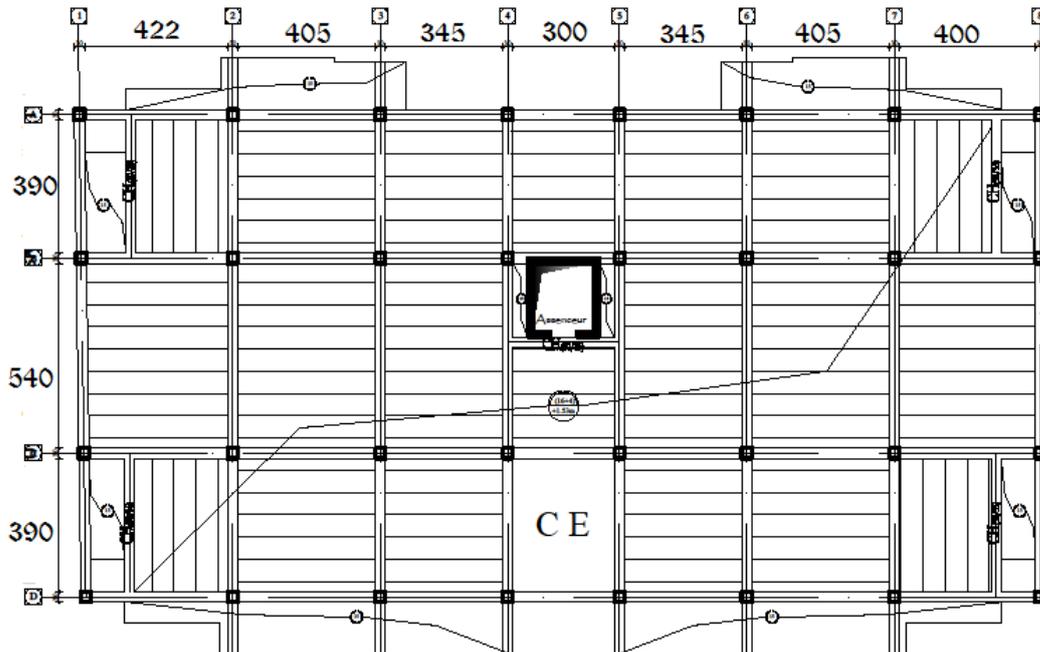
### **II.2.1.1. Les poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou couler en place en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis)

### **II.2.1.2. Disposition des poutrelles :**

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.



**Fig.II.2.**Plan de disposition des poutrelles (RDC)

• **Pré dimensionnement :**

$h_t$  : Hauteur du plancher ( $h_t = 20$  cm).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$b_0$  : Largeur de la nervure.

Tel que :  $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times 20 \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

on opte pour :  $b_0 = 10$  cm

$b$  : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

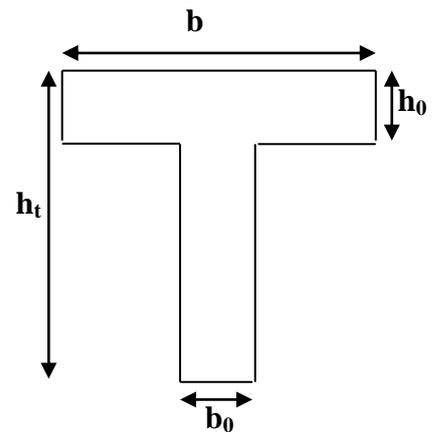
$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$$

$L_x$  : est l'entre nus de deux poutrelles successives.

$L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 427 \text{ cm}$$



**Fig. II. 3:** Schéma d'une poutrelle



$$\boxed{L/15 \leq h \leq L/10}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$L$  : Plus grande portée dans le sens considéré ( $L_{max} = 5.4m$ )

D'ou:

$$L = 540cm. \Rightarrow 36cm \leq h \leq 54cm$$

On prend :  $\boxed{b=30cm \text{ et } h=45cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20cm$  condition vérifiée.
- $h \geq 30cm$  condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$  condition vérifiée.

Elles seront disposées perpendiculairement aux poutrelles.

### **II.3.2 : les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

$$\boxed{L/15 \leq h \leq L/10}$$

$L$ : portée maximale entre nus d'appuis ( $L= 427 \text{ cm}$ )

$$L=427cm \Rightarrow 28.46cm \leq h \leq 42.7cm.$$

On prend:  $\boxed{b = 30cm \text{ et } h=40cm}$ .

#### **• Vérifications selon RPA 91 :**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$$h / b = 1.16$$

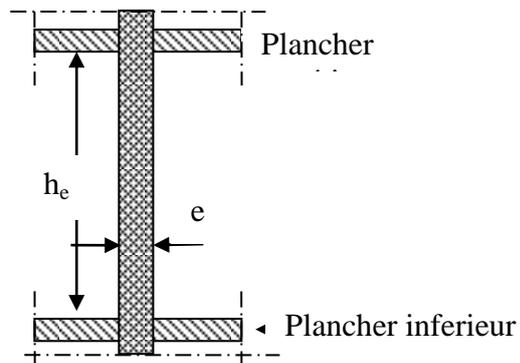
Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales :  $b \times h = (30, 45) \text{ cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$**

## II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.



**Fig. II.4. coupe verticale d'un voile**

Leur Prédimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ ..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ ..... (2).
- $L \geq 4 e$ ..... (3).

Avec :

$h_e$ : Hauteur libre d'étage.

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

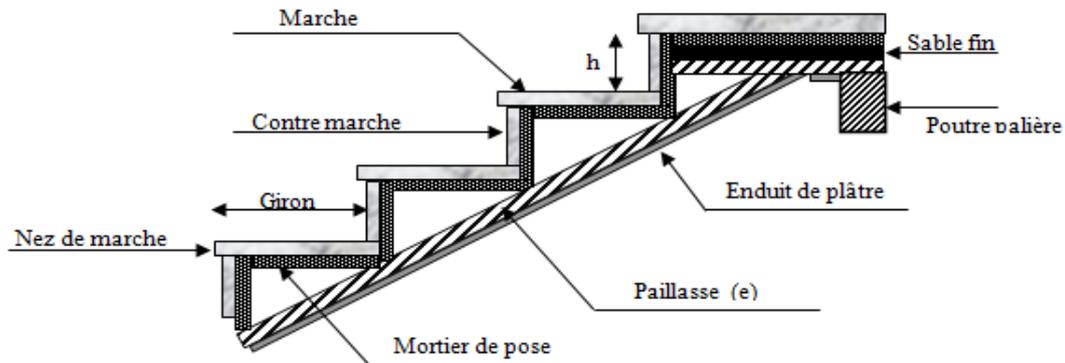
Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$
Entre sol	5.61	0.27
RDC	2.86	0, 14
Etage courant	2.86	0, 14

**Tableau II.1 : pré dimensionnement des voiles**

On opte pour une épaisseur de **20cm** pour tous les niveaux. et d'une épaisseur de 30cm pour l'entre sol Cette épaisseur vérifie toutes les conditions précédemment énoncées.

## II.5. Pré dimensionnement des Escaliers :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui sont constitués par des gradins successifs, et sont exclusivement destinés aux piétons.



**Fig II.5 :** schéma général d'un escalier.

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

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (64) correspond à des locaux publics.

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

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

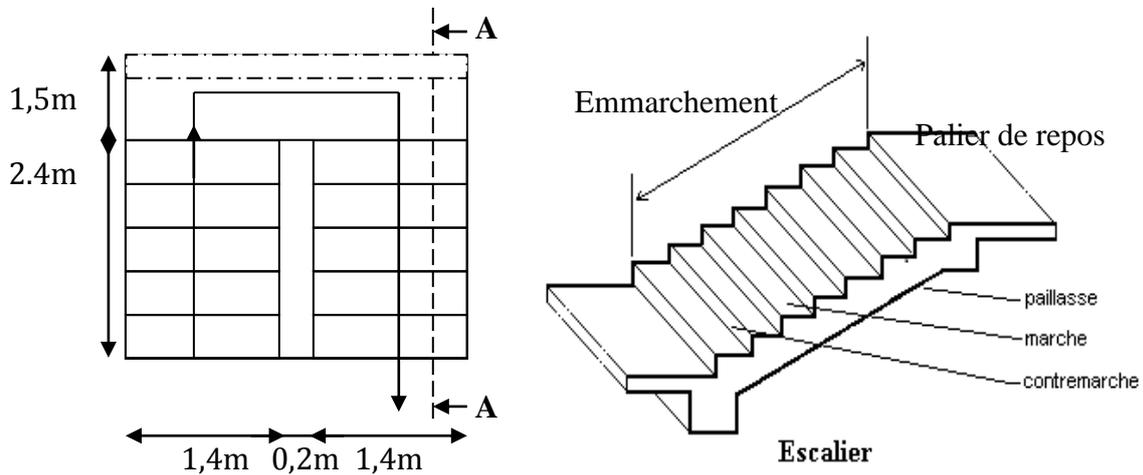
On remplace dans (2) :

$$L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation :  $64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 H = 0$ .

On distingue dans notre projet deux types d'escalier : escalier à deux volées

**Pour un escalier à deux volés :**



**Fig II.6 Schéma d'escalier**

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$l = 2.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.4) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche ( $n = 9$ )

$$g = L/n - 1 = 240/9 - 1 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par relation suivante :

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

$$L_v = (L^2 + H^2)^{1/2} = 284.62 \text{ cm}$$

$$L = L_v + L_p = 284.62 + 150$$

$$L = 434.62 \text{ cm}$$

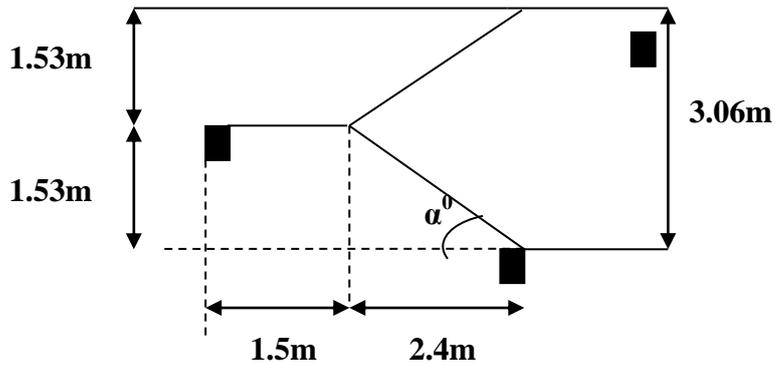
$$\Rightarrow 14.487 \leq e \leq 21.73$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Poids de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/l) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 32.52^\circ} = 4.45 \text{ KN/m}^2 .$$



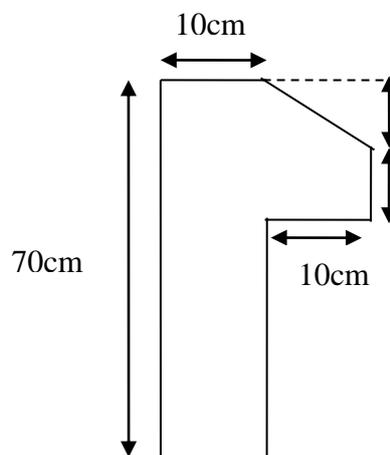
**Fig.II.7.** Schéma de l'escalier d'étage courant

## II.6.Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse Cet élément est réalisé

en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.



**Fig.II.8** : dimension de l'acrotère.

$$S = 0.7 \times 0.1 + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2$$

$$S = 0.0775 \text{ m}^2$$

**Charge Permanente :**

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0775 \times 1$$

$$G = 1.937 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 1.937 + 0.4 = 2.337 \text{ KN/ml}$$

**La Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**II.7. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.7.1. Plancher étage courant:**

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids " G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de distribution	0.10	10	1
				Σ = 5.25

**Tableau II.2** Evaluation des charges dans le Plancher étage courant.

$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$  (Q plancher étages courant).

**II.7.2. Plancher terrasse accessible :**

Désignation des éléments	e (m)	Densité (K/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Multicouche d'étanchéité	0.02	5	0.1
Plancher corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Forme de pente	1.5%	22	1.44
			$\Sigma = 5.75$

**Tableau II.3 :** Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

$G = 5.75 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**II.7.3. Plancher terrasse inaccessible (toiture de la cage d'escalier) :**

Désignation des Eléments	e (m)	Densité (K/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	20	1
Multicouche d'étanchéité	0.02	5	0.1
Isolation thermique	0.04	25	0.01
Plancher corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
Forme de pente	0.05	/	1.1
Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
			$\Sigma = 5.21$

**Tableau .II.4 :** Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

#### II.7.4. Dalle pleine:

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	15	3,75
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,40
Sable fin	2	0,36
Enduit de ciment	1.5	0,27
		$\Sigma = 5.22$

**Tableau .II.5:** Evaluation des charges dans la dalle pleine

$$G = 5.22 \text{ KN/m}^2$$

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

#### II.7.5. Cloisons doubles :

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison).

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	2	0,20
Briques creuses	15	1,30
Lame d'air	5	0,00
Briques creuses	10	0.9
Enduit de ciment	1,5	0,3
		$\Sigma = 2.7$

**Tableau .II.6 :** Evaluation des charges due aux murs cloisons doubles

$$G = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

#### II.7.6. Murs intérieurs :

Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment extérieur	1.5	10	0.15
Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
			$\Sigma = 1.2$

**Tableau .II.7:** Evaluation des charges due aux murs intérieurs  
 $G= 1.2 \text{ KN/m}^2$

**II.7.6.Escalier :**

- Les paliers

Désignation		Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Palier		25	0.15	3.75	
Carrelage		22	0.02	0.44	
Mortier de pose		20	0.02	0.4	
Lit de sable		18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre		10	0.02	0.2	
Total	Palier d'épaisseur 15 cm	/	/	5.15	2.5

**Tableau .II.8:** Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des  
 paliers des escaliers

$G= 5.15 \text{ KN/m}^2$

$Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

- Paillasse

$G= 8.30 \text{ KN/m}^2$  (volée d'épaisseur 15 cm)

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse			0.15	4.70	
Les marches		22	0.085	1.87	
Carrelage horizontal		22	0.02	0.44	
Carrelage vertical		22	0.02h/g	0.25	
Mortier de pose horizontal		20	0.02	0.40	
Mortier de pose vertical		20	0.02h/g	0.22	
Enduit de ciment		18	0.015	0.32	
Garde-corps				0.1	
Total	volée d'épaisseur 15 cm	/	/	8.30	2.5

**Tableau II.9 :** évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des volées.

$$G= 8.30 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$$

## II.8. Les poteaux :

Ce sont des éléments structuraux en béton armé destinés à reprendre des charges et des surcharges et transmettre aux fondations ; le dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEA91**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA 99 (version **2003**), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone **IIa** :

Les exigences de RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99**

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Entre sols : (55,50) cm<sup>2</sup>
- R.D.C ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> : (50,45) cm<sup>2</sup>
- 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> : (45,40) cm<sup>2</sup>
- 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> : (40,35) cm<sup>2</sup>

## II.9. descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.

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

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

**• Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

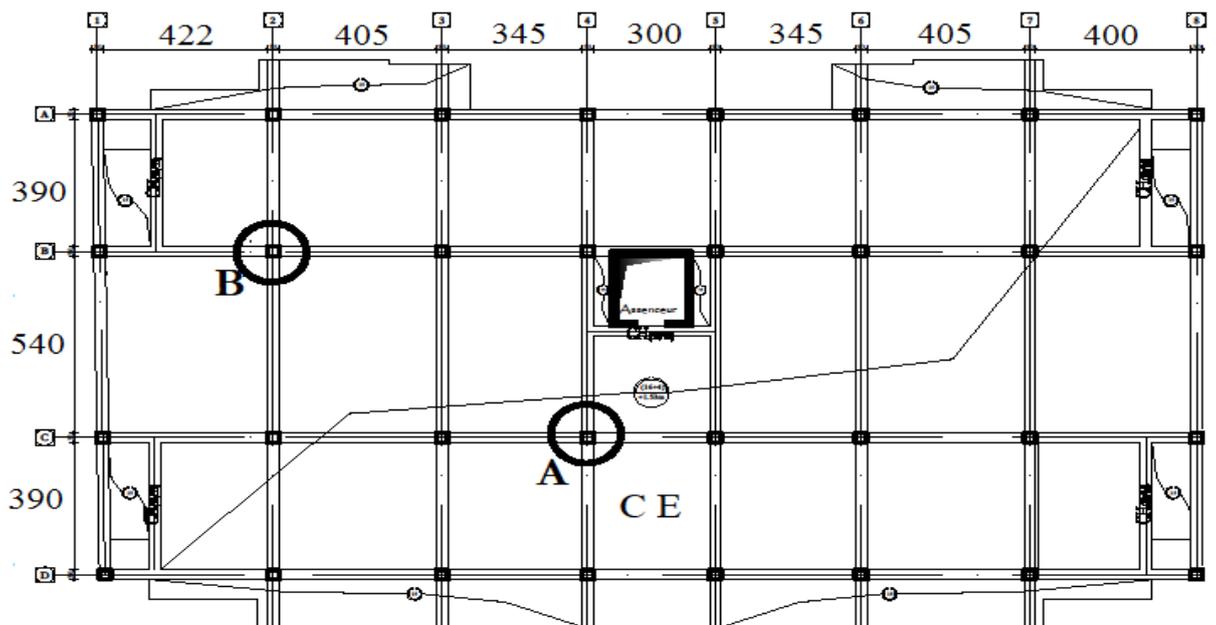
- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet:  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le deuxième étage:  $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage:  $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$ .

**• Choix du poteau le plus sollicité :**

Vus la symétrie de la structure le poteau le plus sollicité est probablement l'un des deux

Poteaux suivants :

- Poteau central A : (présence de la cage d'escalier)
- Poteau central B : (présence de langues trames )



**Fig.II.9.**Plan de position des poteaux a études

❖ **Poteau « A » :**

**Terrasse inaccessible :**

• **Poids des planchers:**

$$\left[ \begin{array}{l} S_1 + S_2 = (1.65 \cdot 2.7) + (1.65 \cdot 1.95) = 7.67 \text{ m}^2 \\ S_1 + S_2 = (1.00 \cdot 2.7) + (1.00 \cdot 1.95) = 4.65 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$G_{CC} = 5.21 \cdot 12.32 = 64.19 \text{ KN}$$

$$G_{DP} = 4.65 \cdot 5.36 = 24.92 \text{ KN}$$

$$G_T = 89.11 \text{ KN}$$

$$Q_T = 12.32 \text{ KN}$$

• **Acrotère**

$$G_{\text{acrotère}} = 2.337 \cdot 4.95 = 11.57 \text{ KN}$$

• **Poids des poutres**

$$\text{Poutre principal (pp)} : 0.45 \cdot 0.40 \cdot 25 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poutre secondaire (Ps)} : 0.30 \cdot 0.35 \cdot 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{PP} = 20.92 \text{ KN} \\ G_{PS} = 8.92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$G = G_{pp} + G_{ps} = 29.84 \text{ KN}$$

• **Mur**

$$G_{\text{mur}} = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

$$G_{\text{mur}} = (2.61 * 2.7) * 4.65 = 32.77 \text{ KN (accessible vers inaccessible)}$$

### 1. Terrasse accessibles :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 + S_3 = 8.13 \text{ m}^2 \\ S_2 + S_4 = 7.67 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$G_1 = 44.3 \text{ KN}$$

$$G_2 = 23.38 \text{ KN}$$

$$G_4 = 13.7 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_T = 81.38 \text{ KN} \\ Q_T = 31.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### • Etage habitation :

$$G_1 = 66.07 \text{ KN}$$

$$G_2 = 13.7 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_T = 79.77 \text{ KN} \\ Q_T = 31.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### • Mur

$$G_{\text{mur}} = 23.96 \text{ KN}$$

### • Poids propre du poteau :

$$\text{Poteau (55,50) cm}^2$$

$$P_{\text{POT}} = 25 * 0.55 * 0.5 * 3.06 = 21.04 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau (50,45) cm}^2$$

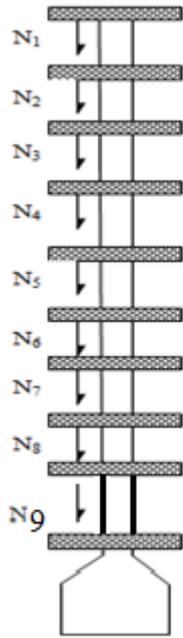
$$P_{\text{POT}} = 25 * 0.50 * 0.45 * 3.06 = 17.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau (45,40) cm}^2$$

$$P_{\text{POT}} = 25 * 0.45 * 0.40 * 3.06 = 13.77 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau (40,35) cm}^2$$

$$P_{\text{POT}} = 25 * 0.40 * 0.35 * 3.06 = 10.71 \text{ KN}$$



**Fig.II.11** : poteau « A » descente de charges.

**Descente de charges pour le poteau A**

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse inaccessible	89.11	12.32
	Poutre	27.87	
	Poteau	8.03	
	Acrotère	11.57	
	$\Sigma =$	136.78	12.32
N <sub>1</sub>	<b>N<sub>0</sub></b>	136.78	
	Plancher en corps creux	81.38	
	poutre	29.24	31.37
	<b>poteau</b>	10.71	
	<b>mur</b>	23.96	
$\Sigma =$	282.67	43.69	

N <sub>2</sub>	<b>N<sub>1</sub></b>	282.67	31.37
	Plancher hab	79.77	
Poutres	29.84		
Poteau(40,35)	10.71		
Murs	23.96		
	$\Sigma =$	426.95	71.92
N <sub>3</sub>	<b>N<sub>3</sub></b>	426.95	31.37
	Plancher hab	79.77	
Poutre	29.84		
Poteau	13.77		
Mur	23.96		
	$\Sigma =$	574.29	97.02
N <sub>4</sub>	<b>N<sub>3</sub></b>	574.29	31.37
	Plancher hab	79.77	
Poutre	29.84		
poteau	13.77		
Mur	23.96		
	$\Sigma =$	721.63	118.97
	<b>N<sub>4</sub></b>	721.63	31.37
	Plancher hab	79.77	
	Poutre	29.84	
	Poteau	17.21	
	Mur	23.96	

N <sub>5</sub>	$\Sigma =$	872.41	137.8
N <sub>6</sub>	<b>N<sub>6</sub></b>	872.41	31.37
	Plancher hab	79.77	
	Poutre	29.84	
	Poteau	17.21	
	Mur	23.96	
	$\Sigma =$	1023.19	153.49
N <sub>7</sub>	<b>N<sub>6</sub></b>	1023.19	31.37
	Plancher hab	79.77	
	Poutre	29.84	
	Poteau	17.21	
	Mur	23.96	
	$\Sigma =$	1173.97	169.17
N <sub>8</sub>	<b>N<sub>7</sub></b>	1173.97	31.37
	Plancher hab	79.77	
	Poutre	29.84	
	Poteau	21.04	
	Mur	23.96	
	$\Sigma =$	1352.43	184.85
TOTAL	/	1352.43	184.85

**Tableau.II.10.** descente des charges poteau central A

- **Calcul de l'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1352.43 + 1.5 \times 184.85 = 2103.05 \text{ KN}$$

❖ Poteau « B » :

B) Poteau central « P<sub>2</sub> » :

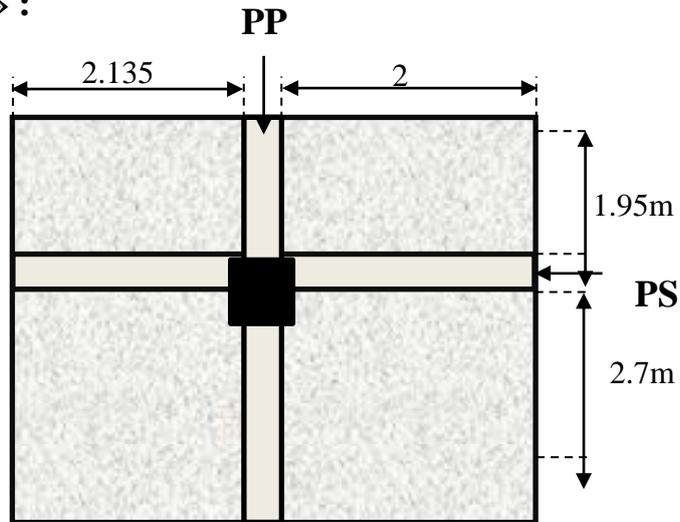


Fig. II.12. Poteau « B » surface afferente.

$$G_{pc} = 5.25 \times (2.135 \times 2.7 + 1.95 \times 2.135 + 2 \times 1.95 + 2 \times 2.7)$$

$$G_{pc} = 100.95 \text{ KN}$$

$$G_{T\text{-accessible}} = 5.45 \times S_{\text{aff}}$$

$$G_{T\text{-accessible}} = 104.80 \text{ KN}$$

$$Q_{P\text{-Habitation}} = 1.5 \times S_{\text{aff}}$$

$$Q_{P\text{-Habitation}} = 1.5 \times 19.23 = 28.85 \text{ KN}$$

$$Q_{P\text{-commerce}} = 5 \times 19.23 = 96.15 \text{ KN}$$

$$Q_{P\text{-T-accessible}} = 1.5 \times 19.23 = 28.85 \text{ KN}$$

**Descente de charges pour le poteau B**

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N <sub>1</sub>	Plancher terrasse accessible	104.80	19.21
	Poteau	10.71	
	Poutres	31.78	
	Σ =	147.29	19.21

N <sub>2</sub>	<b>N<sub>1</sub></b>	147.29	
	Plancher courant	100.95	
	poutre	31.78	28.77
	poteau	10.71	
	$\Sigma =$	290.73	47.98
N <sub>3</sub>	N <sub>2</sub>	290.73	
	Plancher en corps creux	100.95	28.77
	poutre	31.78	
	poteau	13.77	
	$\Sigma =$	437.23	73.87
N <sub>4</sub>	N <sub>3</sub>	437.23	
	Plancher en corps creux	100.95	
	poutre	31.78	
	poteau	13.77	28.77
	$\Sigma =$	583.73	96.89
N5	<b>N<sub>4</sub></b>	583.73	
	Plancher hab	100.95	28.77
	Poutre	31.78	
	poteau	17.21	
	$\Sigma =$	733.67	117.02

N <sub>6</sub>	<b>N<sub>5</sub></b>	733.67	
	Plancher hab	100.95	28.77
	Poutre	31.78	
	Poteau	17.21	
	$\Sigma =$	883.61	134.29
N <sub>7</sub>	<b>N<sub>6</sub></b>	883.61	
	Plancher hab	100.95	28.77
	Poutre	31.78	
	Poteau	17.21	
		1033.55	148.67
N <sub>8</sub>	<b>N<sub>7</sub></b>	1033.55	
	Plancher hab	100.95	28.77
	Poutre	31.78	
	Poteau	21.63	
		1187.91	163.06
TOTAL		1187.91	163.06

**Tableau.II.11.**descente des charges poteau B

• **Calcul de l'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1187.91 + 1.5 \times 163.06 = 1848.27 \text{ KN}$$

• **Evaluation de l'effort normal revenant au poteau A :**

$$N_u = 2013.06 \text{ KN}$$

Selon le (**Article B.8.11 CBA93**) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$

de 10% tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$N_u = 1.1 \times 2013.06 = 2214.37 \text{ KN}$$

**II.10.Vérifications :**

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et le flambement.

• **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{1.5 \times N_u}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1.5 \times 2313.37 \times 10^{-3}}{0.85 \times 25} = 0.163m^2$$

On a  $B = 0.55 \times 0.50 = 0.275m^2$ .

