

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université de A.MIRA –BEJAIA

Faculté des Sciences de technologie  
Département de Génie civil  
Spécialité structure



**Mémoire de Fin de d'études**  
**En vue de l'obtention de diplôme**  
**Master en Génie civil**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment R+7+sous sol à usage habitation**

**• Présenté par :**  
**Zizi Sabrina** **Zaidi Daouya**

❖ **Encadré par : Mme Laoubi**

❖ **Membre de Jury : Mr . Mezhoud**

**Mr. Brara**

**Année Universitaire : 2019-2020**



## Remerciement

Nous tenons à remercier, le bon dieu le tout puissant qui nous a procuré du courage et de la volonté afin d'accomplir ce modeste travail.

Nous exprimons nos remerciements à notre promotrice madame **Laoubi**, On la remercie infiniment, pour sa patience et pour son aide précieuses tout au long de la préparation de ce travaille.

Nous remercions les membre de jury qui ont fait l'honneur de présider le jury ainsi que pour avoir bien voulu examiner notre travail.

En fin merci à tous ceux qui ont rendu possible ce travail.



## *Dédicace*

*Je dédie le fruit de ce modeste travail comme un geste de gratitude à :*

*Mes très chères parents, qui m'ont soutenu, encouragé pour que je puisse mener à bien mes études, et qui attendent ce jour avec impatience*

*Mes sœurs .*

*Mes amis*

*Mes enseignants et mes amis de l'étude.*

*A tout ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail.*

## *Daouya*



## *Dédicace*

*Je Dédie ce modeste travail à : mes chères parents qui m'ont soutenue  
durant toute ces années mes frères*

*À la mémoire de mon oncle "Pa cherif".*

*À mes Amies Samia Lyndazahirmes, cousines et tantes et toute leur  
famille.*

## *Sabrina*



## Table des figures

<b>Figure II.1.</b> Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	8
<b>Figure II .2.</b> Plan de disposition des poutrelles (1 <sup>er</sup> Étage).....	9
<b>Figure II .3.</b> Schéma poutrelle .....	9
<b>FigureII .4.</b> Schéma de dalle plein sur 3 appuis.....	10
<b>FigureII .5.</b> Schéma de dalle plein sur 2 appuis .....	11
<b>FigureII .6.</b> Schéma de dalle plein sur 2 appuis .....	11
<b>Figure II.7.</b> Schéma de dalle plein sur 3 appuis.....	11
<b>FigureII .8.</b> Schéma de dalle plein sur 4 appuis.....	11
<b>FigureII .9.</b> Coupe d'un voile.....	13
<b>Figure II .10.</b> Schéma de l'escalier.....	13
<b>Figure II.11.</b> Schéma statique escalier à 2 volées RDC et étage courant.....	14
<b>Figure II.13.</b> Coupe Acrotère .....	15
<b>Figure II .13.</b> Surfaces afférentes du sous sol.....	20
<b>Figure II .14.</b> Surfaces afférentes du RDC à 5 <sup>ème</sup> étage .....	20
<b>Figure II .15.</b> Surfaces afférentes du 6 <sup>ème</sup> étage.....	20
<b>Figure . II.1 6.</b> Surfaces afférentes de la toiture.....	21
<b>Figure III.1.</b> Diagramme des efforts tranchants pour des poutrelles.....	29
<b>Figure III .2.</b> Schéma statique de la poutrelle type 3.....	31
<b>Figure III .3.</b> Diagramme des moments d'une poutre à 2 travées.....	31
<b>Figure III .4.</b> Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.....	32
<b>Figure III.5.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	42
<b>Figure III.6.</b> Schéma de la dalle D1.....	43
<b>Figure III.7.</b> Schéma de ferrailage de dalle D1.....	51
<b>Figure III.8.</b> Schéma de ferrailage de dalle D2.....	51
<b>Figure III.9.</b> Schéma de ferrailage de dalle D3.....	51
<b>Figure III.10.</b> Schéma de ferrailage de dalle D4.....	52
<b>Figure III.11.</b> Coupe transversale de l'ascenseur.....	50