$B = 0.275 \geq 0.163m^2$ . Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau le plus sollicité (A) :

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calcule		observation
			B	B calculé	
entre sol	2313.37	55×50	0.275	0.163	vérifiée
RDC	2022.47	50×45	0.225	0.142	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1712.68	50×45	0.225	0.125	vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	1522.9	50×45	0.225	0.107	vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	1267.93	45×40	0.18	0.089	vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	1012.90	45×40	0.18	0.0715	vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	752.69	40×35	0.14	0.0531	vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	715.29	40×35	0.14	0.0505	vérifiée

**Tableau. II.12** : Vérification des poteaux à la compression simple.

• **Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

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

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

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 :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

### • Vérification du poteau RDC :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14m.$$

$$B = 0.5 \times 0.45 = 0.225m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.45^3}{12} = 3.79 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{3.79 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{2.14}{0.13} = 16.46 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.46}{35}\right)^2} = 0.814$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{2022.47 \times 10^{-3}}{0.814 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.113 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2.5) \times (45 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.202 m^2$$

$$0.202 > 0.113$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau (F.6) à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition Br > Br calcule		observation
			Br	Br calculé	
entre sol	2313.37	55×55	0.249	0.172	vérifiée
RDC	2022.47	50×50	0.202	0.113	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1712.68	50×50	0.202	0.099	vérifiée
2 <sup>er</sup> étage	1522.9	50×45	0.202	0.085	vérifiée
3 <sup>er</sup> étage	1267.93	45×40	0.159	0.071	vérifiée
4 <sup>er</sup> étage	1012.90	45×40	0.159	0.056	vérifiée
5 <sup>er</sup> étage	752.69	40×35	0.121	0.042	vérifiée
6 <sup>er</sup> étage	715.29	40×35	0.121	0.04	vérifiée

## Tableau. II.13: Vérification au flambement des poteaux.

### II.11.Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait de manière à répondre aux différentes exigences de pré dimensionnement données par **RPA99** version 2003, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 15cm , volées d'escaliers et paliers de repos à 15cm.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (30×45) cm pour les principales et (30×35) cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudié a la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicitées, en se référant à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau de la cage d'escalier.

Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

- Entre sols : (55,55) cm<sup>2</sup>
- R.D.C ,1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étage : (50,50 ) cm<sup>2</sup>
- 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage : (45,45 ) cm<sup>2</sup>
- 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage (40,40)cm<sup>2</sup>

Chapitre III  
Etude des  
éléments secondaires

### **III.1. Introduction :**

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

### **III.2. Calcul des planchers :**

#### **III.2.1 Introduction :**

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principaux sont :

- Une fonction de résistance ; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre +charge exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.

#### **III.2.2 Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### **III.2.2.1 Méthode de calcul :**

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- **Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)**
- **Domain d'application :**

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).
- **Exposition de la méthode :**
- **Valeurs des moments : BAEL (art 7.3.2)**

Les valeurs des moments en travée **M<sub>t</sub>** et sur appui **M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>** doivent vérifier :

$$M_{t+} \geq \text{Max}(1.05 M_0, (1+0.3\alpha) M_0) \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1+0.3) M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t \geq (1.2+0.3) M_0 \quad \text{Dans une travée de rive} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \text{max}((1) \text{ et } (2)).$$

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

- $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré et le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{G+Q}{Q}$$

**Remarque :** les moments sur les appuis de rive sont nuls, seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0 \text{ tel que } M_0 = \text{Max}(M_1^0; M_0^n).$$

- **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués en appliquant une des deux méthodes suivantes :

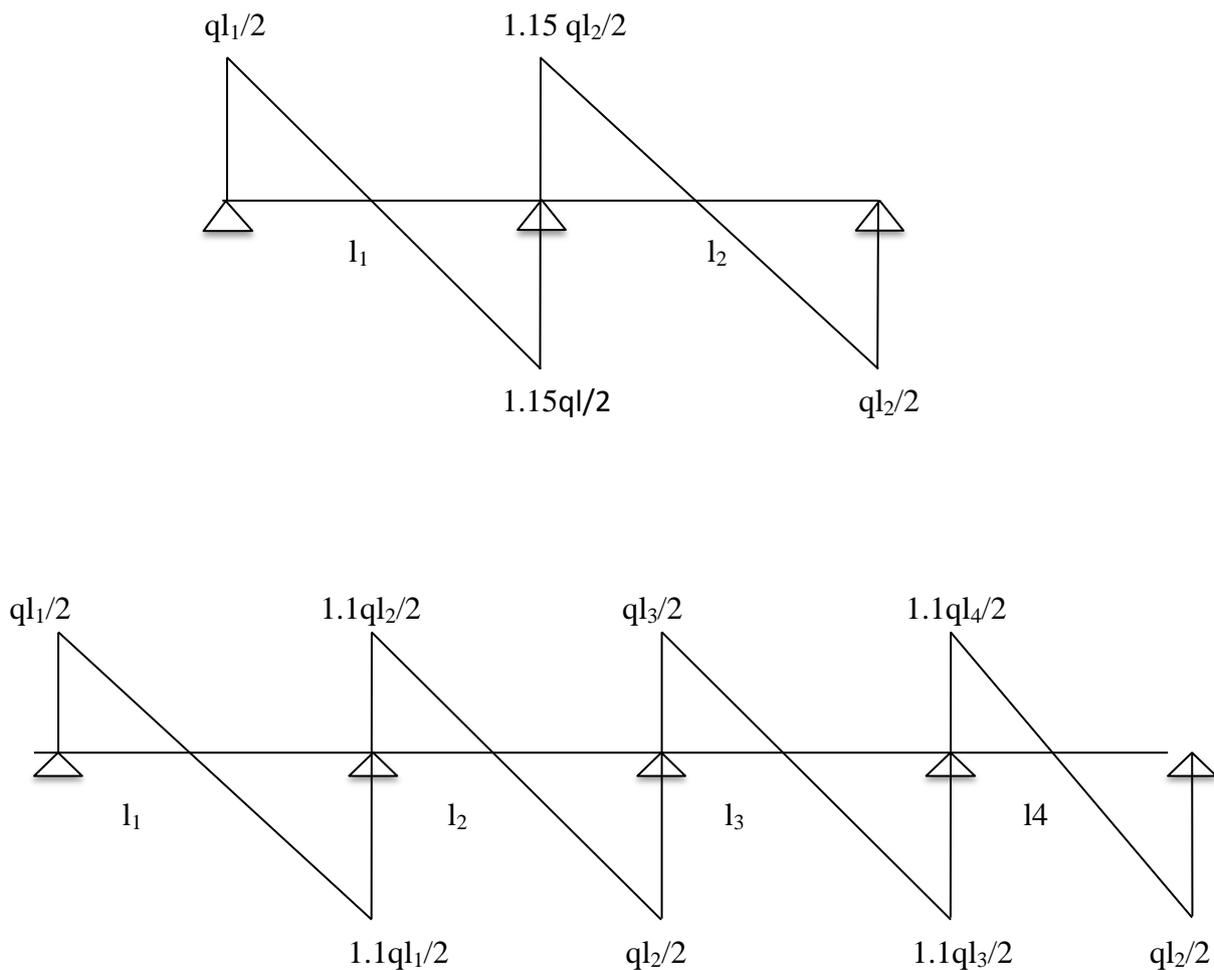
- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive, où l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

-0.15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

-0.10% s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode de RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_U = V_{U0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1})/L_i$ .



**Fig.III.1** : évaluation des efforts tranchants.

- **Méthode de Caquot (Annexe E.2 BAEL 91) :**

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Soit une poutre continue :

La méthode de Caquot permet de déterminer les moments au niveaux des appuis en ne tenant compte que des charges appliquées sur les deux travées voisines de l'appui considéré.

On remplace les points du moment nul par des appuis simple fictifs avec :

$l' = 0.8l$ .....pour une travée intermédiaire.

**(BAEL art 7.4.3)**

$l' = l$ .....pour une travée de rive.

$l'$  est la longueur fictive.

Le calcul de la poutre se décompose en l'étude de plusieurs poutres élémentaires à deux travées et on applique la méthode des trois moments pour chaque poutre élémentaire.

- **Moment en appuis :**

$$M_i = -\left(\frac{P_g \times l_g^3 \times P_d \times l'_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}\right)$$

$M_i$  = Moment à l'appui i

$l'_g$  et  $l'_d$  : longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$P_g$  et  $P_d$  : charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

- **Moments en travées :**

Les moments en travées sont calculés par la méthode de RDM on isole la travée considérer.

$$M(x) = M_0(x) + M_g(1-x) + M_d x$$

Tel que:  $M_0(x) = (1-x)$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{PL}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

- **Efforts tranchants :**

Par la méthode de RDM

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

### III.2.2.2. Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a 4 types de poutrelles :

**Type 1 :** poutrelle sur huit appuis pour les étages habitation et terrasse.

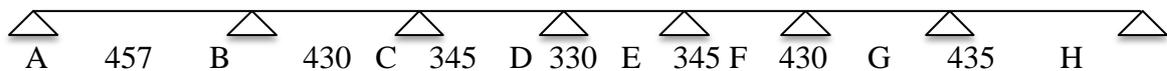


Schéma statique du 1<sup>er</sup> type de poutrelle.

**Type 2 :** poutrelle sur six appuis pour terrasse et étages habitations.

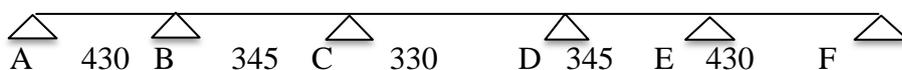


Schéma statique du 2<sup>ème</sup> type de poutrelle.

**Type 3 :** poutrelle sur trois appuis pour les étages habitations et terrasse accessible.

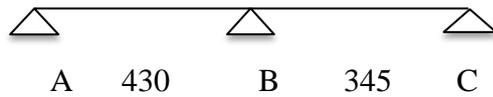


Schéma statique du 3eme type de poutrelle.

**Type 4 :** poutrelle sur deux appuis pour les étages habitations.

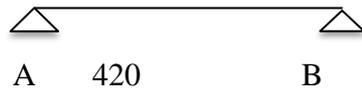


Schéma statique du 4eme type de poutrelle.

**Type 5:** poutrelle sur deux appuis pour la terrasse inaccessible



Schéma statique du 5<sup>eme</sup> type de poutrelle.

### III.2.2.3.Méthode de calcul des poutrelles :

- **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

- **Condition d'application :**

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

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.21 ; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.25; 5) \text{ KN/m}^2. \quad \text{Vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

- Le rapport  $0.8 \leq l_i / (l_i + 1) \leq 1.25$ .

Type 1 :  $0.8 \leq \frac{4.57}{4.30} ; \frac{4.30}{3.45} ; \frac{3.45}{3.30} ; \frac{3.30}{3.45} ; \frac{3.45}{4.30} ; \frac{4.30}{4.35} \leq 1.25$ . Vérifiée.

Type 2 :  $0.8 \leq \frac{4.30}{3.45} ; \frac{3.45}{3.30} ; \frac{3.30}{3.45} ; \frac{3.45}{4.30} \leq 1.25$ . Vérifiée.

Type 3 :  $0.8 \leq \frac{4.30}{3.45} \leq 1.25$ . Vérifiée.

- Fissuration peu nuisible. Vérifiée.

Pour les poutrelles de type 1, 2, 3 la condition du rapport entre deux travées successive  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  est vérifiée, donc on applique la méthode forfaitaire.

- **Calcul des sollicitations :**

**Type 1 :** pour plancher RDC et habitation :

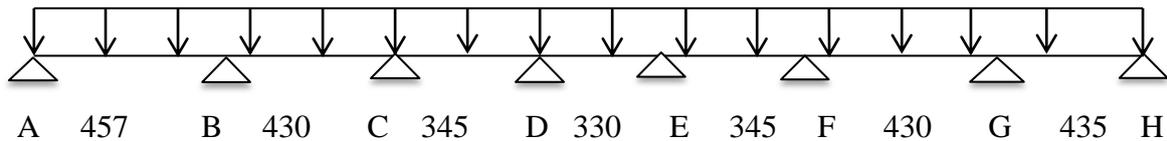


Schéma statique de la poutrelle type 1.

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

**Calcul des moments isostatiques :**

- **A l'ELU :**  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.07 \text{ KN/m}$

**Travée AB :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 15.85 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 14.03 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 9.03 \text{KN.m}$$

**Travée DE:**

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times L_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = 8.26 \text{KN.m}$$

**Travée EF:**

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \times L_{EF}^2}{8} \Rightarrow M_0^{EF} = 9.03 \text{KN.m}$$

**Travée FG:**

$$M_0^{FG} = \frac{q_u \times L_{FG}^2}{8} \Rightarrow M_0^{FG} = 14.03 \text{KN.m}$$

**Travée GH:**

$$M_0^{GH} = \frac{q_u \times L_{GH}^2}{8} \Rightarrow M_0^{GH} = 14.36 \text{KN.m}$$

- **A P'ELS** :  $q_s = (G+Q) \times 0.65 = 4.39 \text{KN.m}$

**Travée AB :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 11.46 \text{KN.m}$$

**Travée BC:**

$$M_0^{BC} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 10.15 \text{KN.m}$$

**Travée CD:**

$$M_0^{CD} = \frac{q_s \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 6.53 \text{KN.m}$$

**Travée DE:**

$$M_0^{DE} = \frac{q_s \times L_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = 5.98 \text{KN.m}$$

### **Travée EF:**

$$M_0^{EF} = \frac{q_s \times L_{EF}^2}{8} \Rightarrow M_0^{EF} = 6.53 \text{KN.m}$$

### **Travée FG:**

$$M_0^{FG} = \frac{q_s \times L_{FG}^2}{8} \Rightarrow M_0^{FG} = 10.15 \text{KN.m}$$

### **Travée GH:**

$$M_0^{GH} = \frac{q_s \times L_{GH}^2}{8} \Rightarrow M_0^{GH} = 10.38 \text{KN.m}$$

- **Moment aux appuis :**

- **Appuis de rive :**

- **A l'ELU :**

$$M_A = M_H = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{GH}) \Rightarrow M_A = M_H = -2.38 \text{KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_A = M_H = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{GH}) \Rightarrow M_A = M_H = -1.72 \text{KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **A l'ELU :**

$$M_B = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -7.93 \text{kn.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -5.61 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD} ; M_0^{DE}) \Rightarrow M_D = -3.62 \text{KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{DE} ; M_0^{EF}) \Rightarrow M_E = -3.62 \text{KN.m}$$

$$M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{EF} ; M_0^{FG}) \Rightarrow M_F = -5.61 \text{KN.m}$$

$$M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{FG} ; M_0^{GH}) \Rightarrow M_G = -7.18 \text{KN.m}$$

- **A P'ELS:**

$$M_B = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -5.73 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -4.06 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD}; M_0^{DE}) \Rightarrow M_D = -2.61 \text{KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{DE}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_E = -2.61 \text{KN.m}$$

$$M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{EF}; M_0^{FG}) \Rightarrow M_F = -4.06 \text{KN.m}$$

$$M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{FG}; M_0^{GH}) \Rightarrow M_G = -5.19 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.25} = 0.22$$

$$M_t + \frac{|Mg| + |Md|}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0.3 \times \alpha) \times M_0 = 1.07 \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases} \quad (1)$$

$$(2) \begin{cases} M \geq \frac{(1.2+0.3\alpha) \times M_0}{2} \quad \dots\dots \text{T.R} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha) \times M_0}{2} \quad \dots\dots \text{T.I} \end{cases}$$

- **A P'ELU:**

**Travée AB:**

$$M_t^{AB} \geq 12.99 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq 10.03 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 12.99 \text{KN.m}$$

**Travée BC:**

$$M_t^{BC} \geq 8.24 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq 7.51 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 8.24 \text{KN.m}$$

**Travée CD :**

$$M_t^{CD} \geq 5.05\text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq 4.83\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 5.05\text{KN.m}$$

### **Travée DE :**

$$M_t^{DE} \geq 5.22\text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq 4.42\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{DE} \geq 5.22\text{KN.m}$$

### **Travée EF :**

$$M_t^{EF} \geq 5.05\text{KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq 4.83\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{EF} \geq 5.05\text{KN.m}$$

### **Travée FG :**

$$M_t^{FG} \geq 8.62\text{KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq 7.51\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{FG} \geq 8.62\text{KN.m}$$

### **Travée GH :**

$$M_t^{GH} \geq 11.78\text{KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq 9.09\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{GH} \geq 11.78\text{KN.m}$$

## • **A l'ELS :**

### **Travée AB:**

$$M_t^{AB} \geq 9.40\text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq 7.25\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 9.40\text{KN.m}$$

### **Travée BC:**

$$M_t^{BC} \geq 5.97\text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq 5.43\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 5.97\text{KN.m}$$

### **Travée CD :**

$$M_t^{CD} \geq 3.65\text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq 3.49\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 3.65\text{KN.m}$$

### **Travée DE :**

$$M_t^{DE} \geq 3.79\text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq 3.20\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{DE} \geq 3.79\text{KN.m}$$

**Travée EF :**

$$M_t^{EF} \geq 3.65 \text{KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq 3.49 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{EF} \geq 3.65 \text{KN.m}$$

**Travée FG :**

$$M_t^{FG} \geq 6.24 \text{KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq 5.43 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{FG} \geq 6.24 \text{KN.m}$$

**Travée GH :**

$$M_t^{GH} \geq 8.51 \text{KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq 6.57 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{GH} \geq 8.51 \text{KN.m}$$

**• Les efforts tranchants :****• A l'ELU :****Travée AB :**

$$V_A = \frac{q \times l_{AB}}{2} = 13.87 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{1.1q \times l_{AB}}{2} = -15.26 \text{KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 14.36 \text{KN}$$

$$V_C = -13.05 \text{KN}$$

**Travée CD :**

$$V_C = 10.47 \text{KN}$$

$$V_D = -11.52 \text{KN}$$

**Travée DE :**

$$V_D = 11.02 \text{KN}$$

$$V_E = -10.02 \text{KN}$$

**Travée EF :**

$$V_E = 10.47 \text{KN}$$

$$V_F = -11.52 \text{KN}$$

**Travée FG:**

$V_F = 14.36\text{KN}$

$V_G = -13.05\text{KN}$

**Travée GH :**

$V_G = 13.20\text{KN}$

$V_H = -14.52\text{KN}$

**Type 1:** terrasse accessible

	Type	Travée	Longueur L(m)	$M_0$	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					$M_g$	$M_d$		$V_g$	$V_d$
A l'ELU	01	A-B	4.57	26.13	-3.92	-13.06	21,17	22.87	-25.16
		B-C	4.30	23.14	-13.06	-9.26	13.37	23.67	-21.52
		C-D	3.45	14.89	-9.26	-5.96	8.17	17.27	-18.99
		D-E	3.30	13.63	-5.96	-5.96	8.49	18.17	-16.52
		E-F	3.45	14.89	-5.96	-9.26	8.17	17.27	-18.99
	01	F-G	4.30	23.14	-9.26	-11.84	13.37	23.67	-21.52
		G-H	4.35	23.68	-11.84	-3.92	17.22	21.77	-23.95
A l'ELS	01	A-B	4.57	18.93	-2.84	-9.46	15.34		
		B-C	4.30	16.76	-9.46	-6.70	9.67		
		C-D	3.45	10.79	-6.70	-4.32	5.93		
		D-E	3.30	9.87	-4.32	-4.32	6.14		
		E-F	3.45	10.79	-4.32	-6.70	5.93		
		F-G	4.30	16.76	-6.70	-8.60	10.12		
		G-H	4.35	17.19	-8.60	-2.84	13.92		

**Tableau III.1** Sollicitation à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.**Type 2 :** pour plancher d'étages habitations

	Type	Travée	Longueur L(m)	M <sub>0</sub>	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
A l'ELU	02	A-B	4.30	14.03	-2.1	-7.02	11.50	13.05	-14.36
		B-C	3.45	9.03	-7.02	-3.61	4.71	11.52	-10.47
		C-D	3.30	8.26	-3.61	-3.61	5.23	10.02	-11.02
		D-E	3.45	9.03	-3.61	-7.02	4.71	11.52	-10.47
		E-F	4.30	14.03	-7.02	-2.1	11.50	13.05	-14.36
A l'ELS	02	A-B	4.30	10.15	-1.52	-5.07	8.33		
		B-C	3.45	6.53	-5.07	-2.61	3.41		
		C-D	3.30	5.98	-2.61	-2.61	3.79		
		D-E	3.45	6.53	-2.61	-5.07	3.41		
		E-F	4.30	10.15	-5.07	-1.52	8.33		

**Tableau III.2.** Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation.

**Type 02 :** pour plancher terrasse accessible .  $q_u = 10.01\text{KN/m}$ .  $q_s = 7.25\text{KN/m}$

	Type	Travée	Longueur L(m)	M <sub>0</sub>	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
A l'ELU	02	A-B	4.30	23.13	-3.47	-11.57	18.73	21.52	-23.67
		B-C	3.45	14.89	-11.57	-5.96	7.76	18.99	-17.27
		C-D	3.30	13.63	-5.96	-5.96	8.49	16.52	-18.17
		D-E	3.45	14.89	-5.96	-11.57	7.76	18.99	-17.27
		E-F	4.30	23.13	-11.57	-3.47	18.73	21.52	-23.67

A l'ELS	02	A-B	4.30	16.77	-2.52	-8.38	13.59
		B-C	3.45	10.79	-8.38	-4.32	5.62
		C-D	3.30	9.87	-4.32	-4.32	6.14
		D-E	3.45	10.79	-4.32	-8.38	5.62
		E-F	4.30	16.77	-8.38	-2.52	13.59

**Tableau III.3.** Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

**Type 03 :** pour étages habitations :

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.m)	$V_d$ (KN.m)
A-B	4.30	6.07	14.03	-2.10	-8.42	10.80	13.05	-15.01
B-C	3.45	6.07	9.03	-8.42	-2.10	5.72	12.04	-10.47

**Tableau III.4.** sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation.

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	4.30	4.39	10.15	-1.52	-6.09	7.82
B-C	3.45	4.39	6.53	-6.09	-1.52	4.13

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation.

**Type 03 :** pour terrasse accessible :

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.m)	$V_d$ (KN.m)
A-B	4.30	10.01	23.14	-3.47	-13.88	17.59	21.52	-24.75
B-C	3.45	10.01	14.89	-13.88	-3.47	9.40	19.27	--17.27

**Tableau III.6.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Travée	L(m)	$q_s$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
--------	------	-------	-------	-------	-------	-------

		(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
A-B	4.30	7.25	16.77	-2.52	-10.06	12.75
B-C	3.45	7.25	10.79	-10.06	-2.52	6.81

**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

**Type 4 :** pour étage habitation :

**Les moments aux appuis :**

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

- **A l'ELU :**

$M_A = M_B = 0$ . En raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -2.01 \text{KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_A = M_B = -1.45 \text{KN.m}$$

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.m)	$V_d$ (KN.m)
A-B	4.20	6.07	13.38	0	0	14.32	12.74	-12.74

**Tableau III.8.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation.

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	4.20	4.39	9.68	0	0	10.35

**Tableau III.9.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation.

**Type 4 :** pour terrasse accessible.

### Les moments aux appuis :

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

- **A l'ELU :**

$M_A = M_B = 0$ . en raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.31\text{KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_A = M_B = -2.40\text{KN.m}$$

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.m)	$V_d$ (KN.m)
A-B	4.20	10.01	22.07	0	0	23.39	21.02	-21.02

**Tableau III.10.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	4.20	7.25	15.99	0	0	16.95

**Tableau III.11.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

**Type 5 :** pour terrasse inaccessible :

### Les moments aux appuis :

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

- **A l'ELU :**

$M_A = M_B = 0$ . En raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -1.13\text{KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_A = M_B = -0.83\text{KN.m}$$

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.m)	$V_d$ (KN.m)
A-B	3.3	5.55	7.56	0	0	7.56	9.16	-9.16

**Tableau III.12.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.3	4.04	5.50	0	0	5.50

**Tableau III.13.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

- **Les sollicitations les plus défavorables :**

Etage	Type de poutrelle	ELU				ELS		
		$M_{\max}^{\text{appui}}$ (KN.m)		$M_{\max}^{\text{travée}}$ (KN.m)	$V_{\max}$ (KN)	$M_{\max}^{\text{appui}}$ (KN.m)		$M_{\max}^{\text{travée}}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Habitation	1,2, 3	-2.38	-7.93	12.99	-15.26	-1.72	-5.73	9.40
	4	-2.01	/	14.32	12.74	-1.45	/	10.35
Terrasse accessible	1,2, 3	-3.92	-13.06	21.17	-25.16	-2.84	-9.46	15.34
	4	-3.31	/	23.39	21.02	-2.4	/	16.95
Terrasse inaccessible	5	-1.13	0	7.56	9.16	-0.82	0	5.50

**Tableau III.14. :** Les sollicitations les plus défavorables.

### III.2.4 Ferrailage des poutrelles :

- **Caractéristiques géométriques de la nervure :**

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

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

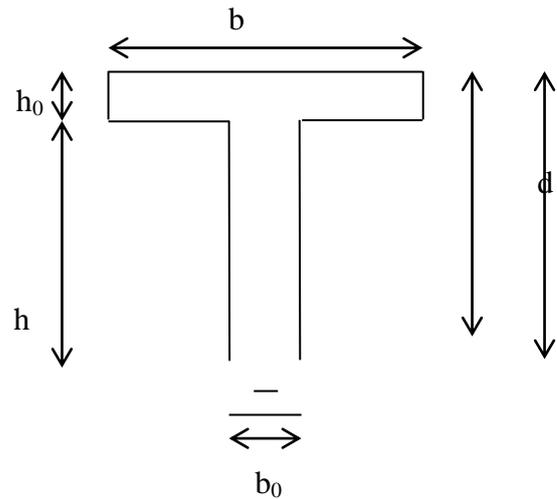
$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_t$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

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

$$h = 16 \text{ cm}$$



**fig.III.2** caractéristiques géométriques de la

poutre

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables comme une section en Té soumise à la flexion simple.

- **Exemple de calcul plancher habitation :**

- **A l'ELU :**

- **Sollicitations maximales :**

Le ferrailage se fait pour une section en Té en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- **Calcul de la section d'armature longitudinale :**

**Ferrailage en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 12.99 \text{ KN.m}$$

-Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{\text{TU}} = b h_0 f_{\text{bu}} (d - 0.5 h_0) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 (0.17 - 0.5 \times 0.04) = 55.38 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{\text{TU}} > M_{\text{travée}}$$

**Béton armé IUP GCI3 (article 4.4.2)**

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on calcule une section en Té en flexion simple avec les sollicitations maximales.

-calcul de coefficient  $\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.99 \times 10^6}{650 \times 170^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.186$

Donc le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ )  $\Rightarrow$  pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

On a:  $\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 1.73\text{‰}} \Rightarrow \alpha_l = 0.669$

$\mu_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.8 \times 0.669 \times (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.392$

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

Calcul de A:  $A = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.063$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.063) = 0.166$

$A_t = \frac{12.99 \times 10^{-3}}{348 \times 0.166} = 2.25 \times 10^{-4} \text{m}^2$

$A_t = 2.25 \text{cm}^2$

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

$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 1.33 \text{cm}^2$

$A_{\min} < A_t \Rightarrow c'$  est vérifiée.

$A_t = 2\text{T12} = 2.26 \text{cm}^2$

• **En appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

Puisque le moment est négatif en appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) =  $(10 \times 20) \text{cm}^2$

$M_{TU} = 53.38 \times 10^{-3} \text{KN.m}$

$M_a^{\text{int}} = 7.93 \times 10^{-3} \text{KN.m}$

$$\Rightarrow M_{TU} > M_a^{\text{int}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.93 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.193$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B: } \varepsilon_{st} = 3.5\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\mu_l = 0.392$$

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

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_u}{z \times f_u}$$

$$\text{Avec } f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.193}}{0.8} = 0.27$$

$$z = 0.17 (1 - 0.4 \times 0.27) = 0.152\text{m}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{7.93 \times 10^{-3}}{0.152 \times 348} = 1.50\text{cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 0.21\text{cm}^2$$

$$A_s = 1.50\text{cm}^2 > A_{\text{min}} \Rightarrow \text{la condition de non fragilité est vérifiée}$$

On opte pour :

$$A_s = \mathbf{2T10} = 1.57\text{cm}^2$$

- **Appuis de rive :**

$$M_a^r = -2.83\text{KN.m}$$

Puisque le moment est négatif en appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (10 \times 20)\text{cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = 0.069 < 0.186$$

$$\mu_l = 0.392 > 0.069$$

Donc le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A'_s = 0$ )

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \text{ avec : } f_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}}{0.8} = 0.089$$

$$z = 0.164 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{2.83 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.50 \text{ cm}^2 > A_{min} \Rightarrow$  la condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :  $A_s = 1\text{T}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

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

$$V_u = 15.26 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.90 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{1.5}, 5 \text{MPa} \right) = 3.25 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.90 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa}$  condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

**Appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.5 \times V_u}{f_e} \text{ Avec : } A_l = A_{rive} + A_{travée} = 0.79 + 2.26 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 15.26 \times 10^{-3}}{400} = 0.438 \text{ cm}^2 \text{ est vérifiée.}$$

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$A_1 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 15.26 - \frac{2.38}{0.9 \times 0.17} \right] = -0.008 \text{ cm}^2 < 0$  aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.

**•Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{15.26 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.17 \times 0.65 \times 0.04} = 1.05 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPA}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**•Calcul des armatures transversales :**

D'après le BAEL91 (art A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, 14 \right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{min} \left( \frac{100}{10}, \frac{200}{35}, 14 \right) = 6 \text{ mm}$$

On prend :  $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

**Espacements :**

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \dots \dots \dots (2)$$

$K = 1$  : F.P.N et pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (1.05 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 43.43 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_t \leq \text{Min} (1, 2 \text{ et } 3) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**•Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2v_u}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b_0 \times \alpha \times f_{c28}$$

$$\alpha = \min [0.9d]$$

$$\alpha = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.1 \times 0.153 \times 25 = 0.102 \text{ MN}$$

$$V_u = 15.26 \text{ kN} \leq 102 \text{ kN} \text{ condition vérifiée.}$$

**Le ferrailage des autres types de poutrelles et résumé dans les tableaux suivants :**

poutrelles	type	$M_t = 12.99 \text{ kN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 7.93 \text{ kN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 2.83 \text{ kN.m}$			
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )
	1, 2 et 3	0.049	0.063	0.166	2.26	0.193	0.27	0.152	1.57	0.069	0.089	0.164	0.79
	4	$M_t = 14.32 \text{ kN.m}$				/				$M_a^{\text{rive}} = 2.01 \text{ kN.m}$			
		0.054	0.069	0.165	2.76	/	/	/	/	0.049	0.063	0.166	0.79
Terrasse accessible	1, 2, 3	$M_t = 21.17 \text{ kN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 13.06 \text{ kN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 3.92 \text{ kN.m}$			
		0.079	0.103	0.163	3.8	0.318	0.495	0.136	3.08	0.096	0.126	0.161	0.79
Terrasse accessible	4	$M_t = 23.39 \text{ kN.m}$				/				$M_a^{\text{rive}} = 3.31 \text{ kN.m}$			

		0.088	0.115	0.162	4.21	/	/	/	/	0.014	0.017	0.168	0.79
Terrasse inaccessible	5	$M_t = 7.56\text{KN.m}$				/				$M_a^{rive} = 1.13\text{KN.m}$			
		0.028	0.035	0.167	1.57	/	/	/	/	0.027	0.034	0.167	1.5

**Tableau III.15.** Calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles.

Ce tableau résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents type de poutrelles les plus défavorables.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Poutrelles		Position	$A_{calculée}$	$A_{min}$	$A_{adoptée}$	barres	$A_l$	$A_t$	$S_t$
Etage habitation	1,2,3	travée	2.25	1.33	2.25	2T12	2.26	1Φ6	15
		App inter	1.50	0.21	1.50	2T10	1.57		
		App rive	0.50	0.21	0.50	1T10	0.79		
	4	travée	2.49	1.33	2.49	2T12+1T8	2.76	1Φ6	15
		App rive	0.35	0.21	0.35	1T10	0.79	1Φ6	15
Terrasse accessible	1,2,3	travée	3.73	1.33	3.73	2T12+1HA14	3.8	1Φ6	15
		App inter	2.76	0.21	2.76	2T14	3.08		
		App rive	0.70	0.21	0.70	1T14	1.54		

	4	travée	4.14	1.33	4.14	2T14+1T12	4.21	1Φ6	15
		App rive	0.56	0.21	0.51	1T10	0.79		
Terrasse inaccessible		travée	1.30	1.33	1.33	2T10	1.57	1Φ6	15
		App inter	/	/	/	1T10	0.79		
		App rive	0.19	0.21	0.21	1T10	0.79		

**Tableau III.16.** Résumé des sections d'armature pour les types les plus défavorables.

Ce tableau résume les vérifications des armatures longitudinales et de cisaillement pour les poutrelles plus défavorable.

	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction nervure table	Effort tranchant	
	App rive	App Int		La bielle	cisaillement
Poutrelles	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_E} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u \frac{b-b_0}{2}}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau} = 3.25\text{MPa}$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 a$ $V_u \leq 102\text{KN}$	$\frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau} = 3.25\text{MPa}$
Etage habitation	$A_l = 3.05$ $A_l \geq 0.44$ vérifiée	$A_l \geq -1.05$ Pas d'influence	$\tau_u = 1.05\text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 15.26\text{KN}$ vérifiée	$\tau_u = 0.89\text{MPa}$ vérifiée
Terrasse accessible	$A_l = 4.59$ $A_l \geq 0.94$	$A_l \geq 0.0032$  Vérifiée	$\tau_u = 1.74\text{MPa}$ Vérifiée	$V_u = 25.16\text{KN}$ Vérifiée	$\tau_u = 1.48\text{MPa}$ Vérifiée
Terrasse inaccessible	$A_l = 3.14$ $A_l \leq 0.26$	$A_l \geq 0.26$ Vérifiée	$\tau_u = 0.63$ Vérifiée	$V_u = 9.16\text{KN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.53\text{MPa}$ Vérifiée

**Tableau III.17.** Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

**•Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

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

• **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (art B-6-3)**

Les fissurations est peu préjudiciable donc pas de vérification.

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

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

• **Plancher à usage habitation :**

**En travée**

$$M_{t \text{ ser}}^{\text{max}} = 9.40 \text{KN.m}$$

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

**Position de l'axe neutre:**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 \times d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.17 - 0.04)$$

$$H = 0.793 \times 10^{-4} \text{m}^3 > 0. \text{ Calcul une section en T é}$$

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

$$\Rightarrow y = 2.57 \text{cm}$$

**Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7182.54 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.40 \times 2.57 \times 10^3}{7182.54} = 3.36 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \text{ donc la condition est vérifiée}$$

**En appuis :**

**Appui intermédiaire :**

$$M_{ser}^{max} = -5.73 \text{KN.m. } A = 1.57 \text{cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.89 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 3507.48 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} = \frac{5.73 \times 6.89 \times 10^3}{3507.48} = 11.25 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} .\text{vérifiée.}$$

### Appui de rive :

$$M_{ser}^{max} = -2.83 \text{KN.m. } A = 0.79 \text{cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.27 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2118.35 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} = \frac{2.83 \times 5.27 \times 10^3}{2118.35} = 7.04 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} .\text{vérifiée.}$$

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les types de poutrelles les plus défavorables est résumées dans le tableau suivant :

Poutrelles	Type	Position	$M_{service}$	$A_s$ cm <sup>2</sup>	Y (cm)	$I \times 10^{-4}$ m <sup>4</sup>	$\sigma_b$ MPa	$\bar{\sigma}_c$ MPa	Observation
Étage habitation	1,2 et 3	Travée	9.40	2.26	2.57	7182.54	3.36	15	Vérifiée
		App inter	-5.73	1.57	6.89	3507.48	11.25	15	Vérifiée
		App rive	-2.83	0.79	5.27	2118.35	7.04	15	Vérifiée
	4	Travée	10.35	2.76	4.06	8382.16	5.01	15	Vérifiée

		App rive	-1.45	0.79	5.27	2118.35	3.6	15	Vérifiée
Terrasse accessible	1,2 et3	Travée	15.34	3.8	4.69	10866.7	6.62	15	Vérifiée
		App inter	-9.46	3.87	9.39	6121.58	14.51	15	Vérifiée
		App rive	-2.84	0.79	5.27	2118.35	7.06	15	Vérifiée
	4	Travée	16.95	4.21	4.92	11488.04	7.26	15	Vérifiée
		App rive	-2.4	0.79	5.27	2188.35	5.78	15	Vérifiée
Terrasse inaccessible		Travée	5.50	1.57	2.01	5627	1.96	15	Vérifiée
		App rive	-0.82	1.57	6.89	.507.48	1.61	15	vérifiée

**Tableau III.18.** Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.

- **Etat limite de déformation :**

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

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{457} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.06$

La 1<sup>ere</sup> condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

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

Valeur limitée la flèche BAEL91 (art B.6.5.2) : pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle). La flèche est limitée à :  $\frac{l}{500}$  si la portée  $l \leq 5m$ .

Pour la portée inférieure à 5m. La flèche admissible  $f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow \frac{457}{500} = 0.92cm$ .

Les propriétés de la section :

$$Y = 2.57cm; \quad I = 7182.54cm^4; \quad A_s = 2.26cm^2.$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPA}. \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPA}$$

### Calcul de $I_0$ :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \cdot h + 15A_s$$

$$\Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.26 = 1333.9cm^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1333.9} \left( \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 17 \right) = 10.18cm$$

$$V_2 = 20 - 10.18 = 9.82cm$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.26}{10.17} = 0.0133$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 3.21$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.28$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.18^3 + 9.82^3) + 15 \times 2.26 \times (9.82 + 2)^2 = 47344.21cm^4$$

### • Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.25 = 3.41 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.25+1.5) = 4.39 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} l^2}{8} = 3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} l^2}{8} = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} l^2}{8} = 8.59 \text{ KN.m}$$

- **Les contraintes:**

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

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} (d-y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} (d-y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.62 \times (0.17 - 0.0257) \times 10^5}{7182.54} = 109.09 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{6.68 \times (0.17 - 0.0257) \times 10^5}{7182.54} = 201.3 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{8.59 \times (0.17 - 0.0257) \times 10^5}{7182.54} = 258.86 \text{ MPA}$$

**Calcul de  $\mu$ :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0133 \times 201.3 + 2.1} = 0.71$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0133 \times 109.09 + 2.1} = 0.53$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0133 \times 258.86 + 2.1} = 0.78$$

**Calcul d'inerties fictives ( $I_f$ ):**

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 47344.21}{1 + 3.21 \times 0.71} = 15881.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 47344.21}{1 + 3.21 \times 0.53} = 19279.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 47344.21}{1 + 3.21 \times 0.78} = 14863.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 47344.21}{1 + 1.28 \times 0.71} = 27283.37 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation de flèche :**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = \frac{3.62 \times 4.57^2}{10 \times 32164.2 \times 19279.09} \times 10^7 = 0.12 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = \frac{6.68 \times 4.57^2}{10 \times 32164.2 \times 1581.98} \times 10^7 = 0.27 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = \frac{8.59 \times 4.57^2}{10 \times 32164.2 \times 14863.37} \times 10^7 = 0.38 \text{ cm}$$

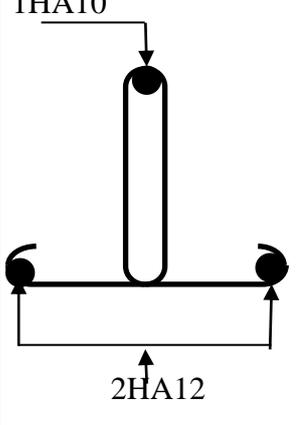
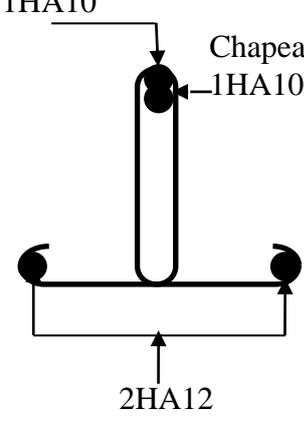
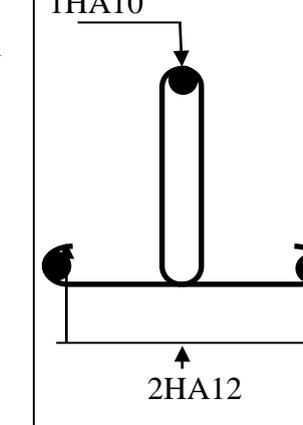
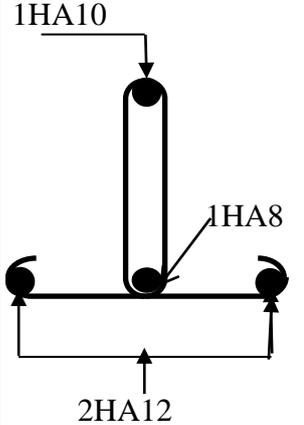
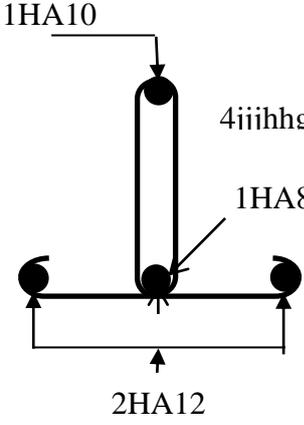
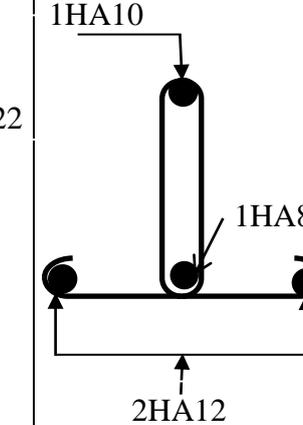
$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fvg}} = \frac{6.68 \times 4.57^2}{10 \times 32164.2 \times 27283.37} \times 10^7 = 0.16 \text{ cm}$$

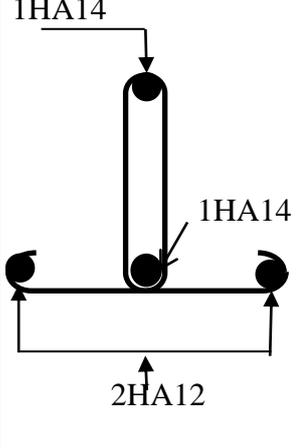
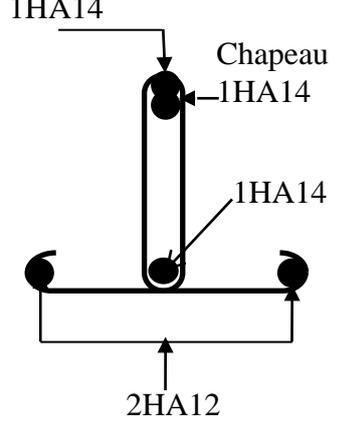
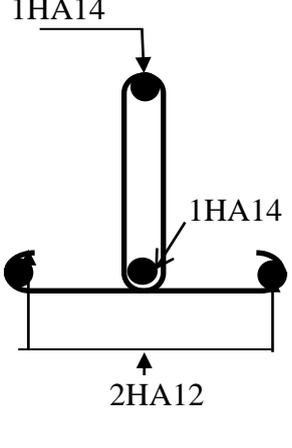
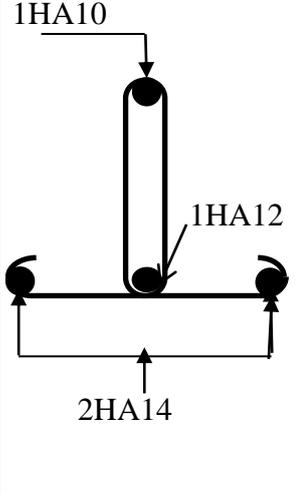
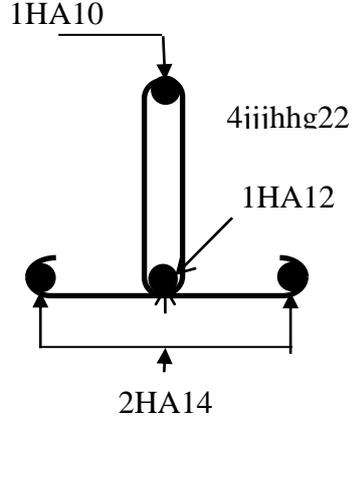
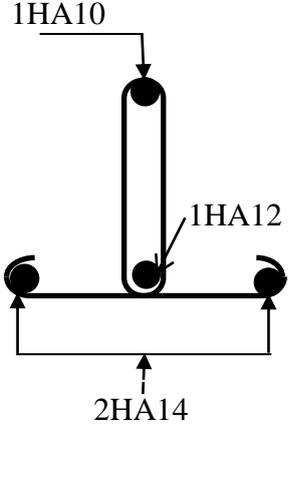
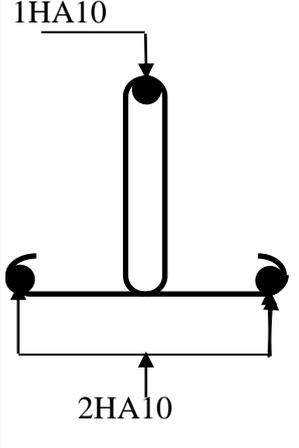
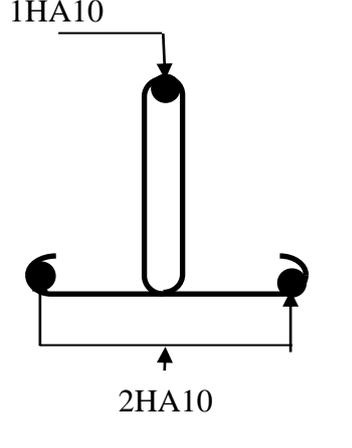
**La flèche totale Δf :**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.16 + 0.38 - 0.27 - 0.12 = 0.15 \text{ cm} < f_{adm} = 0.92 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche.

**Schéma de ferrailage :**

Type	type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage habitation	1,2 et 3	<p>1HA10</p>  <p>2HA12</p>	<p>1HA10</p> <p>Chapeau</p> <p>1HA10</p>  <p>2HA12</p>	<p>1HA10</p>  <p>2HA12</p>
Etage habitation	4	<p>1HA10</p>  <p>1HA8</p> <p>2HA12</p>	<p>1HA10</p> <p>4iiiihg22</p> <p>1HA8</p>  <p>2HA12</p>	<p>1HA10</p>  <p>1HA8</p> <p>2HA12</p>

Terrasse accessible	1,2 et 3			
Terrasse accessible	4			
Terrasse inaccessible				
				

**Tableau III.19.** Les schémas de ferrailage des poutrelles.

### III.2.3.ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soudé HA de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$ .

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

$$A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5HA8/ml = 2.51cm<sup>2</sup>/ml armatures perpendiculaires aux poutrelles

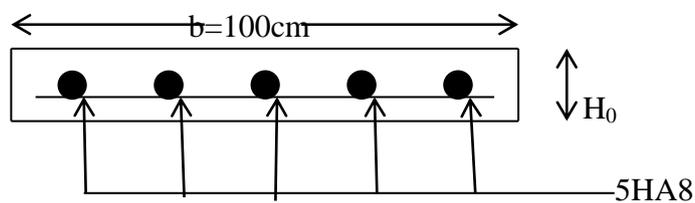
Avec :  $s_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ .....vérifiée.

Et : 4HA8/ml parallèles

Avec :  $s_t = 20\text{cm} < 30\text{cm}$ .....vérifiée.

Donc on choisit un treillis soudé : TSHA8 (15×15) cm<sup>2</sup>

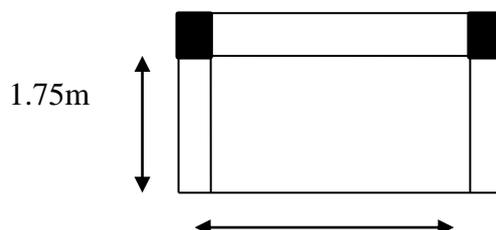
Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)



**Fig. III .3.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.3 dalle pleine :**

**III.3.1 dalle sur trois appuis :**



4 m

**Fig.III.4** Dalle sur trois appuis

### III.3.1.1 : Méthode de calcul :

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des sollicitations :

##### a) Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

##### b) Charges permanentes : $G = 5.22 \text{ KN/m}^2$ (voir Chap. II).

#### A l'ELU:

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 9.30 \text{ KN/m.}$$

#### A l'ELS;

$$P_S = 6.72 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{1.75}{4} = 0.44 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4}{2} = 2\text{m} \Rightarrow L_x < \frac{L_x}{2}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_y = 8.31\text{KN.m} \\ M_x = 23.73\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 20.17\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 7.06\text{KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3M_x = -7.12\text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3M_y = -2.49\text{KN.m}$$

**III.3.1.2 : Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple sur 1m de longueur.

Les résultats son résumée dans ce tableaux

$$\Phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_x \leq 1.5 \text{ soit } \Phi = 12\text{mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\Phi_x}{2} + e\right) = 11.4\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\Phi + e\right) = 10.2\text{cm}$$

	Sens	M(KN.m )	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	20.17	0.109	0.145	0.107	5.42	1.38	5T12=5.65
	Selon y	7.06	0.048	0.062	0.1	2.03	1.38	5T8=2.51
En appui	Selon x	7.12	0.038	0.048	0.11	1.86	1.38	4T8=2.01
	Selon y	2.49	0.0169	0.021	0.1	0.71	1.38	4T8

									=2.01
--	--	--	--	--	--	--	--	--	-------

**Tableau III.20.** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

✓ **Calcul de l'espacement des armatures :**

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ . Donc  $S_t \leq 45cm$  ; On opte :  $S_t=25cm$

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ . Donc :  $S_t \leq 33cm$  ; On opte:  $S_t=20cm$

**III.3.1.3 : Vérification a l'E.L.U :**

• **L'effort tranchant :**

**Selon X :**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.67 KN$$

**Selon y :**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 15.25 KN$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.13 MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa \quad \text{Vérifier}$$

• **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 cm^2$$

**En travée :**

$$A_x^t = 5.65 cm^2 / ml > 1.2 cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2.51 cm^2 / ml > 1.2 cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

**En appui :**

$$A_y^a = 2.01 cm^2 / ml > 1.2 cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_x^a = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

### III.3.1.4 : Vérification à l'ELS :

- **La contrainte dans le béton :**

$$M_{\text{serx}} = 0.85 \times 6 = 5.1 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{sery}} = 0.85 \times 17.15 = 14.58 \text{KN.m}$$

**Travée //  $L_X$  :**

**Calcul de X :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} y - 15 \times 5.65 \times 10^{-4} \times 0.114 = 0$$

On trouve :  $y = 3.63 \text{cm}$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 3.63^3 + 15 \times 5.65 (11.4 - 3.63)^2$$

$$I = 6711.01 \text{cm}^4$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{14.58 \times 10^{-3}}{6711.01 \times 10^{-8}} 0.0363 = 7.88 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{BC}} = 15 \text{MPa}$  vérifiée

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

$$\sigma_{bc} = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \max(240, 110 \sqrt{\eta \times f_e}) \right] = 240 \text{MPa}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{14.58 \times 10^5}{6711.01} \times (0.114 - 0.0363) \Rightarrow \sigma_{st} = 253.21 \text{MPa}$$
 vérifier.

**Travée // à  $L_y$  :**

**Calcul de y :**

$$y = 2.19 \text{cm}$$

$$I = 2284.54 \text{cm}^4$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.1 \times 10^{-3}}{2284.54} 0.0219 = 4.8 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{BC}} = 15 \text{MPa}$  vérifiée

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

$$\sigma_{bc} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \max(240, 110 \sqrt{\eta \times f_e}) \right] = 240 \text{MPa}$$

### Vérification de $\sigma_{st}$ :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.1 \times 10^5}{2284.54} \times (0.102 - 0.0219) \Rightarrow \sigma_{st} = 268.22 \text{MPa} \text{ vérifier.}$$

- la flèche :

### Selon X :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1,75} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0047 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{1,75} = 0,086 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,084$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

### Selon Y :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{4} = 0,0375 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0021 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{4} = 0,0375 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,012$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00025 < 0.0062 \text{m}$$

### Schéma de ferrillage de la dalle pleine sur 3

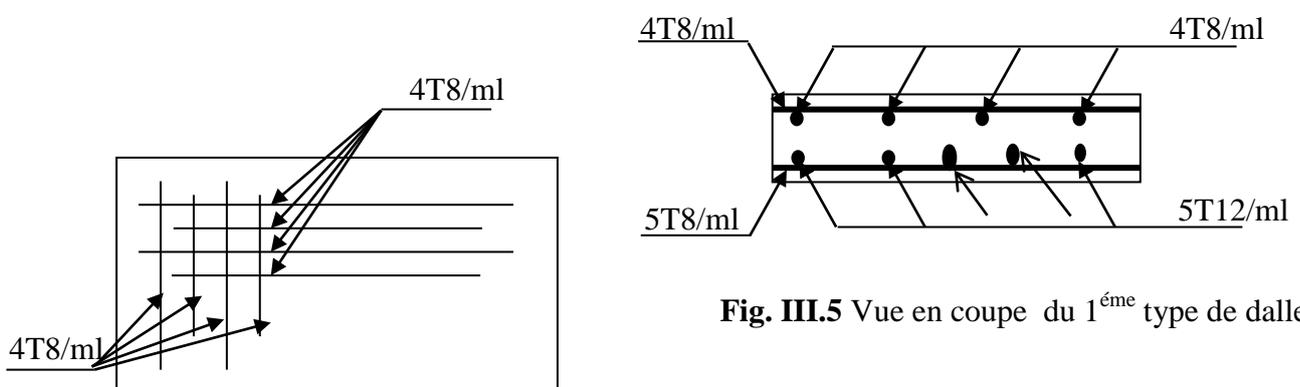
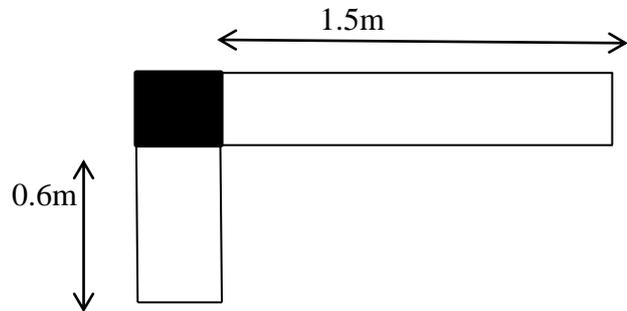


Fig. III.5 Vue en coupe du 1<sup>ème</sup> type de dalle

### III.3.2 Dalle sur deux appuis :



**Fig. III.7** dalle sur deux appuis.

Epaisseur de la dalle  $e=15\text{cm}$ .  $G= 5.22\text{KN/m}^2$ ,  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

$P_u=9.30\text{KN/m}^2$  ;  $P_s= 6.72\text{KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.4 \leq 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens.

$q_g = 6.28\text{KN/m}$  (la charge concentrée due au poids propre du mur.

$q_{gu} = 1.35 * 6.28 = 8.48\text{KN/m}$

#### III.3.2.1 Calcul à l'ELU :

- **Les sollicitations :**

$$M_U = \frac{p_u l^2}{2} + q_{gu} * l = 6.76\text{KN.m}$$

$$V_U = p_u * l + q_{gu} = 11.86\text{KN}$$

#### III.3.2.2 Ferrailage:

- ✓ **Armatures principaux:**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$B=100\text{cm}$ ,  $h=15\text{cm}$ ,  $d=12\text{cm}$ ,  $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acalculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
6.76	0.033	0.042	0.118	1.65	2.51

**Tableau III.21.** le ferrailage de dalle pleine sur deux appuis.

A = 0 (pas armature comprimée)

✓ **Armatures secondaires:**

$$A_{sec} = \frac{A_{min}}{3} = \frac{1.65}{3} = 0.55 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

✓ **Espacement:**

// à Lx:  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 20\text{cm}$

// à Ly:  $S_t \leq \min(4e; 40\text{cm}) = 25\text{cm}$

**III.3.2.3 Vérifications :**

✓ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{11.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.098 \text{ MPA} < \bar{\tau}_U = 1.25 \text{ MPA vérifiée.}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.12 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

2.51 cm<sup>2</sup> > 1.44 cm<sup>2</sup>. Vérifiée.

**III.3.2.4 Calcul a l'ELS:**

✓ **La contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + q_{gs} \times l = \frac{6.72 \times 0.6^2}{2} + 6.28 \times 0.6 = 4.98 \text{ KN.m}$$

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

$$\Rightarrow y=2.62\text{cm}$$

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

$$I=3912.1\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.33\text{MPa} < 15\text{MPa} \text{ vérifiée}$$

### ✓ La contrainte dans l'acier :

$$F.N : \bar{\sigma}_s=240\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{SER}}{I} \times (d - y) = 179\text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{ C'est vérifié}$$

### ✓ La flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{0.6} = 1.92 > \frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{0.6} = 1.92 > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.021 < \frac{2.4}{f_e} = 0.06$$

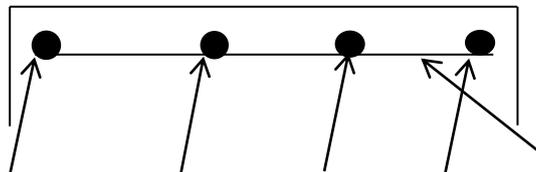
La relation (3) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles :

<b>f<sub>gv</sub> (mm)</b>	0.00209678
<b>f<sub>ji</sub> (mm)</b>	0.00069893
<b>f<sub>pi</sub> (mm)</b>	0.00104036
<b>f<sub>gi</sub> (mm)</b>	0.00069893

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0017 < 1.2\text{mm}$$

**Le schéma de ferrailage :**

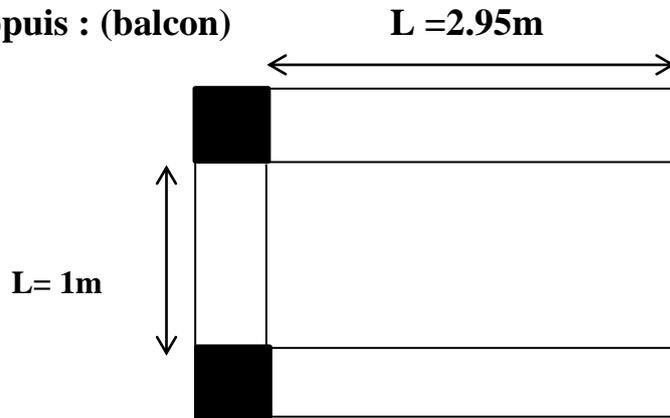


4T8/ml

5T8/ml

**Fig.III.8** schéma de ferrailage de dalle sur deux appuis.

### III.3.3 Dalle sur trois appuis : (balcon)



**Fig. III.9** dalle sur trois appuis (balcon)

$$L_x = 2.95\text{m}; L_y = 1\text{m}$$

$$L_x \geq \frac{l_y}{2} \left\{ \begin{array}{l} M_x = \frac{p \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48} \end{array} \right.$$

#### III.3.3.1 Calcul des sollicitations:

$$Q = 3\text{KN/m}^2$$

$$G = 5.22\text{KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.54\text{KN/m}^2$$

$$P_s = 8.22\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{1}{2.95} = 0.33 < 0.4 . \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.48\text{KN.m} \\ M_y = 3.77\text{KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.41\text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 3.20\text{KN.m}$$

✓ **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3M_x = -0.14 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3M_y = -1.13 \text{KN.m}$$

**III.3.3.2 Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple sur 1m de longueur.

$$\rho \leq 0.4 \Rightarrow \text{Calcul dans le sens lx}$$

Les résultats son résumée dans ce tableaux

$$\Phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_x \leq 1.5 \text{ soit } \Phi = 12 \text{mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\Phi_x}{2} + e\right) = 11.4 \text{cm}$$

$$d_y = 10.2 \text{cm}$$

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	0.41	0.0022	0.0028	0.114	0.103	1.37	4T8=2.01
	Selon y	3.20	0.022	0.028	0.101	0.91	1.23	5T8=2.51
En appui	Selon x	-0.14	0.0007	0.0009	0.114	0.035	1.37	4T8=2.01
	Selon y	-1.13	0.0011	0.0014	0.102	0.32	1.23	4T8=2.01

**Tableau.III.22.** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

• **Calcul de l'espacement des armatures :**

//à lx :  $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$ ; donc  $s_t < 33\text{cm}$ , on opte  $S_t=20\text{cm}$ .

//à Ly :  $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm})$ ; donc  $s_t < 45\text{cm}$ , on opte  $S_t=25\text{cm}$ .

**III.3.3.3 Vérification à l'ELU :**

• **L'effort tranchant :**

$$V_{max} = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.54 \times 1}{2} + \frac{1}{1 + \frac{0.33}{2}} = 6.63 \text{KN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} = \frac{6.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.102} = 0.065 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.3.3.4 Vérification à l'ELS :

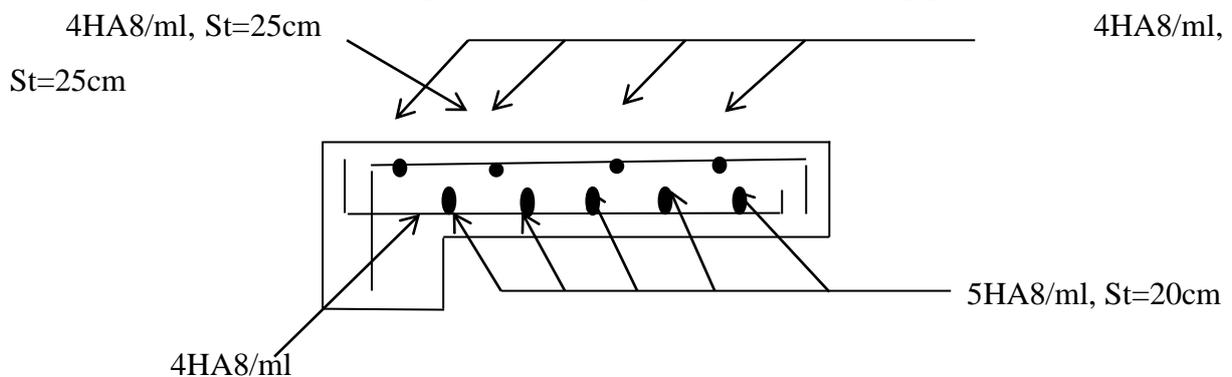
- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}, \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

	$M_0$ KN.m	$M_{SER}$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{ST}$ MPa	$\overline{\sigma}_{ST}$ MPa	observation
//Lx	0.34	0.29	2.33	2901.93	0.23	15	13.59	240	Vérifiée
//Ly	2.69	2.29	2.42	3356.21	1.65	15	84.15	240	Vérifiée

**Tableau III.23.** Etat limite de compression de béton.

- **Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis :**



**Fig.III.10** schéma de ferrailage.

### III.4.calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailée comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

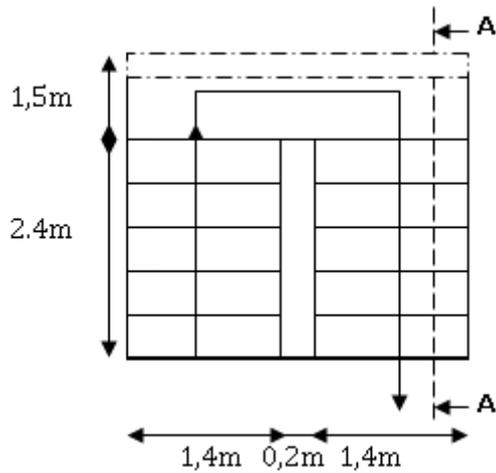
- la méthode des charges équivalentes.
- la méthode R.D.M.

Ce type d'escalier est composé de :un palier d'épaisseur 15cm.

Deux volées parallèles 15cm.

Giron de 30cm

Contre marche de 17cm.



**Fig.III.11** Vue en plan d'escalier.

### III.4.1 Le chargement :

✓ **Sur la volée :**

$$G = 8.30 / \cos 32.52^\circ = 9.84 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

✓ **Sur le palier :**

$$G = 5.15 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

• **Combinaison de charge :**

✓ **Pour la volée ;**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 17.03 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 12.35 \text{KN/m}^2$$

✓ **Pour le palier:**

$$\text{ELU} : q_u = 10.70 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = 7.65 \text{KN/m}^2$$

• **Les sollicitations aux différents états limites:**

✓ **Calcul des sollicitations :**

**ELU:**

$$q_{eq} = \frac{q_v \times l_v + q_p \times l_p}{(l_v + l_p)} = \frac{17.03 \times 2.4 + 10.70 \times 1.5}{2.4 + 1.5} = 14.59 \text{ KN/ml}$$

**ELS:**

$$q_{eq} = \frac{q_v \times l_v + q_p \times l_p}{(l_v + l_p)} = \frac{12.35 \times 2.4 + 7.65 \times 1.5}{2.4 + 1.5} = 10.54 \text{ KN/ml}$$

### III.4.2 les sollicitations:

Pour déterminer les sollicitations on va utiliser la méthode de charges équivalentes.

Les résultats trouvés dans le tableau suivant :

$$M_a^{max} = 0.75 M_0^{MAX} : \text{moment maximale au niveau des appuis}$$

$$M_t^{MAX} = -0.5 M_0^{MAX} : \text{moment maximale au niveau des travées}$$

$$M_0^{MAX} = \text{moment isostatique}$$

combinaison	$Q_{EQ}$ (KN.m)	$M_0^{MAX}$ (KN.m)	$M_a^{max}$ (KN.m)	$M_t^{MAX}$ (KN.m)	$V_A$ (KN)	$V_B$ (KN)
ELU	14.59	27.74	-13.78	20.08	28.45	-28.45
ELS	10.54	20.53	-10.26	15.40		

**Tableau III.24.** Sollicitation à l'ELU et l'ELS

### III.4.3 Le ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Bras de levier z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
appui	13.78	0.067	0.087	0.116	3.41	4T12=4.52	25

travée	20.08	0.098	0.13	0.114	5.06	4T14=6.16	25
--------	-------	-------	------	-------	------	-----------	----

**Tableau III.25.** Résultats de ferrailage d'escalier.

✓ **Armatures de répartition :**

**En travée :**  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En appuis :**

$$A_r^a = \frac{A_l}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_r^a = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.4.4 Vérification à l'état limite ultime :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A^t = 6.16 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ . Vérifiée

**En appuis :**  $A^a = 4.52 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ . Vérifiée

### ✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{28.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.24 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{MPa. Donc on ne met pas d'armature transversale.}$$

#### • Vérification des espacements :

D'après le BAEL91 les espacements sont :

$$\text{-armatures principales : } S_t = 20 \text{cm} < \min(3e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

$$\text{-armatures secondaires : } S_t = 25 \text{cm} < \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm.}$$

#### • Vérification des armatures longitudinale à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e} = 0.82 \text{cm}^2$$

$$A_l = A_t + A_a = 6.16 + 4.52 = 10.68 \text{cm}^2 \Rightarrow A_l = 10.68 > 0.82 \text{cm}^2. \text{vérifiée}$$

### III.4.5 Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

#### Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{su} < \overline{\tau_{su}}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} \text{ avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour les (HA)} \Rightarrow \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{MPa.}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$  = étant la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi. \quad n=4, \Phi=1.4$$

$$\sum U_i = 17.58 \text{cm}$$

$$\tau_{su} = 1.49 \text{MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{MPa. C'est vérifier.}$$

#### Vérification de la contrainte de compression du béton :

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte admissible.

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci –après :

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant:

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
travée	15.43	3.87	8039.37	7.42	15	Vérifiée
appuis	10.26	3.42	6324.5	5.55	15	Vérifiée

**Tableau III.26.** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

• **Etat limite de déformation :**

❖ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes sont pas satisfaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots (1) \text{ non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \text{ non vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

La première et deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible

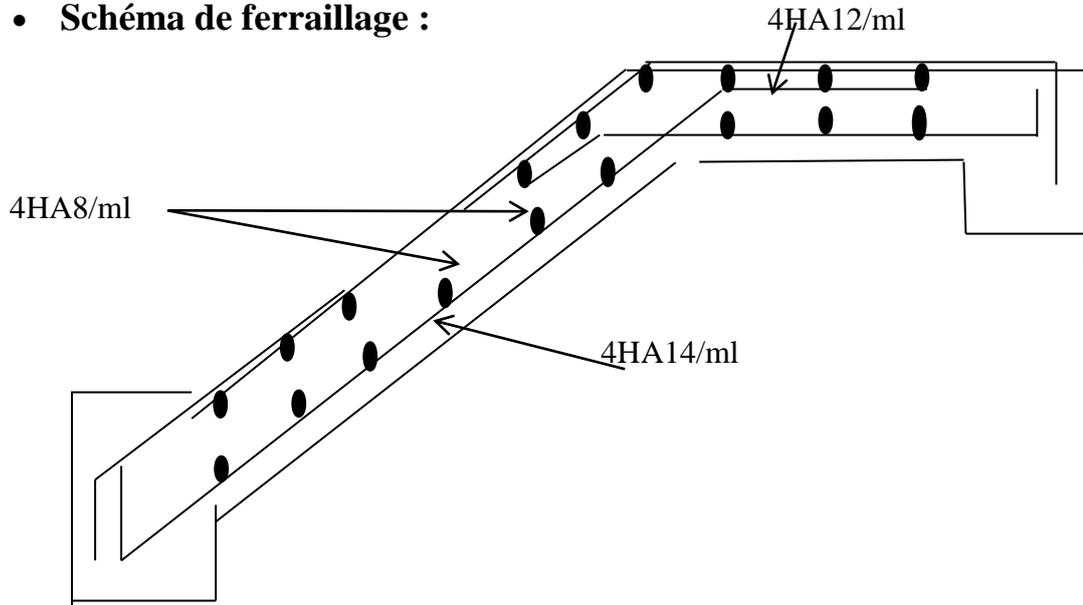
$$f_{adm} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{cm}$$

<b>fgv (mm)</b>	1.43055355
-----------------	------------

<b>f<sub>ji</sub> (mm)</b>	0.74756098
<b>f<sub>pi</sub> (mm)</b>	1.15445754
<b>f<sub>gi</sub> (mm)</b>	0.74756098

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.089\text{mm} < f_{adm} = 7.8\text{mm}$ . C'est vérifié.

• **Schéma de ferrailage :**



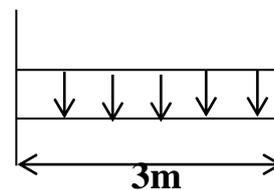
**Fig.III.12** Schéma de ferrailage d'escalier

**III.5 Etude de la poutre palière :**

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple et à la torsion.

**III.5.1 Pré dimensionnement :**

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$



**Fig. III.13** schéma statique de p.

palière

**III.5.2 vérification :**

D'après le RPA99(2003), les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ on opte pour une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

• **calcul à la flexion simple:**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

- Poids propre :  $g=25*0.3*0.3=2.25\text{KN/ml}$

-Poids de la vole:  $Gv=9.84*1.2= 11.81\text{KN/ml}$

-Poids du palier :  $Gp= 5.15*1.5=7.725\text{KN/ml}$

$$G = g+Gv+Gp = 21.78\text{KN/ml}$$

$$Q= 2.5*2.7=6.75\text{KN/m}$$

$$q_u = 1.35G+1.5Q=39.52\text{KN/ml}$$

$$q_s = G+Q= 28.53\text{KN/ml}$$

**ELU:**

$$q_u = 39.52\text{KN/ml}$$

$$M^t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 14.82\text{KN.m}$$

$$M^a = -\frac{q_u \times L^2}{12} = -29.64\text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = 59.28\text{KN}$$

**ELS:**

$$q_s = 28.53\text{KN/ml}$$

$$M^t = 10.69\text{KN.m}$$

$$M^a = -21.39\text{KN.m}$$

**III.5.3 Ferrailage:**

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Travée	14.82	0.048	0.062	0.263	1.62	3T12=3.39
Appuis	29.64	0.095	0.125	0.256	3.33	3T14=4.62

**Tableau III.27.** Résultat du ferrailage de la poutre palière

### III.5.4 Vérifications :

#### III.5.4.1 Vérification à l'ELU :

##### Condition de non fragilité :

Exigence du RPA (art7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\%b \times h = 4.5\text{cm}^2 \Rightarrow \text{donc en ferraille avec } A_{min} = 4.5\text{cm}^2$$

$$A_t = 4T12 = 4.52\text{cm}^2$$

$$A_a = 4T14 = 6.16\text{cm}^2$$

##### Effort tranchant :

$$V_U = 59.28\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.73\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = 0.73 < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa. Vérifiée.}$$

##### ❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

###### • Influence sur les armatures inferieures :

$$V_u + \frac{M^a}{0.9 \times d} \leq 0 \Rightarrow 59.28 - \frac{29.64}{0.9 \times 0.27} = -62.70 \leq 0$$

Les armatures inferieures ne sont soumises à aucun effort de tranchant.

###### • Armatures transversales :

$$V_u^{max} = q_u \times \frac{l}{2} = 59.28\text{KN}$$

$$\tau_u = V_u^{max} / (b \times d) = 0.73\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa.} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Donc les armatures transversales droites sont suffisantes.

###### • Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6\text{cm}^2$$

###### • Calcul de l'espacement $S_t$ :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24\text{cm.}$$

On opte  $S_t = 20\text{cm}$  en travée et en appuis.

### III.5.5 Calcul à la torsion :

$M_{tor}$  : calculé par la méthode d'RDM, ce moment engendré par les charges ramenées par le palier et la volée.

$$M^{torsion} = M^a = 13.78 \text{ KN.m}$$

L'expérience montrée que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive.

- **Principe BAEL91 :**

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

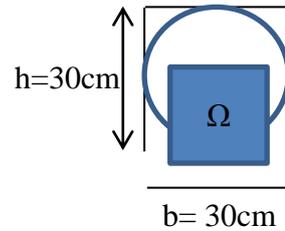
-U : périmètre de la section.

$\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi.

- $A_l$  : section d'acier.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$



**fig.III.14** section creuse

- **Calcul de  $\Omega$  :** air du contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 625 \text{ cm}^2; \quad U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 100 \text{ cm}$$

### III.5.6 Ferrailage :

La section des armatures longitudinales et transversales est donnée par

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_t \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2\Omega}$$

- **Armatures longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2f_{e,\Omega}} = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{l \min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{M_t \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2f_{e,\Omega}} = 0.72 \text{ cm}^2$$

### III.5.7 Conclusion :

La section de ferrailage totale (a) est calculée en flexion +torsion et elle est donnée dans le tableau suivant :

Ferrailage (cm <sup>2</sup> )	Flexion simple		torsion	Aadop(cm <sup>2</sup> )	
	En	En		flexion	torsion

	travée	appui		En travée	En appui	
Armatures longitudinales	3.39	4.62	3.64	5HA12=5.65	3HA14+2HA12=6.88	2HA14=4.62
Armatures transversales	0.60		0.72	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>		

**Tableau III.28.** Section d'armatures.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{flexion} = 0.73 \text{ MPA}, \quad \tau_{torsion} = 2.20 \text{ MPA}.$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = 2.31 \text{ MPA}$$

$$D'où \quad \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPA})=3.25\text{MPA}.$$

**III.5.8 Vérification à l'ELS :**

• **Vérification la contrainte de béton :**

Position	Mser (KN.m)	Y (m)	I(cm <sup>4</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} = Mser \times \frac{y}{I}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	6.5	0.12	62791.2	6.88	1.24	15	vérifier
Appui	13.00	0.12	62791.2	6.88	2.48	15	vérifier

**Tableau III.29.** Vérification la contrainte de béton.

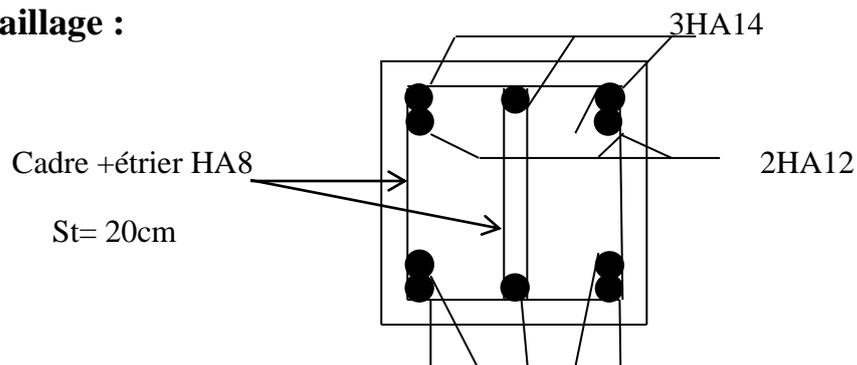
• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0069 < 0.01$$

Donc la vérification n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.15.** schéma de ferrailage de poutre palière.

### III. 6. Etude de l'acrotère :

#### III.6.1.Introduction :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher Terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

- **Hypothèse de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

- $S = 0.0775 \text{ m}^2$
- $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.337 \text{ KN}$
- $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivant

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II a,  $A = 0.15$ )

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ )

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.337 \Rightarrow F_p = 1.122 \text{ KN}$$

#### III.6.2 Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section  $G (X_G; Y_G)$

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5.91 \text{ cm} \\ Y_G = 37.82 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.337 \text{ KN}$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$N_{FP} = 0 \text{ KN}$$

$$M_{FP} = 1.222 \times Y_G = 0.424 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée

- Combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.337	3.155	2.337
M (KN.m)	1.124	1.05	0.70

**Tableau III.30.** Combinaison d'action.

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est :  $1.35G + 1.5Q$ .

$$N_U = 3.155 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.05 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort

Appliqué est un effort de compression.

On a:

$$\left[ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.05}{3.155} = 0.33 \text{ m} \\ h / 6 = 0.116 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur 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.  
 $e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

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

Avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+0.7} = 0$$

$\phi$ : 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 ;  $l_f = 2 \times h = 1.4m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \text{Max} (15, \frac{20 e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.4}{0.1} = 14 \leq \text{max} (15, \frac{20 \times 0.33}{0.1}) = 66$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{0.1 \times 10^4} (2+0) = 0.012$$

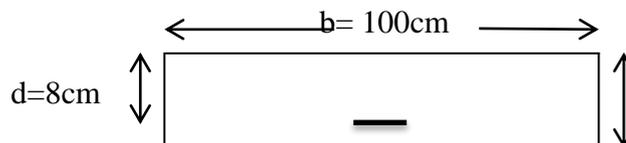
$$e = e_1 + e_a + e_2 = 36.2m$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 3.155KN \text{ et } M_u = N_u * e = 3.155 * 0.362 = 1.14KN.m$$

### III.6.3 Ferrailage :

$h=10cm$



**FIG III.16.** Section de calcul de l'acrotère.

- **A l'ELU :**

$h= 10cm, d=8cm ; b=100cm$

Le ferrailage est calculé à l'ELU. Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$\frac{h}{e} < e \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée. Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.14 + 3.115 \times (0.08 - 0.05) = 1.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.135$$

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

$$\alpha = 0.182; z = 0.074 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1.23 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

En flexion composée on a :

$$N_u \text{ Est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{3.155 \times 10^{-3}}{348} = 0.359 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Espacement :**

1. **Armatures principale :**  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

2. **Armatures de répartitions :**  $S_t \leq 100/4 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \text{Min} (0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \text{Min} (2.5; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPA}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,122 + 1 = 2,122 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.122 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.026 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

- **Vérification de l'adhérence :**

$\tau_{se} = v_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i)$  tel que  $\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n\pi\Phi = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2,122 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 0,0754) \Rightarrow \tau_{es} = 1.,61 \text{ MPA}$$

$$0.6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPA}$$

$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow$  pas de risque par rapport à l'adhérence.

### A l'ELS :

$d = 0,08 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2.337 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}$  ;  $\eta = 1.6$  pour les HA

- ❖ **vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{ MPA}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.7}{2.337} = 0.299 \text{ m.}$$

$e_G > \frac{H}{2} = 0.05 \text{ m}$ . Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal

$N_{ser}$  est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée.

- **Position de centre de poussée :**

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$C = 0.08 - 0.299 = -0.249 \text{ m.}$$

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

$$\text{Tel que : } p = -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b} = -0.18 \text{ m}^2$$

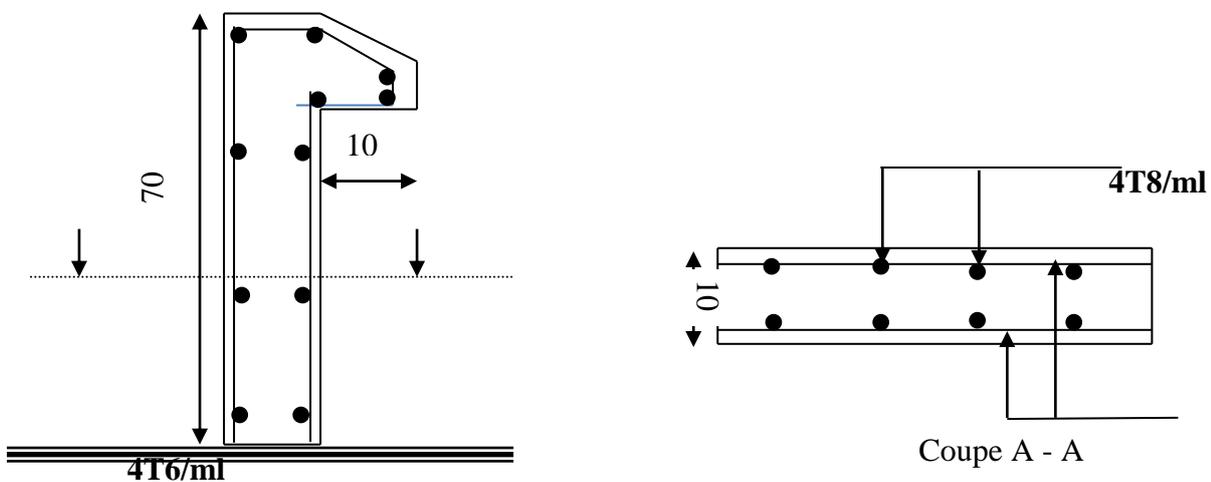
$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b} = 0.0289 \text{ m}^3$$

Par itération  $y_c = 0.27 \text{ m}$ . donc  $y = 0.021 \text{ m}$ .

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 4.26 \times 10^{-5} \text{ m}^3.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} = 1.15 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \\ \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} = 48.55 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{MPa}. \end{array} \right.$$

- **Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.17.** schéma de ferrailage d'acrotère.

### III.7 ASCENSEUR

#### III.7.1 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 étudie est pour 08 personnes.

#### III.7.2 Les caractéristiques :

- $P_m = 15 \text{KN}$  : charge due à la salle de machine.

➤  $D_m = 82 \text{ KN}$  : charge due au poids propre de la

➤  $V = 1 \text{ m/s}$  → vitesse de levage

L'ascenseur.

➤  $F_c = 102 \text{ KN}$  : charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 37,36 m.

➤  $B_s * T_s = 380 * 210$  dimensions de la gaine.

➤ Poids de 08 personnes = 630 kg.

$P = 1500 + 8200 + 630 = 103,3 \text{ KN}$ .

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.

### III.7.3 Calcul de premier type de dalle :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0 = 20 \text{ cm}$ .

On a  $P = 103,3 \text{ KN}$ .

$h_0 = 20 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle.

$h_1 = 4 \text{ cm}$  : revêtement en béton.

$a_0$  Et  $b_0$  dimensions //  $l_x = 1.80$ .

$b_0$  Et  $V$  dimensions //  $l_y = 2.00$ .

$U$  et  $V$  les côtés de rectangle

D'impact.

$a_0$  Et  $b_0$  : surface de chargement.

$l_x$  et  $l_y$  les dimensions du panneau dalle.

Avec :  $U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1$

$V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1$

Et :  $\xi = 1$  (revêtement en béton)  $v = 1 \text{ m/s}$  ( $a_0 = b_0 = 69 \text{ cm}$ )

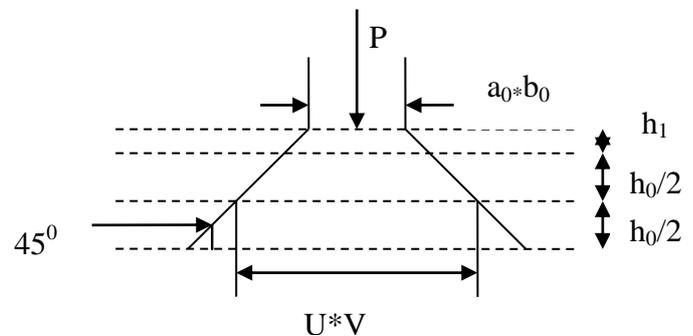


Fig.III.18. surface d'impact

$$U = 69 + 20 + 2 \cdot 4 = 97 \text{ cm.}$$

$$V = 69 + 20 + 2 \cdot 4 = 97 \text{ cm.}$$

### III.7.3.1 Calcul à l'ELU :

#### 1)-Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage :

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1) \quad \text{avec : } \nu : \text{coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} \cdot$$

$$\text{On } \rho = \frac{180}{200} = 0,9 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{97}{180} = 0,538 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{97}{200} = 0,485$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

$$M_1 = 0,08828$$

$$M_2 = 0,688$$

$$Pu = 1,35 \cdot 103,3 = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 \cdot 0,08828 = 12,31 \text{ KN.M}$$

$$M_{y1} = 139,45 \cdot 0,0688 = 9,59 \text{ KN.m}$$

#### 2)- évaluation des moments $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle :

$$\rho > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{la dalle dans les deux sens.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$\mu_x$  Et  $\mu_y$  sont des coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

$$\mu_x = 0,0456 \quad , \quad \mu_y = 0,7834$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 (0,2 + 0,04) = 6 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 9,6 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0456 * 9,6 * (1,8)^2 = 1,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7834 * 1,42 = 1,11 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments:**

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,7 \text{ KN.m}$$

N.B : 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 :

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 10,7 = 9,095 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 13,73 = 11,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 * M_x = 0,3 * 13,73 = 4,12 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

- **Sens xx :**

$$M_{tx} = 11,67 \text{ KN.m} \quad , \quad d_x = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \quad , \quad \alpha = 0,0322$$

$$z = 0,157 \quad , \quad A_{tx} = 2,14 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

- **Sens-y-y :**

$$M_{ty} = 9,095 \text{ KN.m}, \quad \alpha = 0,0248, \quad z = 0,178, \quad A_y^t = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$M_a = 4,12 \text{ KN.m} \quad , \quad A_a = 0,66 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,9 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \% \quad , \text{ HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) * 0,2 = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,68$$

$$A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,68$$

### **Verifikation au poinçonnement:**

On doit vérifier :  $P_u \leq 0,045 * U_c * b * f_{c28} / \gamma_b$

Avec :  $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (2 * 97) = 388 \text{ cm}$$

$$0,045 * 3,88 * 0,2 * 25 / 1,5 = 582 \text{ KN}$$

Or :  $P_u = 1,35 * P = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 582 \text{ KN}$  c'est vérifié.

### **❖ Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

### **❖ les espacements :**

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

### **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c * d} \quad , \quad \tau = \frac{139,45}{3,88 * 0,9 * 0,2} = 0,199 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ MPA} \quad \text{c'est vérifié.}$$

### **III.7.3.2 Vérification à l'ELS :**

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 103,3 (0,08828 + 0,2 * 0,0688) = 10,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,0688 + 0,2 * 0,08828) = 8,93 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle.

On a:  $q_s = q + G = 1 + 6 = 7 \text{ KN/m}$ .

$$\rho = 0,9 \rightarrow \mu_x = 0,0456, \quad \mu_y = 0,7834$$

$$M_{x2} = 0,0456 * 7 * (1,8)^2 = 1,03 \text{ KN.m}, \quad M_{y2} = 0,7834 * 1,03 = 0,80 \text{ KN.m}$$

### ✓ Les moments en travée et en appuis:

$$M_{lx} = 0,85 (0,63 + 8,93) = 8,126 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly} = 0,85 (0,853 + 10,54) = 9,68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 * M_x = 3,$$

### ✓ Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible → 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 xx :**

**En travée :**  $M_{lx} = 9,68 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,006 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683,73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,68 * 10^{-3}}{7683,73 * 10^{-8}} * 3,006 * 10^{-2} = 3,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**En appui :**

$$M_a = 3,41 \text{ KN.m}, \quad y = 2,9 \text{ KN.m}, \quad I = 6807,08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Etat limite de déformation :**

1.  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$

2.  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$

3.  $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e}$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

**III-7-3) Calcul de deuxième type de dalle :**

On a  $P = F_c = 102 \text{ KN}$ .

Même procédure que la précédente on a :

$P_u = 1,35 * 102 = 137,7 \text{ KN}$ .

$M_{x1} = 137,7 (0,08828) = 12,15 \text{ KN.M}$ ,  $M_{x2} = 1,17 \text{ KN.m}$ ,  $M_x = 13,32 \text{ KN.m}$

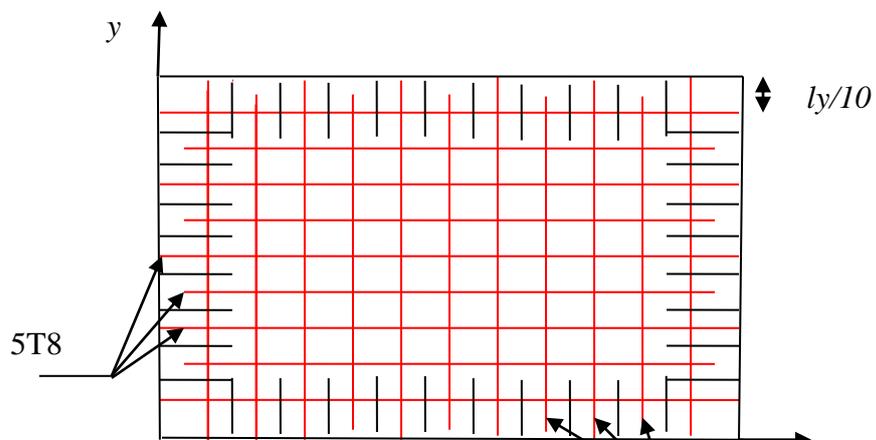
$M_{y1} = 137,7 (0,0688) = 9,47 \text{ KN.m}$ ,  $M_{y2} = 0,85 \text{ KN.m}$ ,  $M_y = 10,32 \text{ KN.m}$

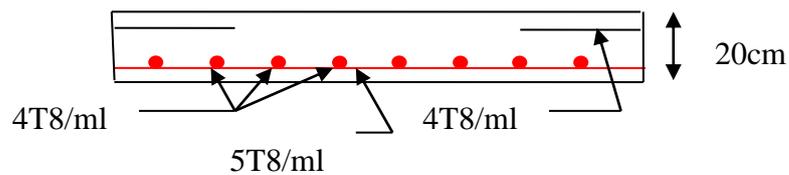
$M_a = 3,99 \text{ KN.m}$

• **Ferraillage**

On remarque que les sollicitations sont moins défavorables que celles trouvées dans le premier type de dalle donc on opte le même ferraillage.

• **Schéma de ferraillage :**





**Coupe transversale**

**Fig.III.19.**schéma de ferrailage de dalle d'ascenseur.

### III.8. Calcul des poutres de chaînages :

#### III.8.1. Définition :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

#### III.8.2.Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = 4.20m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 28cm \leq h \leq 42cm$$

Selon

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (\text{Art 9.3.3})$$

(30 cm est l'épaisseur de mur)

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (35×30).

### III.8.3. Calcul des sollicitations :

$$P_p = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$P_m = 2.7 \times (3.06 - 0.35) = 7.317 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.317) = 13.42 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 7.317 + 2.625 = 9.94 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 29.59 \text{ KN.m}$$

#### A l'ELU:

$$M_t = 0.75 M_u = 22.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -14.79 \text{ KN.m}$$

### III.8.4. Ferrailage:

#### Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M \text{ (KN.m)}$	$d \text{ (m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	22.19	0.32	0.051	0.065	2.04	3HA10=2.36
En appui	14.79	0.32	0.034	0.043	1.35	3HA8=1.51

**Tableau III.31 :** Armatures longitudinales de la poutre de chaînage

#### Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10\text{mm} \quad (\text{Art III.3.b})$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus une épingle  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

### Espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 43.14 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2})$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/version2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

On adopte  $S_t = 15\text{cm}$ .

### III.8.5. Vérifications :

#### A l'ELU :

##### ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15\text{cm}^2 < A_{\text{cal}}. \text{C'est vérifié.}$$

#### Effort tranchant :

$$V_u = P_u \times \frac{l}{2} = 13.42 \times \frac{4.20}{2} = 28.18\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.293\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3\text{MPa}) = \min(2.5; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPA}$$

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

#### A l'ELS :

##### ❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_s = 0.75 \times \frac{P_s \times l^2}{8} \Rightarrow M_s = 0.75 \times \frac{9.94 \times (4.20)^2}{8} = 16.43\text{KN.m}$$

$$M_S = 16.43 \text{ KN.m}$$

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

**Calcul de y:**

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 15y^2 + 35.4y - 1132.8 = 0 \Rightarrow y = 3.97 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 28438.81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

**❖ Vérification de la flèche**

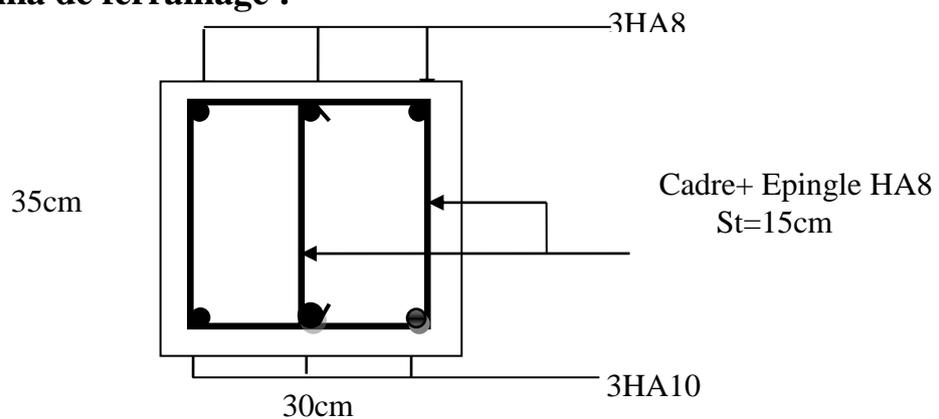
$$\frac{h}{l} = 0.08 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.08 \geq \frac{Mt}{10 \times M_o} = 0.075 \dots\dots\dots \text{C'est Vérifié.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

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

**• Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.20.**schéma de ferrailage des poutres de chainage.

# Chapitre IV

## Etude dynamique

## **IV.1.Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99 addenda 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

## **IV.2. Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude Pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## **IV.3. METHODES de calcul :**

Les règles parasismiques (RPA99 version 2003) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **IV.3.1.Méthode statique équivalente :**

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

### **Calcul de la force sismique totale : (Article 4.2.3 RPA 99)**

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **(Tableau 4.1 RPA99)**

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 dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

$Q$  : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité  $Q$  exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage  $A$  que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation  $\Delta_d$  liée à  $A$  est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur  $Q$  essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{(Formule 4.4 RPA 99)}$$

-  $Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère Q	Valeurs de Pq	
	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	NON	0.05
Redondance en plan	NON	0.05
Régularité en plan	OUI	0
Régularité en élévation	OUI	0
Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
Contrôle de la qualité de la construction	OUI	0
Total	Q=1.1	

**Tableau.IV.1** : Valeurs des pénalités Pq

$W$  : Poids total de la structure. La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids  $W^i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à 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. .... (Tableau 4.5 RPA99)

Concernant notre projet on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.2 \text{ Pour les étages à usage d'habitation.} \end{array} \right.$$

$\beta = 0.6$  pour les étages à usage commercial.

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Etage	$W_{Gi}$ (KN)	$W_{Qi}$ (KN)	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (KN)
terrasse	410.82	147	440.22
6 <sup>ème</sup>	2330.91	808.192	2492.54
5 <sup>ème</sup>	2430.29	808.192	2591.92
4 <sup>ème</sup>	2430.29	808.192	2591.92
3 <sup>ème</sup>	2430.29	808.192	2591.92
2 <sup>ème</sup>	2430.29	808.192	2591.92
1 <sup>ème</sup>	2430.29	808.192	2591.92
RDC	2415.37	798.182	2575.00

**Tableau.IV.2** : Poids des différents niveaux.

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 ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2 RPA99)}$$

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site.

Selon le rapport du sol, le sol d'implantation de notre structure est classé comme suit :

site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Tableau 4.7 RPA99)}$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(Tableau 4.3 RPA99)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du

type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

**T** : estimation de la période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA 99/version 2003

suivantes :

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(Formule 4.6 RPA99)}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 29.89m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (29.89)^{3/4} = 0.64 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(Formule 4-7 RPA99)}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 28.62m, \quad L_y = 17.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.50s \\ T_y = 0.64s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.50s \leq T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.64s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 = 2.03 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.89} \right)^{2/3} = 1.72 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.03 \times 1.1}{5} \times 18467.36 = 1237.128 \text{ KN} \quad \mathbf{S}$$

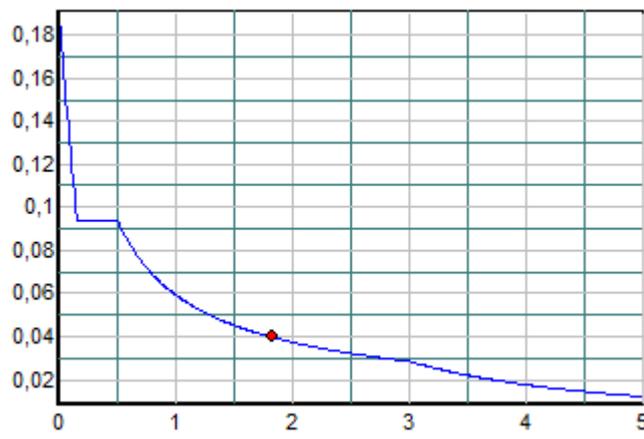
$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.72 \times 1.1}{5} \times 18467.36 = 1048.20 \text{ KN}$$

### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.13 RPA99)}$$



**FigIV.1.** Spectre de calcul

- Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel de calcul SAP2000.
- Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on utilise le logiciel d'analyse SAP 2000 Version 14.2.2

• **Description du logiciel SAP2000 :**

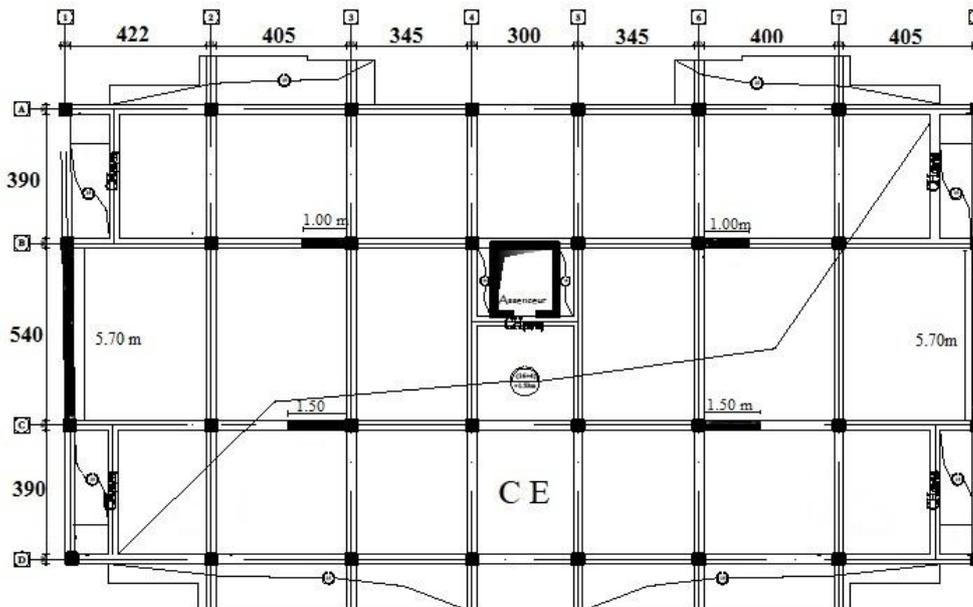
Notre structure sera modélisée avec le logiciel SAP2000 version 14.2 .Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de la charge sismique, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99/version2003 (période de vibration, interaction voiles portiques, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

**IV.4.Disposition des voiles :**

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous .Cette disposition nous a permit d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 version 2003.



**FigIV.2.** Disposition adopté des voiles

## IV.5. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

### IV-5-1 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  $V_{st}$ , nous avons :

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1237.128	989.70	3340.091	Vérifiée
Sens yy	1048.20	838.56	3577.0.13	Vérifiée

**Tableau IV.3 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

### IV.5.2 Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)	
	T	UX	UY	UZ	UX	UY
1	0.636333	0.81651	0.00002129	0.00016	0.81651	0.000021
2	0.496851	0.00002179	0.73411	0.00003392	0.81653	0.73413
3	0.370767	0.00001464	0.0007	0.00000081	0.81655	0.73483
4	0.222089	0.10867	7.997E-07	0.00002743	0.92522	0.73483
5	0.165747	5.507E-07	0.11173	0.00016	0.92522	0.84657
6	0.141553	0.02138	0.00000637	0.00001332	0.9466	0.84657
7	0.135128	0.00024	0.0002	0.00000089	0.9468	0.84677
8	0.122447	0.0000195	0.06042	5.731E-10	0.9468	0.90719

**Tableau IV.4.** Période de vibration et taux de participation massique

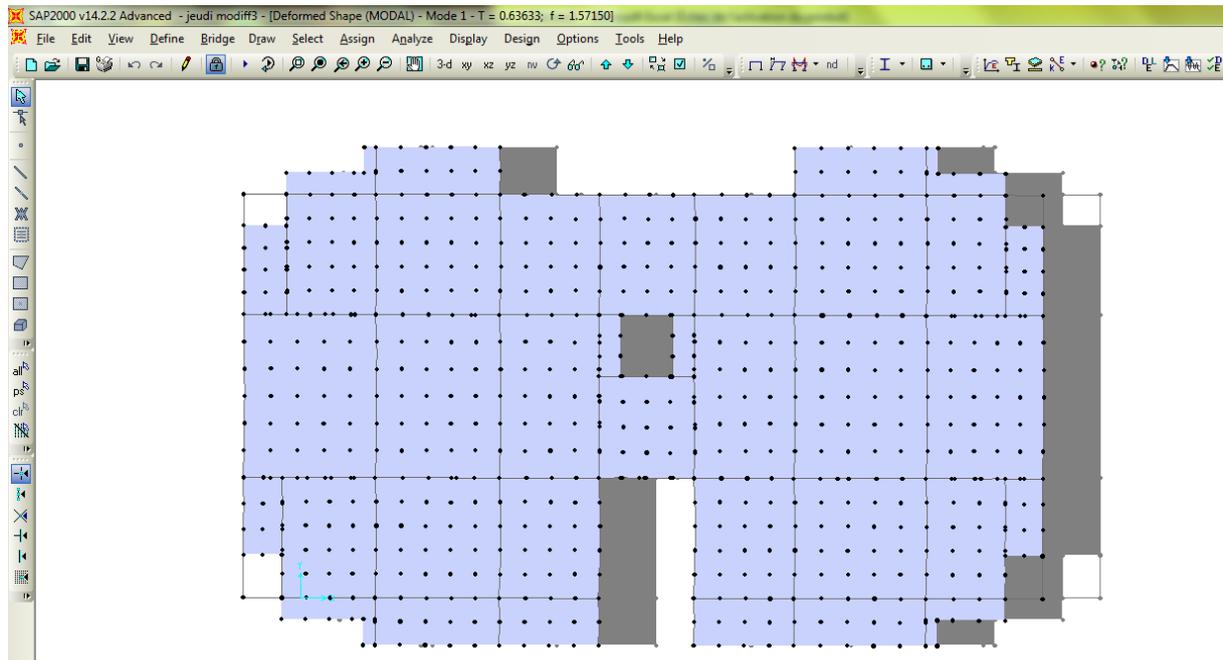
Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.3. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction X figure IV.4, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.5.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

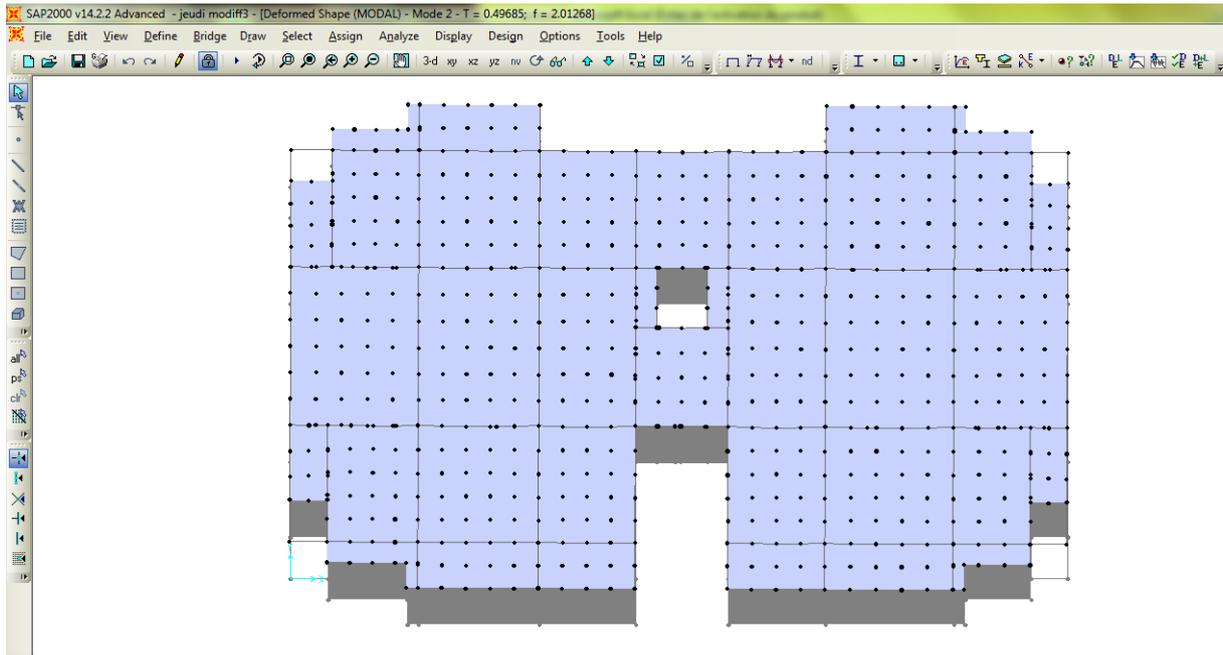
$$T_x = 1.3 \times 0.5 = 0.65s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.64 = 0.83s$$

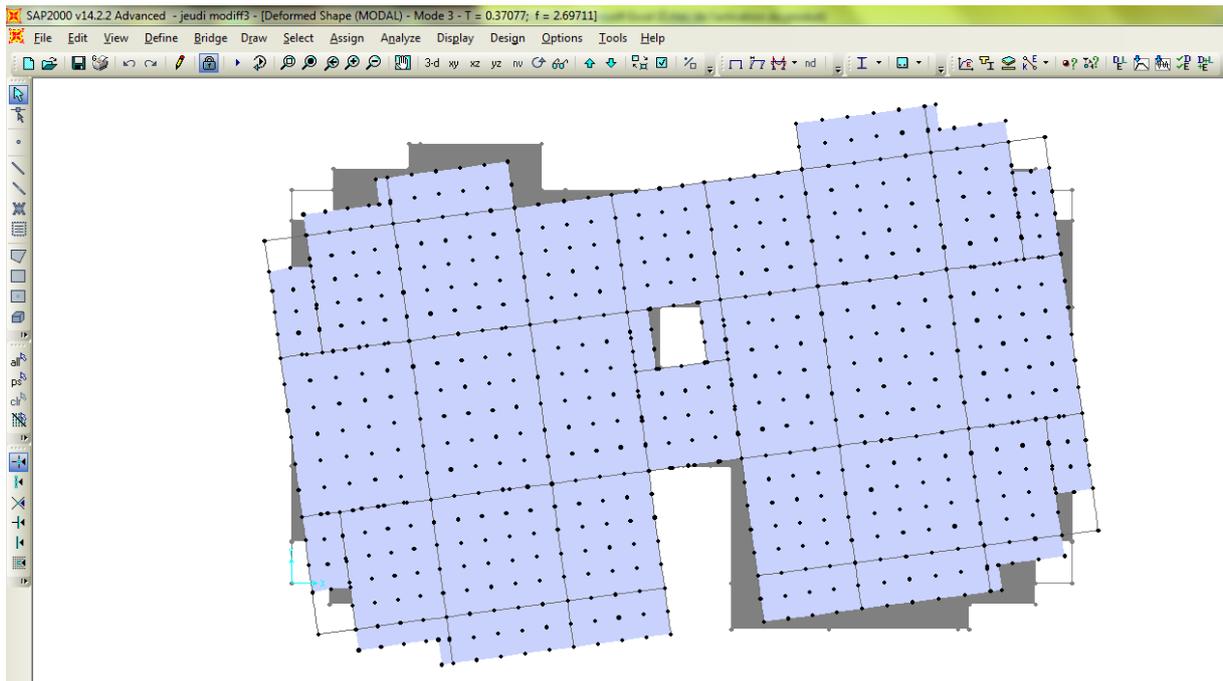
Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.



**FigIV.3.** 1er mode de déformation (T= 0.63s) : translation suivant x-x'



**Fig. IV .4.** 2éme mode de déformation (T=0.49 s) : translation suivant y-y'



**Fig. IV.5.** 3éme mode de déformation (T=0.370s): torsion autour de l'axe z

### **IV.5.3. Justification de l'interaction voiles portiques :**

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée, sauf dans deux niveaux, ceci peut s'expliquer par l'irrégularité de la structure en élévation.

• **Sous charges verticales :**

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
1 <sup>er</sup> Entre sol	94027.968	16375.17	85.167839	14.8321615
RDC	74095.474	18089.79	80.376699	19.6233008
1 <sup>ème</sup> étage	63421.12	14479.72	81.412632	18.5873682
2 <sup>ème</sup> étage	52722.228	11343.34	82.294168	17.7058317
3 <sup>ème</sup> étage	41476.232	9255.304	81.75631	18.2436897
4 <sup>ème</sup> étage	30375.865	7327.068	80.566318	19.4336817
5 <sup>ème</sup> étage	19997.624	4958.426	80.131367	19.8686331
6 <sup>ème</sup> étage	11674.725	2201.9454	84.13221	15.86779

**Tableau IV.5.** Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

• **Sous charges horizontales :**

Niveaux	Sens y-y				Sens x-x			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
1 <sup>er</sup> Entre sol	1173.281	2403.925	32.798	67.201	2171.994	1168.253	65.010	34.989
RDC	982.191	2416.783	28.896	71.103	2266.165	768.581	74.673	25.327
1 <sup>ème</sup> étage	1117.046	2048.915	35.283	64.717	2154.707	638.578	77.138	22.862
2 <sup>ème</sup> étage	1200.301	1659.593	41.970	58.029	1974.821	510.46	79.460	20.54
3 <sup>ème</sup> étage	1111.784	1367.718	44.839	55.160	1662.552	454.842	78.518	21482

4 <sup>ème</sup> étage	977.967	1028.801	48.7334	51.266	1321.845	367.049	78.266	21.734
5 <sup>ème</sup> étage	792.537	659.408	54.584	45.415	960.486	249.318	79.392	20.608
6 <sup>ème</sup> étage	659.975	145.287	81.9578	18.042	406.305	105.796	79.34	20.66

**Tableau IV.6.** Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens

#### IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c_j}$  : est la résistance caractéristique du béton

Pour notre cas, Cette vérification donne les résultats suivants :

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Observation
Entres sols	75×75	4105.52	0,29	Vérifiée
RDC	70x70	3423.68	0.27	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	65x65	2812.25	0.26	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	60x60	2319.165	0.252	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	55x55	1711.519	0.226	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	50× 50	918.95	0.149	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	45× 45	442.78	0.087	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	40× 40	205.642	0.051	Vérifiée

**Tableau IV.7.** Vérification de l'effort normal réduit

#### IV.5.5. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

(Article 4.4.3 RPA99)

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$

(Article 5.10 RPA99)

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
8	0.01	0.05	0	0.05	306.0	0.016	vérifiée
7	0.0093	0.0465	0.05	0.00	306.0	-0.001	vérifiée
6	0.0083	0.0415	0.0465	-0.01	306.0	-0.002	vérifiée
5	0.0072	0.036	0.0415	-0.01	306.0	-0.002	vérifiée
4	0.006	0.03	0	0.03	306.0	0.010	vérifiée
3	0.0047	0.0235	0.03	-0.01	306.0	-0.002	vérifiée
2	0.0033	0.0165	0.0235	-0.01	306.0	-0.002	vérifiée
1	0.002	0.01	0.0165	-0.01	561.0	-0.001	vérifiée

Niveaux	Dans le sens y-y						Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
8	0.0076	0.038	0	0.04	306.0	0.012	vérifiée
7	0.0067	0.0335	0.038	0.00	306.0	-0.001	vérifiée
6	0.0057	0.0285	0.0335	-0.01	306.0	-0.002	vérifiée
5	0.0046	0.023	0.0285	-0.01	306.0	-0.002	vérifiée
4	0.0036	0.018	0	0.02	306.0	0.006	vérifiée
3	0.0026	0.013	0.018	-0.01	306.0	-0.002	vérifiée
2	0.0017	0.0085	0.013	0.00	306.0	-0.001	vérifiée
1	0.0009	0.0045	0.0085	0.00	561.0	-0.001	vérifiée

**Tableau IV.8.** 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.

#### IV.5.6. 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad (\text{Article 5.9 RPA 99})$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de 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 moyens 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

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
6 <sup>ème</sup> étage	306	11403.1	0.05	3340.247	0.001	0.04	3577.206	0.004
5 <sup>ème</sup> étage	306	92185.3	0.00	3034.7	0.000	0.00	3399.0	0.000
4 <sup>ème</sup> étage	306	7790.84	-0.01	2793.285	0.000	-0.01	3165.961	0.000
3 <sup>ème</sup> étage	306	64065.57	-0.01	2485.281	0.001	-0.01	2859.894	0.000
2 <sup>ème</sup> étage	306	50731.54	-0.03	2117.394	0.002	0.02	2479.502	0.001
1 <sup>ème</sup> étage	306	37702.5	-0.01	1688.9	0.000	-0.01	2006.8	0.000
RDC	306	24956.05	-0.01	1207.08	0.000	0.00	1451.945	0.000
Entre sol	561	12534.92	-0.01	635.635	0.000	0.00	805.262	0.000

**Tableau IV.9.** Vérification l'effet P-Δ

#### **IV.6.Conclusion :**

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même en élévation.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions des voiles nous avons retenue celle qui vérifie toutes les exigences du RPA99/version 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

Les sections des différents poteaux ont été revues pour que Vérification de l'effort normal réduit soit vérifiée.

# Chapitre V

## Etude des éléments structuraux

## V.1- Etude des poteaux :

### V.1.1- Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données du **SAP2000** :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q+E \\ G+Q-E \\ 0.8G+E \\ 0.8G-E \end{array} \right\} \quad \text{(Article 5.2 RPA99)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l} N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}} \end{array}$$

### V.1.2.Recommandations du RPA99 /Version2003 :

- **Armatures longitudinales :** (Article 7.4.2.1 RPA99)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone II a ),
- $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement),
  - $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone Iia)
-

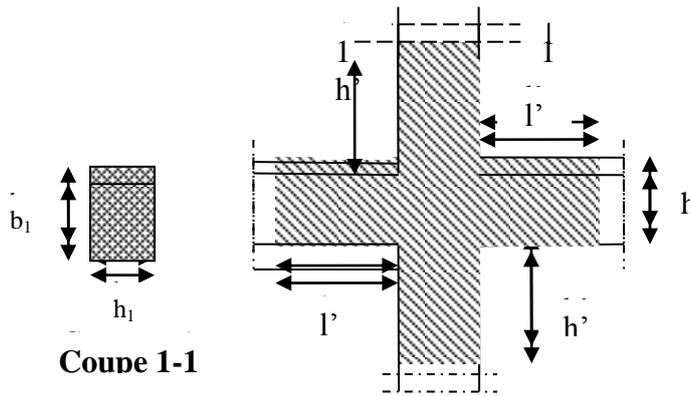
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Fig.V.1** : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99 /Version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre -sol, RDC	75*75	45	225	337.5
1 <sup>er</sup> étage	70*70	39.2	196	294
2 <sup>eme</sup> étage	65*65	33.8	169	253.5
3 <sup>eme</sup> étage	60*60	28.8	144	216
4 <sup>eme</sup> étage	55*55	24.2	121	181.5
5 <sup>eme</sup> étage	50*50	20	100	150
6 <sup>eme</sup> étage	45*45	16.2	81	121.5
Terrasse	40*40	12.8	64	96

**Tableau V.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{(Article 7.4.2.2 RPA99)}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calculé

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale**  $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone II a

✓ **Dans la zone courante**  $t \leq 15 \phi_l$  en zone II a

Où :

$\phi_l$  Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \lambda_g : \text{ est l'elencement géométrique du poteau. ;}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.



entre sol, RDC	75 × 75	49.29	5125.16	0,00	0,00	45	49.28	04HA25+08HA 20+4HA 12
		84.16	1844.71	0,00	0.00			
		23.4	480.21	0,00	0.00			
1 <sup>ere</sup> étage	70 × 70	79.15	3773.55	0.00	0.00	39.2	41.20	8HA20+8HA16
		72.21	1536.00	0.00	0.00			
		25.01	427.94	0.00	0.00			
2 <sup>eme</sup> étage	65 × 65	79.15	3773.55	0.00	0.00	33.8	34 .16	08HA20+ 8HA12
		72.21	1536.00	0.00	0.00			
		26.88	355.41	0.00	0.00			
3 <sup>eme</sup> étage	60 × 60	59.22	2510.72	0.00	0.00	28.8	30.29	12HA16+ 4HA14
		70.91	972.36	0.00	0.00			
		26.02	253.65	0.00	0.00			
4 <sup>eme</sup> étage	55 × 55	48.55	1911.87	0.00	0.00	24.2	26.51	12HA14+ 4HA16
		68.29	701.507	0.00	0.00			
		24.56	164.693	0.00	0.00			

5 <sup>eme</sup> étage	50 × 50	18.75	1368.48	0.00	0.00	20	21.36	8HA14+8HA12
		63.93	438.40	0.00	0.00			
		0.24	98.83	0.00	0.00			
6 <sup>eme</sup> étage	45 × 45	24.44	888.48	0.00	0.00	16.2	18.08	16HA12
		57.03	131.60	0.00	2.07			
		24.66	45.683	0.00	1.00			
Terrasse	40 × 40	15.42	502.45	0.00	0.00	12.8	13.56	12HA12
		36.86	233.36	0.00	0.00			
		14.19	184.90	0.00	0.00			

**Tableau V.3.**Ferraillage des poteaux

• **Ferraillage transversal :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux.

Section	$\varnothing_1^{\min}$	$l_f$	$\lambda.g$	$V_u$	$l_r$	t zone	t zone	$A_t$	$A_t^{\min}$	$A_t^{\text{opt}}$	$N^{\text{bre}}$	de
---------	------------------------	-------	-------------	-------	-------	--------	--------	-------	--------------	--------------------	------------------	----

(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm)			(cm)	nodale (cm)	courante (cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	barres
75×75	1.2	392.7	5.23	131.22	60	10	15	1.64	9	9.48	12HA10
70×70	1.6	214.2	3.06	84.99	80	10	15	1.70	5.77	6.32	8HA10
65×65	1.2	214.2	3.29	84.99	60	10	15	1.84	5.36	6.32	8HA10
60×60	1.4	214.2	3.57	80.99	60	10	15	1.90	4.95	5.02	10HA8
55×55	1.4	214.2	3.89	77.24	60	10	15	1.97	4.53	5.02	10HA8
50×50	1.2	214.2	4.28	72.77	60	10	15	2.05	4.12	5.02	10HA8
45×45	1.2	214.2	4.76	66.38	60	10	15	2.07	3.71	5.02	10HA8
40×40	1.2	186.2	4.65	19.95	60	10	15	0.70	3.3	5.02	10HA8

**Tableau V.4 .Armatures transversales des poteaux.**

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_t^{\max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\text{cm}$$

### V.1.5. Vérifications :

- **vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $l_0 = 5.61\text{m}$  et un effort normal égal à : 3135 .11 KN

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{(Article B.8.4.1 CBA 91)}$$

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

$B_r$  :Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 3.927m \quad \text{(Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.216m \quad \text{(Rayon de giration).}$$

D'où :  $\lambda = \frac{3.927}{0.216} = 18.18 \Rightarrow \alpha = 0.807$

$$B_r = 0.5329 \text{ m}^2 \quad \text{(Section réduite).}$$

Donc :

$$N_u = 0.807 \times \left( \frac{0.5329 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 45.72 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 3135.11 \text{ KN}$$

On a :  $N_{\max} = 3135.11 \text{ KN} < N_u$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

• **Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**

Niveaux	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)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
entre sol, RDC	75 × 75	3.927	5.23	0.075	69.5	131.22	0.251	1.875
1 <sup>er</sup> étage	70 × 70	2.142	3.06	0.04	63	84.99	0.192	1
2 <sup>ème</sup> étage	65 × 65	2.142	3.29	0.04	58.5	84.99	0.223	1
3 <sup>ème</sup> étage	60 × 60	2.142	3.57	0.04	54	80.99	0.249	1
4 <sup>ème</sup> étage	55 × 55	2.142	3.89	0.04	49.5	77.24	0.283	1
5 <sup>ème</sup> étage	50 × 50	2.142	4.28	0.04	45	72.77	0.323	1
6 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	2.142	4.76	0.04	40.5	66.38	0.364	1
Terrasse	40 × 40	1.862	4.65	0.04	36	19.95	0.138	1

**Tableau V.5.** Justification de l'effort normal ultime.

**NB :** On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

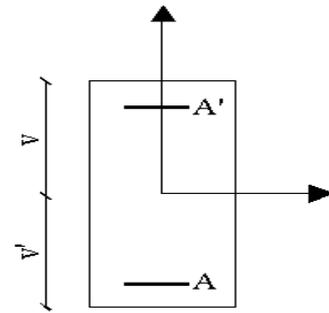
$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d)^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$



$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

**Fig. V.2 :** Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	d (cm)	A (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)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
	(cm <sup>2</sup> )									
Entre sol, RDC	75×75	69.5	49.28	41.05	33.95	0.0621	3596.607	84.159	6.95	15
1 <sup>er</sup> étage	70×70	63	41.20	55.18	14.82	0.0403	2648.41	72.21	6.39	15
2 <sup>ème</sup> étage	65×65	58.5	34.16	35.59	29.47	0.0533	2197.9	38.54	5.46	15
3 <sup>ème</sup> étage	60×60	54	30.29	13.25	46.75	0.0284	1761.91	70.91	5.22	15
4 <sup>ème</sup> étage	55×55	49.5	26.51	30.25	24.75	0.0093	1341.66	68.29	6.65	15
5 <sup>ème</sup> étage	50×50	45	21.36	27.47	22.53	0.0063	960.337	63.92	6.62	15

6 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	18.08	24.58	20.42	0.0041	623.39	57.027	6.48	15
Terrasse	40×40	36	13.56	21.84	18.16	0.0025	352.59	36.85	5.42	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.

• **Vérification aux sollicitations tangentes :**

Selon le RPA99 /version 2003 (Article.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

$\tau_{bu}$  La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)
entre sol, RDC	75×75	3.927	5.23	0.075	69.5	131.22	0.251	1.875
1 <sup>er</sup> étage	70×70	2.856	3.06	0.04	63	84.99	0.192	1
2 <sup>ème</sup> étage	65×65	2.142	3.29	0.04	58.5	84.99	0.223	1
3 <sup>ème</sup> étage	60×60	2.142	3.57	0.04	54	80.99	0.249	1
4 <sup>ème</sup> étage	55×55	2.142	3.89	0.04	49.5	77.24	0.283	1
5 <sup>ème</sup> étage	50×50	2.142	4.28	0.04	45	72.77	0.323	1
6 <sup>ème</sup> étage	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	66.38	0.364	1

terrasse	40×40	1.862	4.65	0.04	36	19.95	0.138	1
----------	-------	-------	------	------	----	-------	-------	---

**Tableau V.7.** Vérification des sollicitations tangentées.

La condition exigée par le RPA sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

- **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

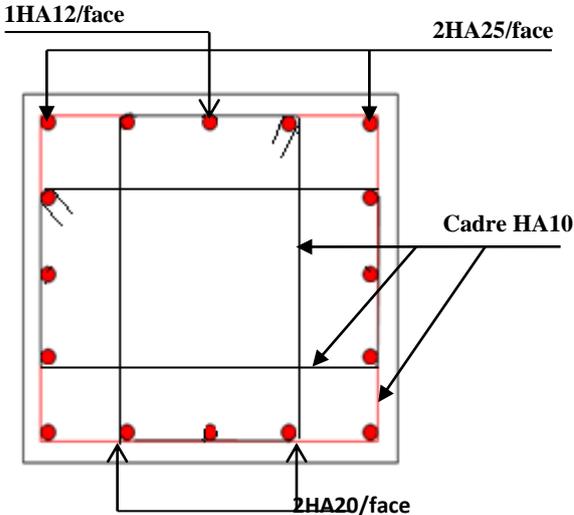
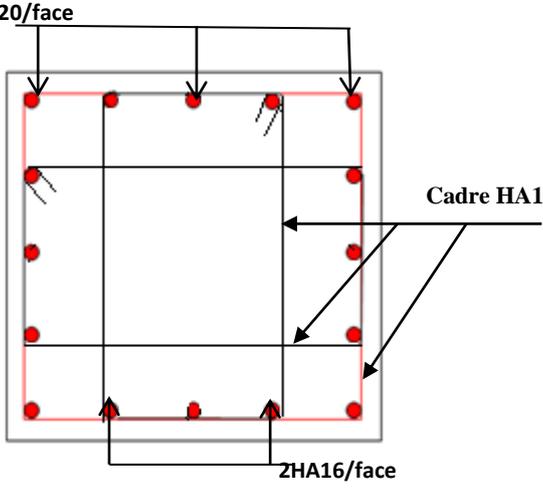
Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

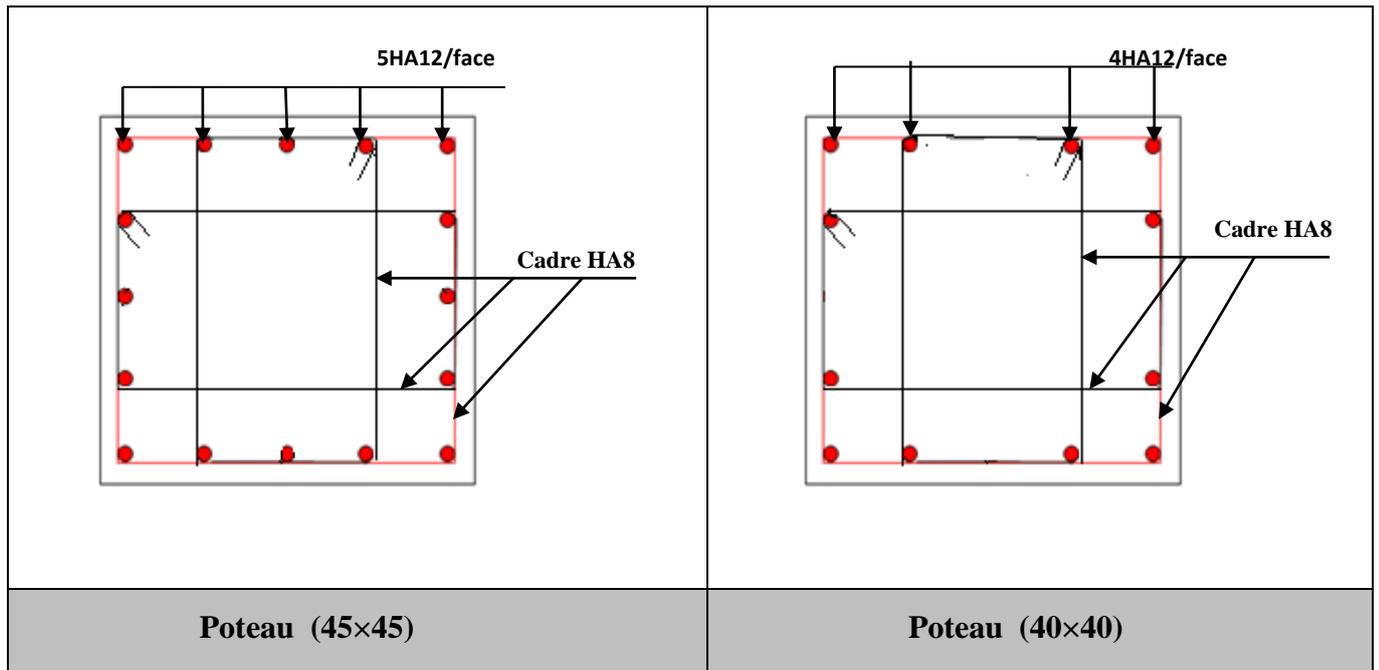
$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

### V.1.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> étage
 <p>1HA12/face</p> <p>2HA25/face</p> <p>Cadre HA10</p> <p>2HA20/face</p>	 <p>3HA20/face</p> <p>Cadre HA10</p> <p>2HA16/face</p>
<b>Poteau (75×75)</b>	<b>Poteau (70×70)</b>
2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage

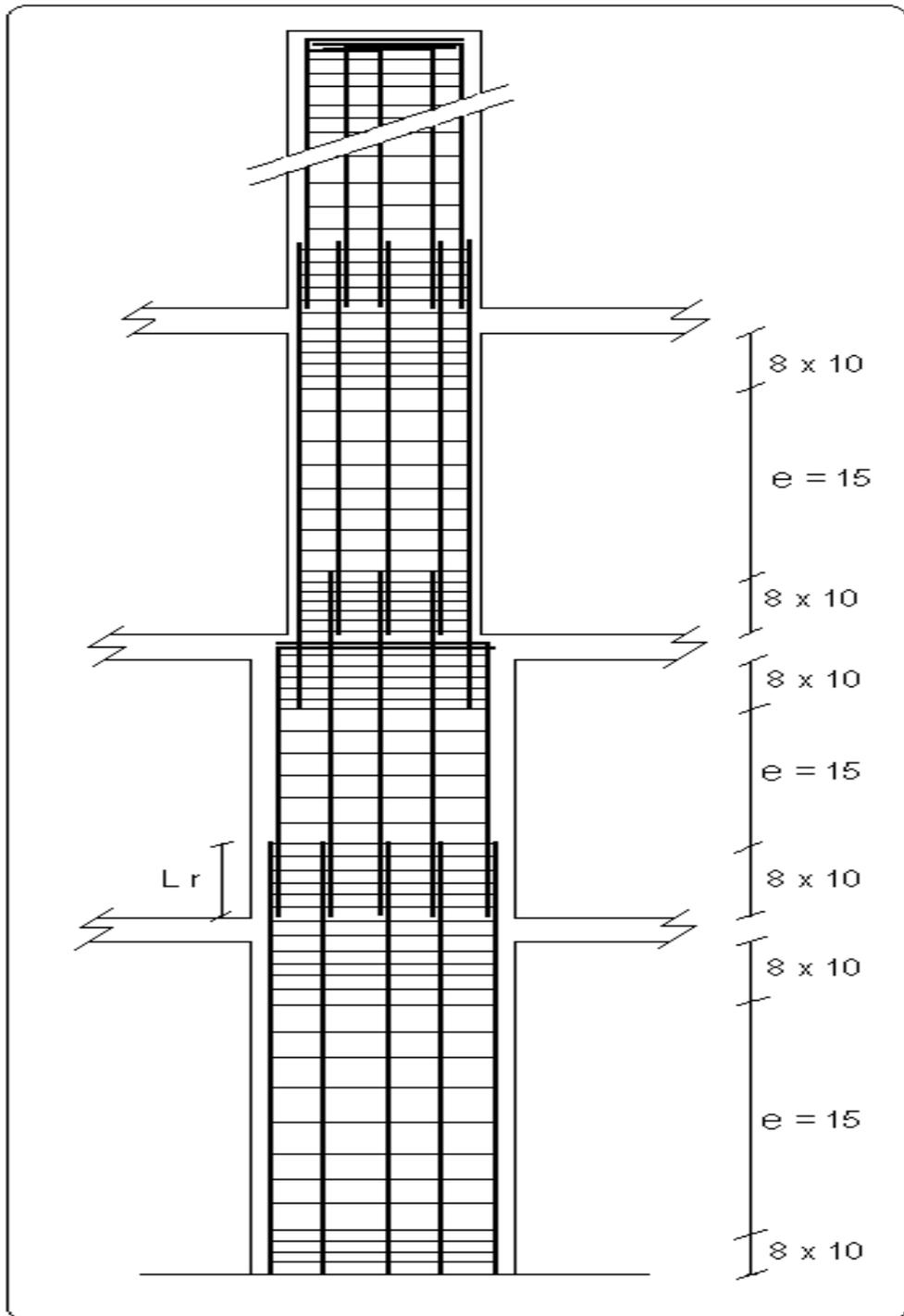
<p align="center"><b>Poteau (65×65)</b></p>	<p align="center"><b>Poteau (60×60)</b></p>

<p><b>4<sup>ème</sup> étage</b></p>	<p><b>5<sup>ème</sup> étage</b></p>
<p align="center"><b>Poteau (55×55)</b></p>	<p align="center"><b>Poteau (60×60)</b> <b>Poteau (50×50)</b></p>
<p><b>6<sup>ème</sup> étage</b></p>	<p><b>dernier poteau de la cage d'escalier</b></p>



**FigV.3.** Schémas de ferrailage des poteaux

**Poteau (60×60)**



**FigV.4.** Dispositions des armatures dans poteaux

## V.2. Etude des poutres :

### V.2.1- Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, V) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 version 2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q - E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

(Article 5.2 RPA99)

### V.2.2. Recommandation du RPA99 :

#### A) Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4.0$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1$$

(Article 7.5.1 RPA99)

#### B) Ferrailage :

- **Les armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\phi$  En zone IIa.

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué, avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

#### • Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$\text{Minimum de : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right).$$

En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$  Avec : h : La hauteur de la poutre La valeur du

diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### V.2.3.Ferraillage des poutres :

- **Armatures longitudinales :**

Les Résultats de ferraillages des poutres sont résumés dans le tableau qui suivants :

	Poutre	Section (cm2)	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
Entres sol +RDC+ ETAGE courant +terrasse	Poutre principale	45x45	Travée	9.76	10.12	3 HA16+3HA14 (chapeau)=10.6 5
			appuis	6.72		3HA16+3HA14 (chapeau)=10.6 5
	Poutre secondaire	45x45	Travée	9.67	10.12	3HA16+3HA14 (chapeau)=10.6 5
			appuis	6.72		3HA16+3HA14 (chapeau)=10.6 5

**Tableau V.8.** Ferraillage des poutres Avec l'exigence du RPA

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 45 \times 45 = 10.12cm^2 \text{ en toute section pour les poutres principales.}$$

en toute section pour les poutres secondaires.

- **Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad (\text{Article BAEL91 H.III.3})$$

- **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{45}{35}; \frac{45}{10}\right) = \min(1.6, 1.28; 4.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$  (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{45}{35}; \frac{45}{10}\right) = \min(1.6; 1.28; 4.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

### • Calcul des espacements des armatures transversales :

Selon le RPA99 version 2003 :

- Zone nodale :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$ ,

Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 16.8\text{cm}, 30\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 16.8\text{cm}, 30\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$  ; Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$  ; Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 2.7\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## V.2.4. Vérifications :

### A) Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99

#### • Poutres principales:

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2 > A$  Condition vérifiée

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2 > A$

Condition vérifiée

#### • Poutres secondaires :

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2 > A$  Condition vérifiée

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2 > A$  Condition vérifiée

- **Les longueurs de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\Phi=16\text{mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\Phi=14\text{mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm}$$

- \* **A ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.35\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**B) Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$**

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Poutres	$V_u$ (MN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	0.0768	1.21	Vérifiée
Secondaires	0.0917	1.16	Vérifiée

**Tableau V.9.** Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25\text{MPa} \text{ donc : Pas de risque de cisaillement}$$

**C) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

- **Poutres principales :**

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [156.44 - \frac{95.00}{0.9 \times 0.425}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -2.64\text{cm}^2$$

Aucune vérification à faire

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 156.44 \times 10^{-3}}{400} = 4.49 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

• **Poutres secondaires :**

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 156.44 - \frac{95.00}{0.9 \times 0.375} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -2.64 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 156.44 \times 10^{-3}}{400} = 4.49 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

\* **À L'ÉL :**

**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**2) État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)

Poutres principales	Appuis	50.92	148943.46	21.26	7.26	15
	Travées	95.00	148943.46	21.26	13.56	15
Poutres secondaires	Appuis	55.97	148943.46	21.26	7.98	15
	Travées	70.17	148943.46	21.26	10.02	15

**Tableau V.10.** Vérification de la contrainte limite de béton.

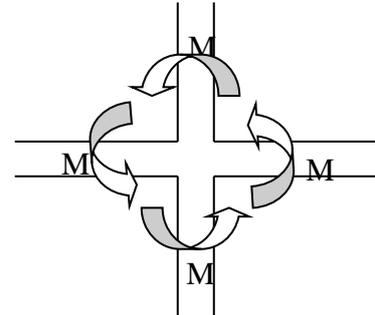
#### D) Vérification des zones nodales :

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.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



**FigV.5.** Schéma de la Zone nodale

#### E) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : 
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Entre sol, RDC	75×75	0.637	45.72	10135.026
1 <sup>er</sup> étage	70×70	0.595	41.20	853.087
2 <sup>ème</sup> étage	65×65	0.552	34.16	656.199
3 <sup>ème</sup> étage	60×60	0.51	30.29	537.587
4 <sup>ème</sup> étage	55×55	0.467	26.51	430.829
5 <sup>ème</sup> étage	50×50	0.425	21.36	315.914
6 <sup>ème</sup> étage	45×45	0.385	18.08	242.235
TERRASSE	40×40	0.34	13.56	160.442

**Tableau V.11.** Moments résistants dans les poteaux.

• **Détermination des moments résistant dans les poutres :**

Niveau	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	Mn+Ms	1.25×(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> ) (KN.m)	obs
Entre sol, RDC	141.8	141.8	1867.4	354.4	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	141.8	141.8	1509.9	354.4	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	141.8	141.8	1194.4	354.4	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	141.8	141.8	968.9	354.4	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	141.8	141.8	747.2	354.4	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	141.8	141.8	556.6	354.4	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	141.8	141.8	401.1	354.4	vérifiée

**Tableau V.12.** Vérification des zones nodales.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

**Poutres principales :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{570} = 0.0789 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition}$$

vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.0789 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{135.37}{10 \times 115.06} = 0.085 \quad \text{Condition}$$

vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.45 \times 0.425} = 0.0055 < \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{435} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

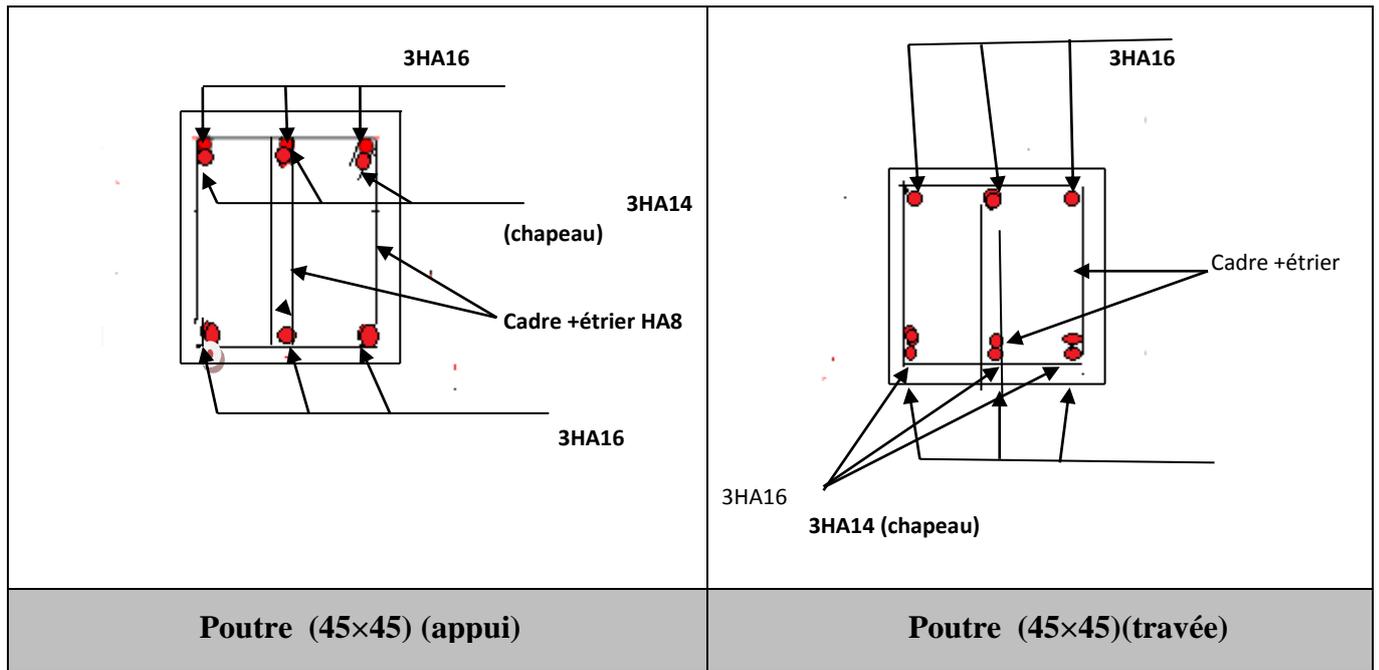
$$\frac{h}{L} = 0.103 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{135.37}{10 \times 38.96} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.325} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

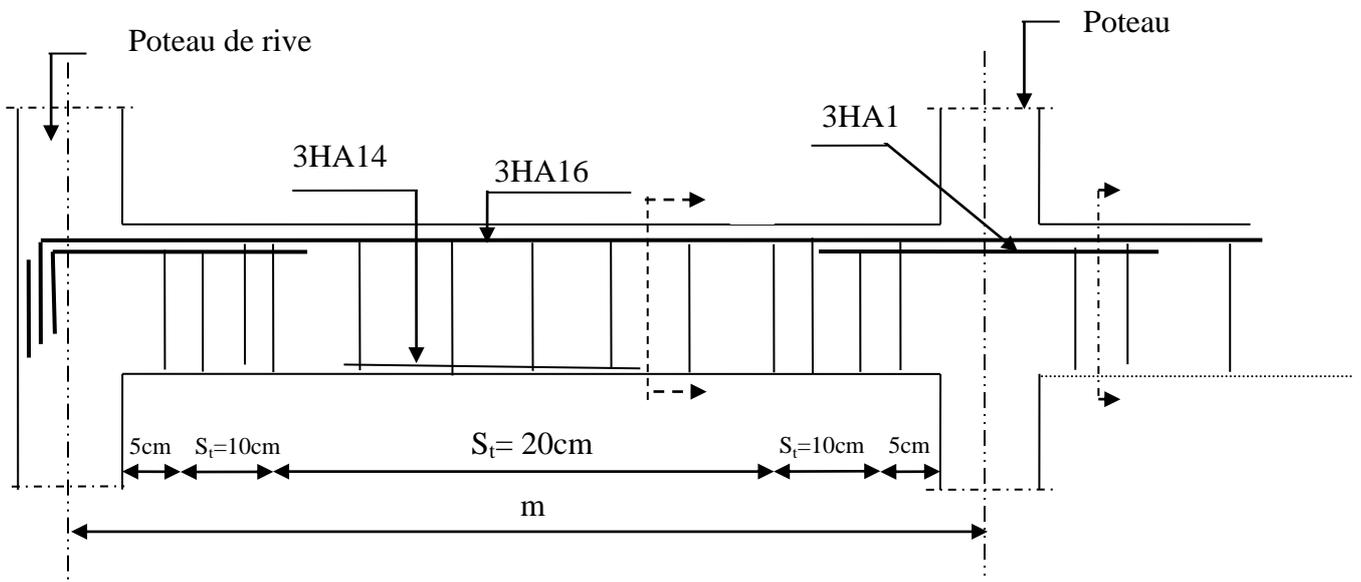
Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres :**

**Poutres principales et secondaires :**



**FigV.6.** Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.



**FigV.7.** Schéma de ferrailage des poutres secondaires et principales.

### V.3. Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité) , dans notre

projet les voiles sont tous de même type ,pleins avec une épaisseur de 20cm leurs rôle sont d'assurer la résistance aux forces horizontal grâce a leurs rigidité importante dans ce plan .

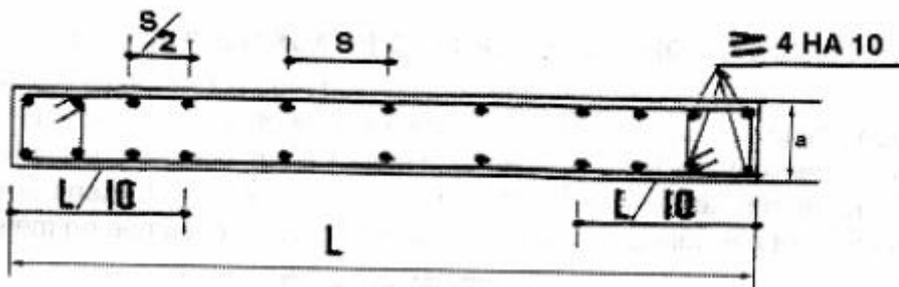
### V. 3. 1. Recommandation du RPA99 :

(Article 7.7.4.1 RPA99)

#### A) Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.20%**.
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement **S** est inférieur à l'épaisseur du voile (**e**).
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de **L/10** dans les zones extrêmes.



**Fig.V.8.** Disposition des armatures verticales

#### B) Armatures horizontales :

(Article 7.7.4.2 RPA99)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \times \emptyset$

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### • Les armatures de coutures :

(Article 7.7.4.3 RPA99)

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

• **Règles communes :**

(Article 7.7.4.3 RPA99)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales

$A_{\min} = 0.15\%$ ..... Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ ..... Zone courante.

- L'espace des barres (horizontales et verticales)

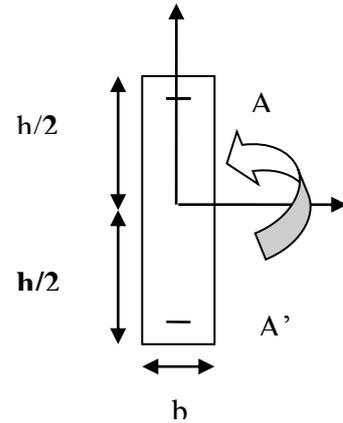
$S < \min (1.5a, 30\text{cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$  en zone courante.

Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\emptyset$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.



**Figure V.9. Section de**

**V.3.2. Le ferrailage :**

• **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \cdot L$ ) comme indiquée sur la figure (V-3-4), Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

$N_{\max}$  —————> M correspondant.

$N_{\min}$  —————> M correspondant.

$M_{\max}$  —————> N correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99**.

• **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

$A_v^{\min}$ /voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% b \times L.$$

$A_v^{\text{calculé}}$ /face : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}$ /face : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}$ /face : Nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{\min}$  : section d'armatures horizontales dans le voile complet.

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h$$

$A_h^{\text{calculé}}$  : section d'armatures horizontales calculées. ( $A_{\text{adopté}}/4$ ).

$A_h^{\text{adopté}}$ /ml : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}$ /ml : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

### V.3.3. Les sollicitations dans les voiles selon sens (x-x') et (y-y') :

#### 1) Sens (x-x'):

Voile Vx l=1.5 m

Niveau	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN .m)	M (KN .m)	N (KN)	N (KN)	M (KN .m)	
Entre sol	-1526.57	0.337	-0.3336	14.36	-428.51	0.106	298.8
RDC	-119.85	-0.065	-0.194	-36.17	-33.64	-0.018	1047.67

1 <sup>er</sup> étages	-107.3	0.164	-0.123	72.16	-30.12	0.046	802.99
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	-209.86	0.20	-0.11	85.24	-54.87	0.043	105.03

**Tableau V.13.** Sollicitations dans les voiles Vx1.

**2) Sens (y-y'):**

Voile V x 2= 1 m :

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entre sol	-194.82	-0.132	-0.196	42.49	-54.69	-0.0371	1561.07
RDC	-202.67	-0.164	-0.115	-142.22	-56.89	-0.046	1270.05
1 <sup>er</sup> étages	-189.51	-0.095	-0.066	-132.99	-53.2	-0.027	921.89
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	-215.19	-0.25	-0.027	-89.16	-62.04	-0.009	172.19

**Tableau V.14.** Sollicitations dans les voiles Vx2.

**Voile V y= 5.7 m :**

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entre sol	-1795.35	6.75	-4.56	1163.45	-503.96	1.89	144.87
RDC	-136.99	0.331	-0.66	32.64	-16.46	0.04	728.89
1 <sup>er</sup> étage	-123.09	0.0575	-0.325	39.44	-34.55	0.016	465.93
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	-270.41	0.14	-0.3	31.91	-75.9	0.04	47.93

etage							
-------	--	--	--	--	--	--	--

**Tableau V.15.** Sollicitations dans les voiles selon Vy

Les Résultats du ferrailage du voile sont résumés dans les tableaux suivants :

**Voile en sens ( x x') Vx1 =1.5 m :**

Niveau	Entre sol	RDC	1 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>éme</sup> ,3 <sup>éme</sup> ,4 <sup>éme</sup> 5 <sup>éme</sup> ,6 <sup>éme</sup> Etage
L (cm)	150	150	150	150
B (cm)	30	25	20	15
M (KN.m)	0.337	-0.065	0.164	0.20
N (KN)	-1526.57	-119.85	-107.3	-209.86
V(KN)	29.8	1047.67	802.99	105.03
$\tau_v$ (MPa)	0.27	2.1	2.04	0.35
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	4.77	0.74	0.67	1.54
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	6.75	5.61	4.5	3.37
Av adp/face (cm <sup>2</sup> )	7.91	9.04	6.32	6.32
N <sup>barre</sup> /face	7HA12	8HA12	8HA10	8HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	18	18	18
Ah cal (cm <sup>2</sup> )	1.97	2.26	1.58	1.58
A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	6.75	5.62	4.5	3.37
Ah adp (cm <sup>2</sup> )	6.78	5.65	5.65	3.95
N <sup>barre</sup> /face/ml	6HA12	5HA12	5HA12	5HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	20	20	20

**Tableau V.16.** Résultats du ferrailage des voiles Vx

**Voile en sens (y y') Vx2=1m:**

Niveau	Entre sol	RDC	1 <sup>ère</sup> Etage	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup> Etage
L (cm)	100	100	100	100
B (cm)	30	25	20	15
M (KN.m)	-0.132	-0.164	0.095	0.25
N (KN)	-194.82	-202.67	189.51	215.19
V(KN)	1561.07	1270.05	921.89	172.19
$\tau_U$ (MPa)	1.44	2.58	2.34	0.43
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
Av cal /face(cm <sup>2</sup> )	1.20	1.25	1.17	1.38
Av min/face(cm <sup>2</sup> )	4.5	3.75	3.00	1.48
Av adp/face(cm <sup>2</sup> )	4.74	4.74	4.74	3.16
N <sup>barre</sup> /face	6HA10	6HA10	6HA10	4HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	25
Ah cal (cm <sup>2</sup> )	1.18	1.18	1.18	0.79
A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	4.5	3.75	3.00	2.24
Ah adp (cm <sup>2</sup> )	4.74	4.52	3.16	3.16
N <sup>barre</sup> /facec/ml	6HA10	6HA10	4HA10	4HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	25	25

**Tableau V.17.** Résultats du ferrailage du voile Vx2

**Voile en sens (y y') Vy= 5.70 m :**

Niveau	Entre sol	RDC	1 <sup>ère</sup> Etage	3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> Etage
L (cm)	570	570	570	570
B (cm)	30	25	20	15
M (KN.m)	6.75	0.331	0.0575	0.14
N (KN)	-1795.35	-136.99	-123.09	-270.41
V(KN)	144.87	728.89	465.93	47.93
$\tau_U$ Mpa	0.133	1.48	1.18	1.62

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	11.30	0.80	0.77	1.69
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	17.16	14.28	11.40	8.55
Av adp/face (cm <sup>2</sup> )	20.78	19.42	13.92	11.04
N <sup>barre</sup> /face	12HA10+10HA12	16HA10+6HA12	10HA10+12HA8	22HA8
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25
Ah cal (cm <sup>2</sup> )	5.19	4.85	3.48	2.76
A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	13.77	11.47	9.18	6.88
Ah adp (cm <sup>2</sup> )	15.40	12.32	9.94	7.91
N <sup>barre</sup> /face/ml	10HA14	8HA14	6HA12+4HA10	7HA12
S <sub>t</sub> (cm)	10	13	10	15

**Tableau V.18.** Résultats du ferrailage du voile Vy=5.7m

### V. 3. 4. Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon, **RPA99. V 200 (Article 7.7.2)**, à :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

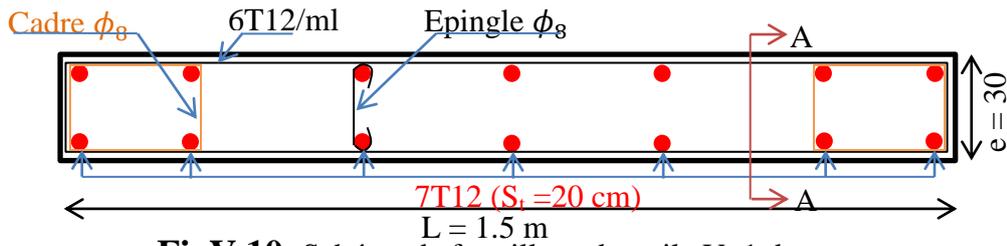
$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ Hauteur utile.}$$

D'après les résultats obtenus dans l'analyse dynamique :

$$\tau = 1.4 \times \frac{144.48 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 5.61} = 0.133 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

### V.3.5. Exemples de schémas de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V<sub>x1</sub>) comme exemple.



**FigV.10.** Schéma de ferrailage du voile Vx1 des niveaux entre sol.

### V. 3. 6. Conclusion :

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences de RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique avant et après l'achèvement de la structure.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitre VIII  
Etude  
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.

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\text{➤ } \frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

- P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.
- S : Surface d'appui sur le sol.
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### VI.2.1. 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 :

$$* \quad G + Q + E$$

$$* \quad 0.8 \times G \pm E$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$* \quad 1.35G + 1.5Q$$

\* G+Q

### VI.2.2. Les caractéristiques du sol :

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.3 bar pour une profondeur au moins de 1.50 m par rapport à la côte du terrain naturel. On suggère l'emploi de fondations superficielles de type semelles isolées en premier lieu.

### VI.2.3. Vérification des fondations niveau (-4.08 m) :

#### • Vérification des semelles isolées:

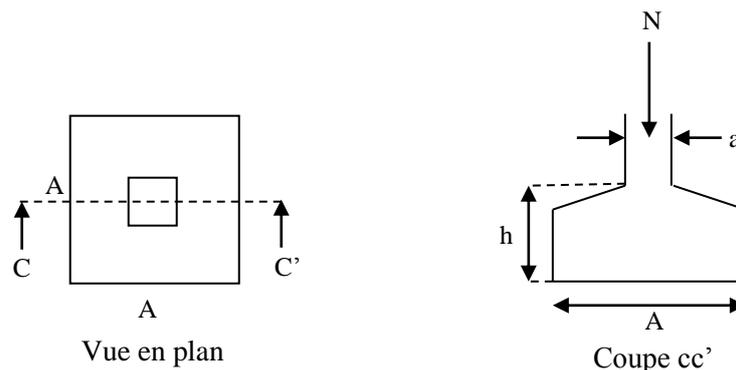
Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$$N=1496.159 \text{ KN}$$



**Fig.VI.1** .Schéma d'une semelle isolée

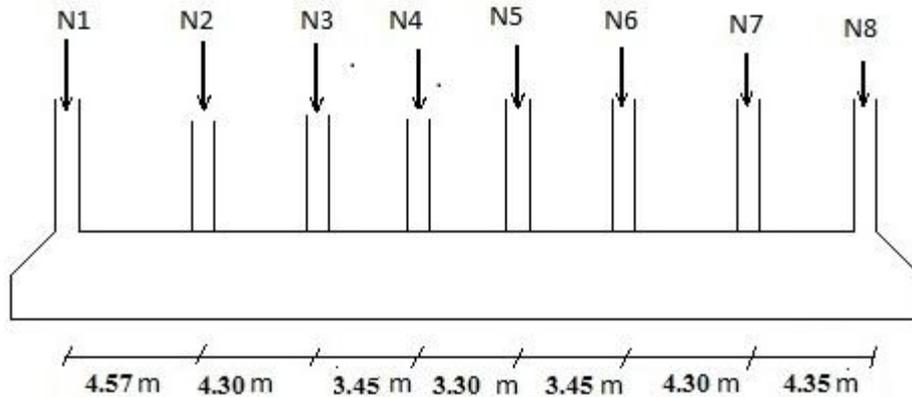
$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1.496}{0.13}} = 3.39m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduit à vérifier les semelles filantes.

#### • Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 8 poteaux.



**Fig.VI.2.** Schéma d'une semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1008.294 \text{ KN}$$

$$N_5 = 653.189 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1496.159 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1311.194 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1301.495 \text{ KN}$$

$$N_7 = 1312.262 \text{ KN}$$

$$N_4 = 657.201 \text{ KN}$$

$$N_8 = 842.60 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 8582.394 \text{ KN}$$

$$N_t = 8582.394 \times 1.1 = 9440.633 \text{ KN}$$

$$L = 27.65 \text{ m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{9.440}{0.13 \times 27.65} = 2.62 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, et la contrainte du sol est de

1.3 bar

Donc on doit passer à un radier général

### **VI.3. Etude de la fondation du niveau (-4.08) :**

#### **VI.3.1 Radier général :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

### VI.3.1.2. Pré dimensionnement :

#### a) La condition de coffrage :

$$ht \geq \frac{l_{\max}}{10} \quad \text{pour la nervure}$$

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 570 \text{ cm}$$

En remplaçant dans la relation on obtient :  $ht \geq 57 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur  $h_t = 60 \text{ cm}$

$$hr \geq \frac{l_{\max}}{20} \quad \text{pour le radier}$$

$hr \geq 28.5$  donc on opte pour un radier de  $40 \text{ cm}$

$$hr = 40 \text{ cm}$$

#### b) La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max} \dots\dots\dots (1)$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots (2)$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de  $1 \text{ ml}$ .

On a :

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$h \geq 0.86\text{m}$  A partir des deux conditions (1) et (2) on prend :

La hauteur de la nervure  $h_t = 90\text{cm}$

La hauteur du radier  $h_r = 40\text{cm}$

### c) Calcul du Poids :

$N_s$  : l'effort de service de la superstructure

$$N_s = 38549.701\text{KN}$$

$$N_{tser} = 38549.701 \cdot 1.1 = 42404.67\text{KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 326.18\text{m}^2$$

On opte pour une surface de radier :  $S_{radier} = 326.18\text{m}^2$

La surface du bâtiment  $S_{bat} = 389.865\text{m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

### VI.3.3. Les vérifications :

#### a) Vérification de la poussée hydrostatique :

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

$F$  : Coefficient de sécurité = 1,5

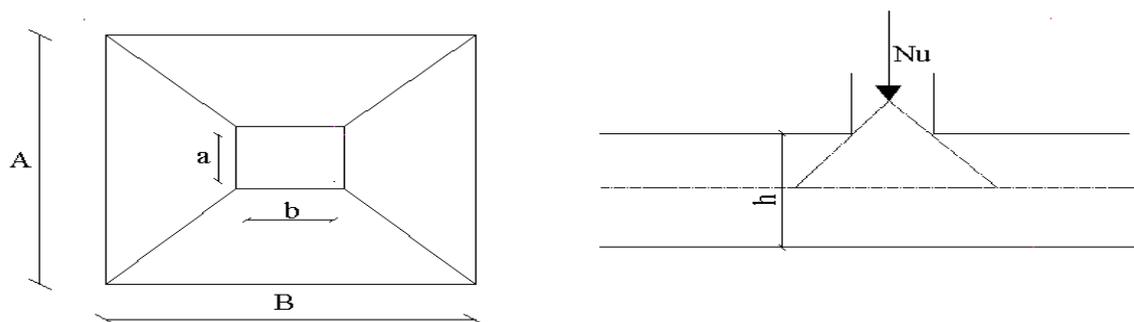
$H$  : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.50m

$S$  : surface totale du bâtiment = 389.865m<sup>2</sup>

$\gamma$  : Poids volumique 20kN/m<sup>3</sup>

$$P = 1.5 \times 1.5 \times 20 \times 389.865 = 17543.93\text{KN} < N = 42404.67\text{KN}. \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Vérification au poinçonnement :



**Fig.VI.3.** Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que :  $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (**Article.5.2.42 BAEL91**)

$N_U$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve :  $U_c = 5.7m$ .

$$N = 2058.165KN$$

$$N_u = 2.05MN \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 3.84MN . \text{ Condition vérifiée}$$

### c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur  $b = 1m$ .

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{52979.896 \times 5.70 \times 1}{2 \times 389.865} = 387.29KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 40 = 36cm$$

$$\tau_u = \frac{387.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.075MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

### d) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

### Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y$  : Moment sismique à la base

$N=47979.89\text{KN}$  et  $M_y=1341.52\text{Kn.m}$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 11.42m$$

$$Y_g = 6.19m$$

$$I_{xx} = 4385.546m^4$$

$$I_{yy} = 2405.6179m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{52.979}{389.86} + \frac{1.34 \times 11.42}{2405.61} = 0.127MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{52.979}{389.86} - \frac{1.34 \times 11.42}{2405.61} = 0.123MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.166 + 0.13}{4} = 0.126MPa \leq \sigma_{sol} = 0.13MPa$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

### Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$N=40655.39\text{Kn}$  et  $M_y=1665.59\text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{40.655}{389.86} + \frac{1.66 \times 6.19}{4385.546} = 0.106MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{40.655}{389.86} - \frac{1.66 \times 6.19}{4385.546} = 0.102MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.106 + 0.102}{4} = 0.105MPa \leq \sigma_{sol} = 0.13MPa$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy

### e)Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \text{ (Article .10.1.5 RPA99)}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{1.341}{47.97} = 0.027m \leq \frac{27.65}{4} = 6.91m \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{1.66}{40.655} = 0.040m \leq \frac{14.1}{4} = 3.52m \quad \text{condition vérifiée}$$

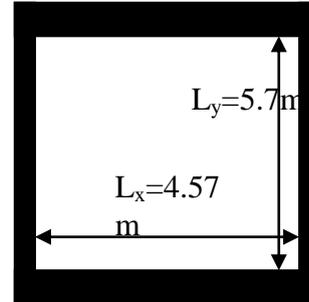
### VI.3.4.Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**a) Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{52979.896}{389.132} = 136.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{42404.67}{389.132} = 108.97 \text{ KN} / \text{m}^2$$



**Fig. VI.4.** Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.80 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

• **ELU** ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

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

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 159.52 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 95.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 135.59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 80.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -79.76 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -47.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{\max} = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{136.15 \times 4.57}{2} = 311.103 \text{ KN}$$

• **ELS** ( $\nu = 0.2$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 142.92 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 101.63 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée} \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 121.48 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 86.38 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis} \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -71.46 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -50.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

### b) Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.40) m<sup>2</sup>, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	135.59	12.06	3.52	6HA16=12.06	20
	En appuis	-79.76	6.75		6HA14=9.24	20
Sens yy	En travée	80.80	6.85	3.20	6HA14=9.24	20
	En appuis	-47.53	3.92		5HA14=7.70	25

**Tableau. VI.1.** Tableau du ferrailage du radier

### c) Vérifications 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 résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	121.48	12.06	9.74	7.79	Vérifiée
	En appuis	-71.46	9.24	8.70	5.14	Vérifiée
Sens yy	En travée	86.38	9.24	8.70	6.23	Vérifiée
	En appuis	-50.82	7.70	8.04	4.02	Vérifiée

**Tableau.VI.2.** Vérification des contraintes dans le béton

#### • Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,6 \text{ MPa.}$$

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	121.48	12.06	9.74	214.76	Non Vérifiée
	En appuis	-71.46	9.24	8.70	193.94	Vérifiée
Sens yy	En travée	86.38	9.24	8.70	225.55	Non Vérifiée
	En appuis	-50.82	7.70	8.04	145.37	Vérifiée

**Tableau. VI.3.** Vérification des contraintes dans l'acier

La contrainte de l'acier  $\sigma_s$  en travée selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

Soit :

$$A_t^x = 6HA20 = 18.84 \text{ cm}^2$$

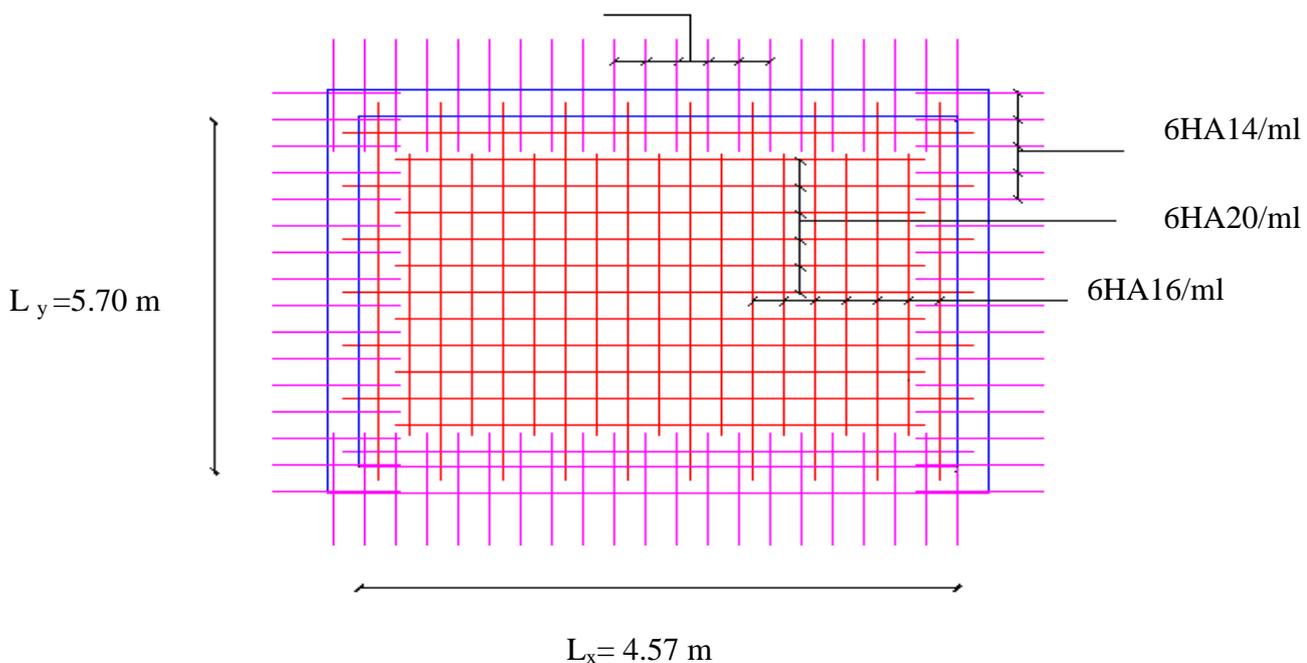
$$A_t^y = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)	Observation
Sens xx	En travée	137.80	18.84	13.37	180.40	20	Vérifiée
Sens yy	En travée	94.27	12.06	11.07	189.23	20	Vérifiée

**Tableau. VI.4.** Vérification des contraintes nouvelles

• **Schéma de ferrailage du radier :**

5HA14/ml



**Fig. VI.5.** Schéma de ferrailage du radier

### VI.3.5. Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges élevées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

#### • Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

#### • Charge trapézoïdale :

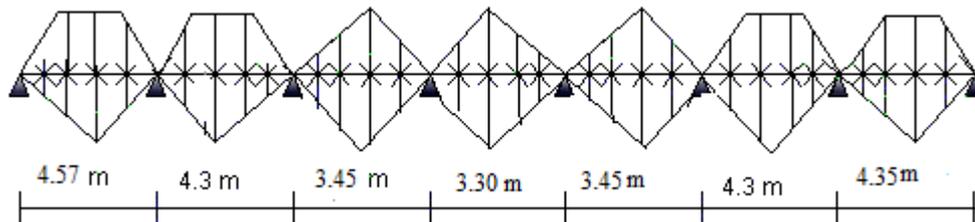
$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

#### • Calcul des sollicitations :

$$q_u = 136.15 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 108.97 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel SAP2000.



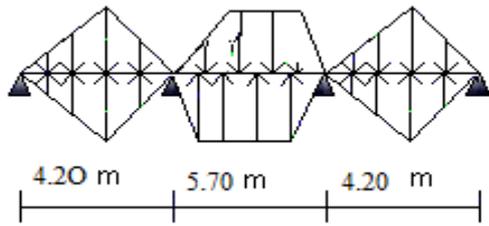
**Fig.VI.6.** Charges transmises aux nervures sens (x-x')

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

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	4.57	4.57	432.63	169.41	795.92	1.968	668.48
B-C	4.30	3.44	316.85	795.92	344.69	2.481	179.393
C-D	3.45	2.76	250.51	344.69	210.80	1.880	97.973
D-E	3.30	2.64	239.62	210.80	210.80	1.650	115.381
E-F	3.45	2.76	250.51	210.80	344.69	1.570	97.973
F-G	4.30	3.44	316.85	344.69	695.23	1.893	222.846
G-H	4.35	4.35	402.57	695.23	142.83	2.490	553.20

**Tableau VI.5.** Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Sens longitudinal (y-y):



**Fig. VI.7.** Charges transmises aux nervures sens yy

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4.20	4.20	381.22	126.089	778.829	1.692	419.81
B-C	5.70	4.56	488.397	778.829	778.829	2.280	490.61
C-D	4.20	4.20	381.22	778.829	126.089	2.50	419.81

**Tableau VI.6.** Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

**VI.3.6. Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.90m$

$h_0=0.40m$

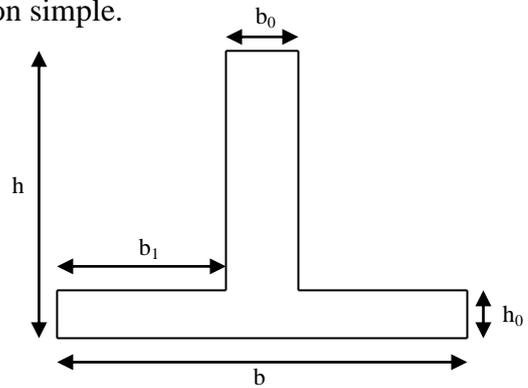
$b_0=0.60m$

$d=0.81m$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.7}{10}; \frac{4.57}{2}\right)$$

$b_1 \leq \min(0.57; 2.285)$

soit :  $b_1 = 0.5m$



**Fig. VI.8.** Section de la nervure

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.6m$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
X-X	Travée	668.48	25.34	14.67	10HA20=31.40

	Appui	795.92	30.61	6.84	10HA20=31.40
<b>Y-Y</b>	Travée	490.61	18.25	14.67	5HA14+5HA20=23.40
	Appui	778.829	29.90	6.84	10HA20=31.40

**Tableau VI.7.** Resultats du ferrailage

### IV.3.7.Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6MPa.$$

#### • 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.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,6 \text{ MPa.}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KNm})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
<b>X-X</b>	Travée	518.80	8.43	15	237.67	201.6
	Appui	565.926	9.11	15	307.41	201.6
<b>Y-Y</b>	Travée	425.85	6.56	15	247.50	201.6
	Appui	536.23	8.63	15	289.05	201.6

**Tableau VI.8.**Vérification des contraintes.

#### Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers.

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
X-X	Travée	518.80	5HA25+5HA20=40.25	7.77	15	181.30	201.6

	Appui	565.926	5HA25+5HA20=40.25	8.71	15	196.00	201.6
Y-Y	Travée	425.85	10HA20=31.40	6.83	15	193.96	201.6
	Appui	536.23	5HA25+5HA20=40.25	9.39	15	185.50	201.6

**Tableau VI.9.** Resultats du ferrailage et vérification des contraintes

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens	$V_{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
X-X	1125.40	1.38	Vérifiée
Y-Y	1113.53	1.37	Vérifiée

**Tableau VI.10.** Vérification de l'effort tranchant.

➤ **Armatures transversales :**

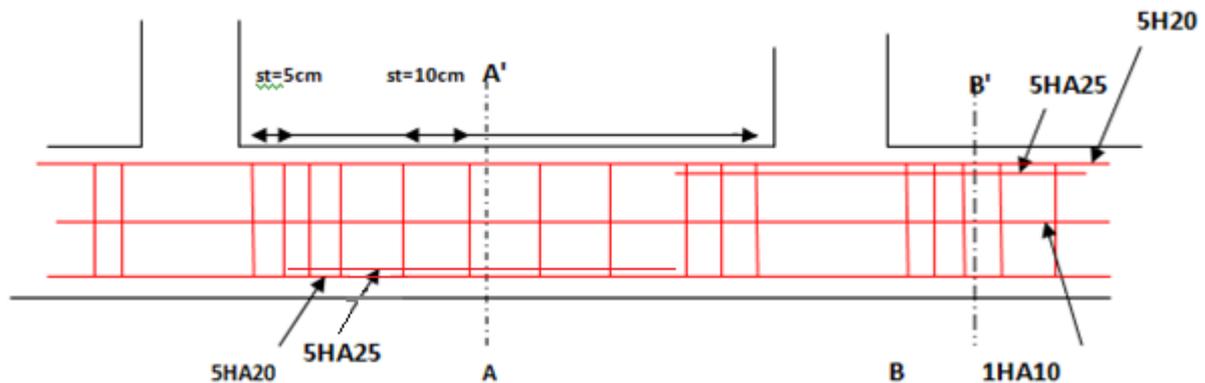
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 60; 25) = 25 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

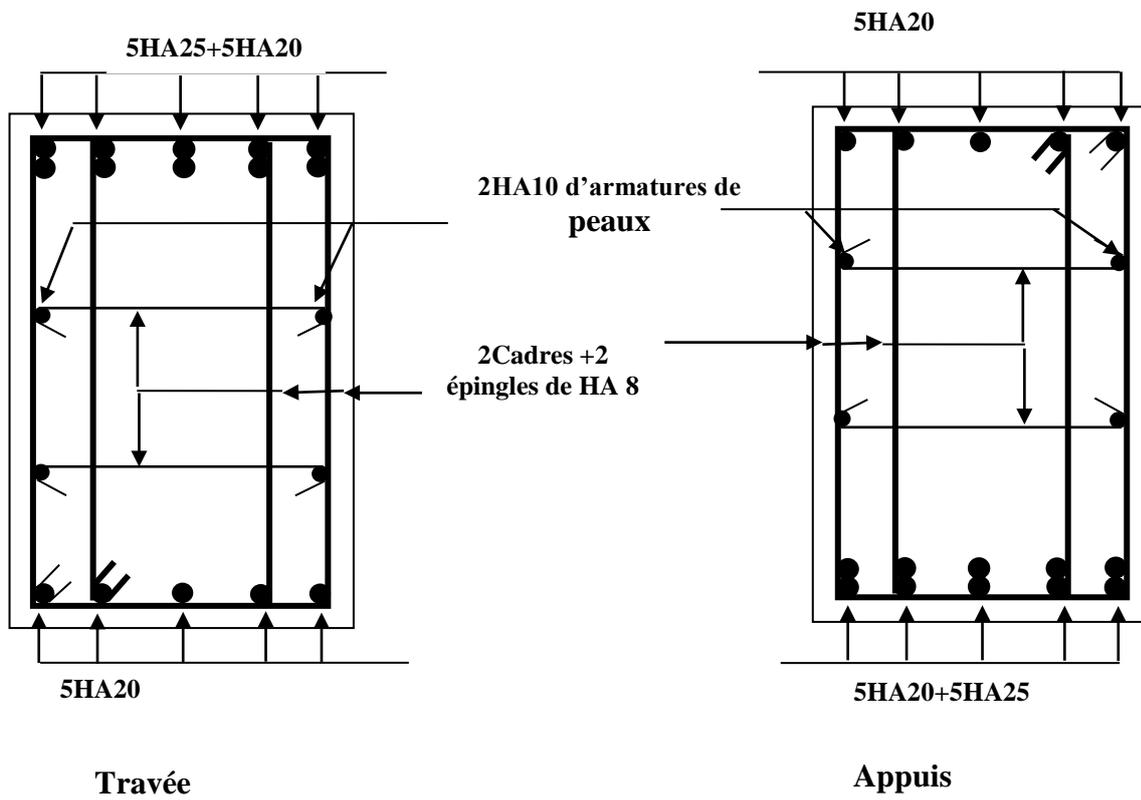
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(22.5; 12; 20) = 12 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

Mais en zone nodale on adopte des espacements de 5 cm.

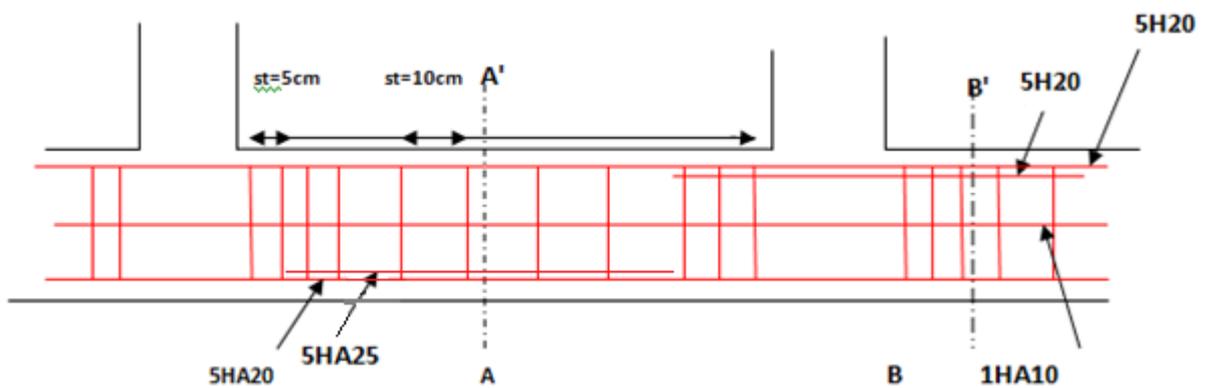
**IV.3.8. Schémas du ferrailage de la nervure la plus sollicitée :**



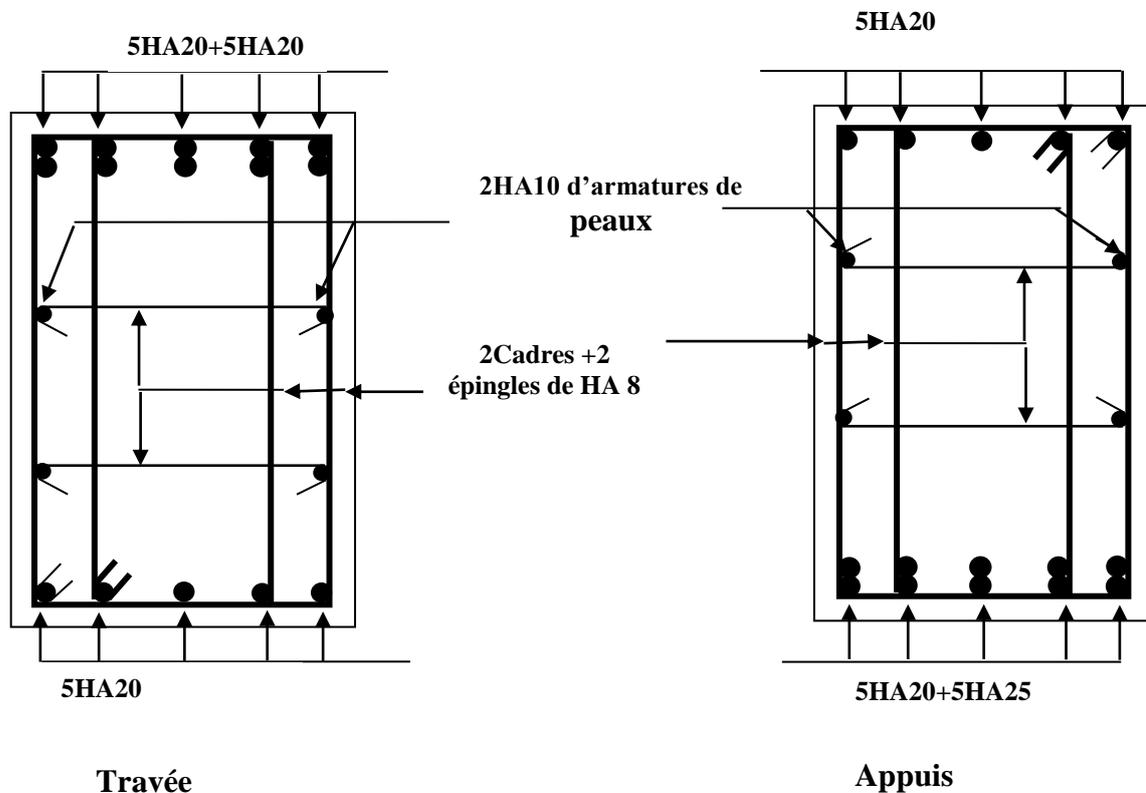
**Fig. VI.8.** Dispositions constructives des armatures dans la nervure xx



**Fig.VI.9.** Schémas du ferrailage de la nervure sens XX



**Fig.VI.10.** Dispositions constructives des armatures dans la nervure yy



**Fig.VI.11.** Schémas du ferrailage de la nervure sens yy

#### **VI.4. Etude du mur de soutènement :**

Un mur de soutènement de hauteur 4.08m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et une surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure qui est estimé selon le DTR C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations) à 65KN/m<sup>2</sup>.

### VI.4.1. Détermination des contraintes :

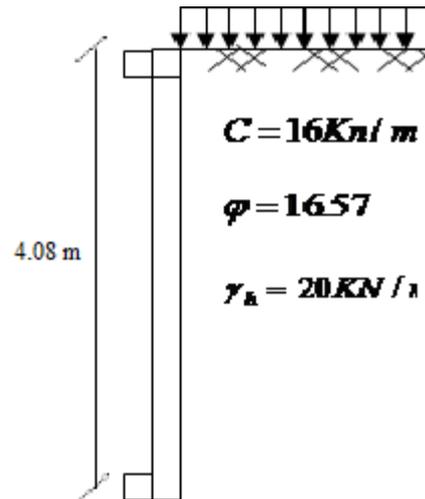
La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :  $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = q + \gamma \cdot h$$



**Fig. VI.12** .Schéma du mur de soutènement

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{16.57}{2}\right) = 0.55$$

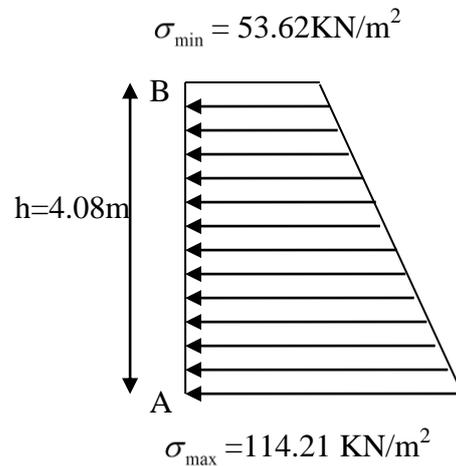
**\* A ELU :**

$$\sigma_H = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

Pour  $h=4.08\text{M}$  :  $\sigma_H = 114.21 \text{KN} / \text{m}^2$

Pour  $h=0.00\text{m}$  :  $\sigma_H = 53.62 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 99.07 \text{KN} / \text{m}^2$$



**Fig.VI.13.**Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

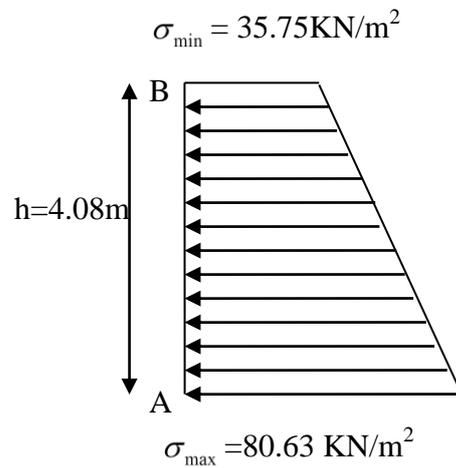
**\* A ELS :**

$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \times h)$$

Pour  $h=4.08m$  :  $\sigma_H = 80.63 \text{ KN} / m^2$

Pour  $h=0.00m$  :  $\sigma_H = 35.75 \text{ KN} / m^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 69.41 \text{ KN} / m^2$$



**FigVI.14.**Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

**VI.4.1.Ferraillage du mur :**

Pour le ferraillage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$l_x = 4.08m$$

$$l_y = 4.35m$$

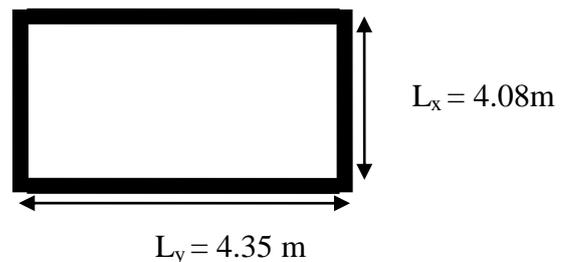
$$e = 20cm$$

**a) Calcul des sollicitations :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

**\* A ELU : ( $\nu = 0$ )**

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$



**Fig.VI.15 .**Le panneau le plus sollicité

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 70.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 59.64 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 59.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 50.69 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.5M_{0x} = -35.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5M_{0y} = -25.34 \text{ KN.m}$$

**\* A ELS : ( $\nu = 0.2$ )**

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0500 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 57.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 51.64 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 49.10 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 43.89 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.5M_{0x} = -28.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5M_{0y} = -25.82 \text{ KN.m}$$

## b) Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 \times 0.20) \text{ m}^2$ , et en respectant

la condition de non fragilité suivante : Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  :

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	59.99	10.30	1.65	6HA16=12.06	20
	En appuis	-35.29	5.87		6HA14=9.24	20
Sens yy	En travée	50.69	8.60	1.60	6HA14=9.24	20
	En appuis	-25.34	4.15		6HA12=6.78	25

**Tableau VI.11.** Tableau du ferrailage du voile périphérique

## c) Vérifications a l'ELS :

- État limite de compression du béton :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	49.10	12.06	6.46	9.59	Vérifiée
	En appuis	-28.88	9.24	5.81	6.02	Vérifiée
Sens yy	En travée	43.89	9.24	5.81	9.25	Vérifiée
	En appuis	-25.82	6.78	5.11	5.80	Vérifiée

**Tableau VI.12.** Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que les contraintes dans le béton sont vérifiées dans les deux directions.

• **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.6MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	49.10	12.06	6.46	257.02	Non Vérifiée
	En appuis	-28.88	9.24	5.81	189.62	Vérifiée
Sens yy	En travée	43.89	9.24	5.81	291.20	Non Vérifiée
	En appuis	-25.82	6.78	5.11	219.71	Non Vérifiée

**Tableau VI.13.** Vérification des contraintes dans l'acier

La contrainte de l'acier σ<sub>s</sub> en travée selon xx et en travée et en appuis selon yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers

Soit :  $A_t^x = 8HA16 = 16.08cm^2$   
 $A_t^y = 8HA16 = 16.08cm^2$   $A_a^y = 6HA14 = 9.24cm^2$

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)	Observation
--------------	-------------------------	---------------------	-------	----------------------	---------------------	-------------

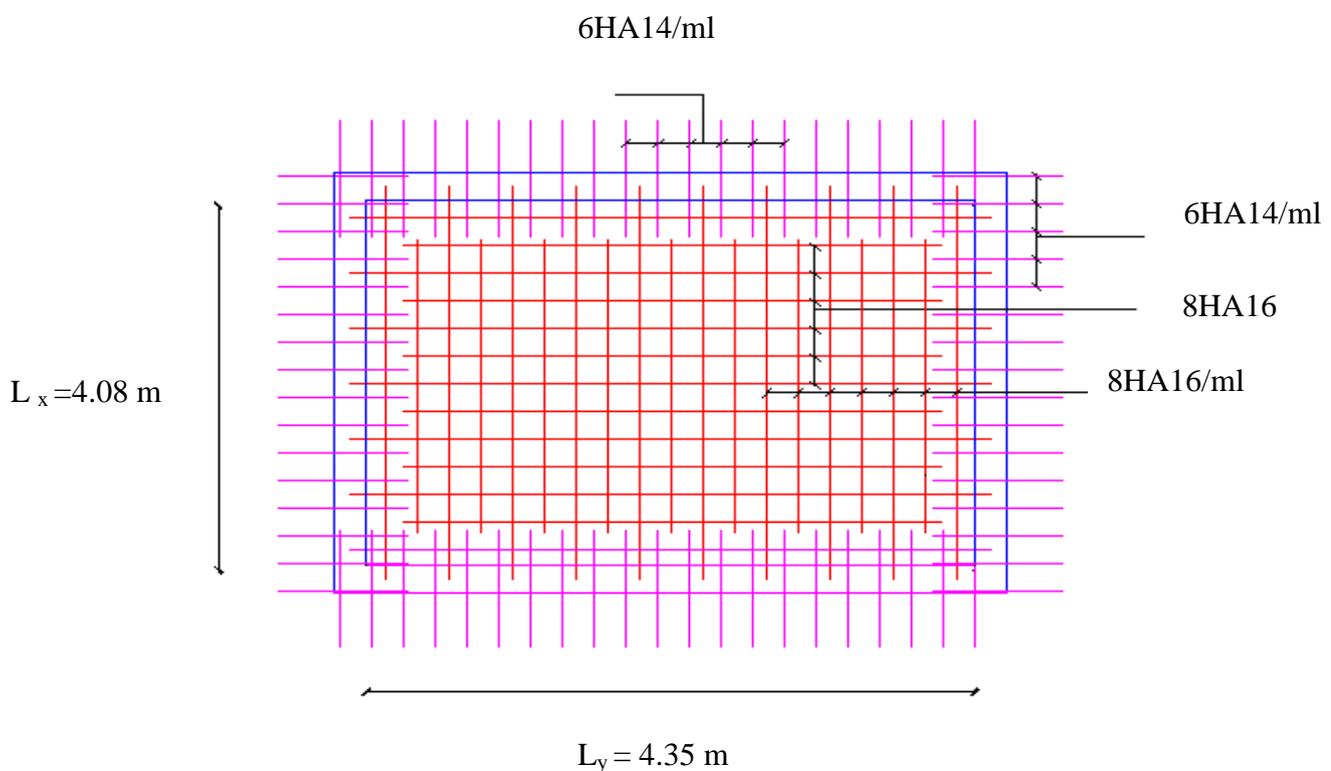
Sens xx	En travée	49.10	16.08	7.21	198.26	10	Vérifiée
Sens yy	En travée	43.89	16.08	7.21	173.98	20	Vérifiée
	En appuis	-25.82	9.24	5.81	169.30	20	Vérifiée

**Tableau VI.14.** Vérification des contraintes nouvelles

• **Schéma de ferrailage du mur de soutènement :**

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m<sup>2</sup> de diamètre  $\phi 6$



**Fig. VI.16.** Schéma de ferrailage du mur de soutènement

**VI.5. Conclusion :**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés au caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Notre structure étant réalisée sur un seule niveaux de fondations , il a fallu choisir le type de fondation qui convient .

Pour le choix de la fondation, nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendraient.

Le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante.

Nous somme ensuite passé a un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrillé.

Un mur de soutènement d'une hauteur de 4.08m est prévu pour supporter l'action des pousser des terres exercées sur l'entre-sols. Ce mur été calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

# Conclusion

## **CONCLUSION :**

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- ✓ La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux
- ✓ Pour avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et limiter les effets de torsions (moment de torsion). Il faut choisir la bonne disposition des voiles.
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontal et verticale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité total de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistant aux niveaux des zones nodales.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Depuis des années renforcements du sol connaissent un développement très important tel que la méthode des colonnes ballastées. **Bibliographie** les méthodes de d'assise

La technique de colonne ballastée est un procédé de renforcement des sols de faible portance et compressible. Cette solution est économique et d'une exécution rapide, Néanmoins, l'application du procédé nécessite une grande attention de la part des acteurs de la construction à cause d'un sous dimensionnement ou d'une mauvaise exécution.

L'application de cette technique nous a permis de dimensionner et de déterminer le nombre des colonnes à réaliser sur le terrain et Amélioration des caractéristiques mécanique du sol.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] : **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)

- [2] : **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- [3] : Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
- [4] : **DTR BC-2.4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- [ 5]: **DTR BC 2.2** : ( Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ).
  
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **D.T.R BC 2.33.2** « Méthodes de calcul des fondations profondes ».
- [6] Thèse.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

# Annexes