## Table des figures

<b>Figure III.12.</b> Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur .....	56
<b>Figure III.13.</b> Schémas représentant la surface d'impact.....	57
<b>Figure III.14.</b> Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	54
<b>Figure III.15.</b> Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	61
<b>Figure III.16.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.....	62
<b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	65
<b>Figure III.18.</b> Schéma statique de l'escalier.....	65
<b>Figure III.19.</b> Schéma statique après la projection d'escalier.....	66
<b>Figure III.20.</b> Section du béton ferrailée.....	67
<b>Figure III.21.</b> Section du béton ferrailée.....	69
<b>Figure III.22.</b> Schéma statique poutre palier.....	69
<b>Figure III.23.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	73
<b>Figure III.24.</b> Schéma statique de l'acrotère .....	73
<b>Figure III.25.</b> Acrotère.....	73
<b>figure III.26</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	78
<b>Figure IV .1.</b> Spectre de réponse.....	82
<b>Figure IV .2.</b> Plan de disposition des voiles .....	83
<b>Figure IV .3.</b> Mode 1.....	84
<b>Figure IV .4.</b> Mode 2 .....	85
<b>Figure IV .5.</b> Mode 3.....	85
<b>Figure V.1.</b> Zone nodale.....	91
<b>Figure V.2.</b> Schéma de ferrailage des poteaux du étages RDC et S-sol.....	97
<b>Figure V.3.</b> Schéma de ferrailage des poteaux étages 1.....	97
<b>Figure V.4.</b> Schéma de ferrailage des poteaux étage 2 et 3 .....	97
<b>Figure V.5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux étages 4 et 5.....	98
<b>Figure V.6.</b> Schéma de ferrailage des poteaux étage 6 et 7.....	98
<b>Figure . V.7.</b> Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de RDC+SS.....	105
<b>Figure V.8.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale de RDC+SS.....	105
<b>Figure V.9.</b> Schéma de ferrailage de Vx1 du niveau RDC.....	108
<b>Figure V1.1</b> Vue d'une semelle isolée.....	110
<b>Figure V1.2</b> Semelle filante SF1.....	110

## Table des figures

<b>Figure V1.3</b> Vue en plan de la disposition des semelles filantes .....	111
<b>Figure V1.4</b> Coupe transversale d'une semelle.....	112
<b>Figure V1.5</b> Schéma statique de la poutre de libage.....	114
<b>Figure V1.6</b> Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU.....	115
<b>Figure V1.7</b> Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU.....	115
<b>Figure V1.8</b> .Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante .....	117
<b>Figure VI</b> . Schéma de ferrailage de la longrine.....	118
<b>Figure V1.10</b> Schéma du voile périphérique.....	119
<b>Figure V1.11</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	120

# Table des figures

## Introduction Générale

### Chapitre I Généralités

#### Partiel

I.1.Introduction.....	1
I.2. Présentation du projet.....	1
I.2.1. Description architecturale .....	1
I.2.2. Données géotechnique du site.....	1
I.3.Normes et matériaux utilisées .....	1
I.3.1.Réglements et normes utilisées.....	1
I.3.2.Caractéristiques physique et mécanique des matériaux.....	1
I.3.3.Hypothèses de calcul aux états limites.....	5
I.3.4.Les actions et sollicitations.....	5
I.3.5.Différentes combinaisons d'action données par RPA.....	6

#### Partie II

<b>II.1.Introduction.....</b>	<b>7</b>
<b>II.2.Predimensionnement des planchers .....</b>	<b>7</b>
<b>II.2.1.Planchers à corps creux.....</b>	<b>7</b>
<b>II.2.2.Plancher à dalle pleine .....</b>	<b>9</b>
<b>II.3.Prédimensionnement des poutres .....</b>	<b>11</b>
<b>II. 3.1Poutre principale.....</b>	<b>11</b>
<b>II.3.2.Poutre secondaire.....</b>	<b>11</b>
<b>II.4.Predimensionnement des voiles.....</b>	<b>11</b>
<b>II.5.Prédimensionnement des escaliers.....</b>	<b>12</b>
<b>II.5.1.Dimensionnement.....</b>	<b>12</b>
<b>II.6.L'acrotère.....</b>	<b>13</b>
II.7.Evaluation des charges et surcharges .....	14
II.8.1.Descente de charges .....	18
II.8.2.Predimensionnement du poteau .....	19
II.8.3.Vérifications.....	23

# Table des Tableaux

## Sommaire

<b>Tableau I.1 :</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés .....	7
<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	15
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à dalle pleine .....	16
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux.....	16
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à dalle pleine.....	16
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	17
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine.....	17
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges de mur extérieur et séparation entre appartement.....	17
<b>Tableau II.8.</b> Evaluation des charges de volée d'étages habitation.....	18
<b>Tableau II.9.</b> Evaluation des charges de palier.....	18
<b>Tableau II.10.</b> Evaluation des charges de l'acrotère.....	18
<b>Tableau II.11.</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres.....	19
<b>Tableau II.14.</b> Evaluation de la descente de charge de poteau $P_{D1}$ .....	21
<b>Tableau II.15.</b> Evaluation de la descente de charge de poteau $P_{E2}$ .....	23
<b>Tableau II.16.</b> Résultats de la vérification à la compression simple ( $P_{D1}$ ).....	25
<b>Tableau II.17.</b> Résultats de la vérification au flambement( $P_{D1}$ ).....	26
<b>Tableau II .18.</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres .....	27
<b>Tableau III .1.</b> Types de poutrelles.....	30
<b>Tableau III .2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	30
<b>Tableau III.3.</b> Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	31
<b>Tableau III .4.</b> Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	39
<b>Tableau III .5.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	39
<b>Tableau III .6.</b> Vérifications nécessaires à l'ELU.....	40
<b>Tableau III .7.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	40
<b>Tableau III.8.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS.....	40
<b>Tableau III .9.</b> Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	41
<b>Tableau III .10.</b> Données des différents types de dalle pleine.....	43
<b>Tableau III.11.</b> Sollicitations maximales au niveau de la dalle D1.....	44
<b>Tableau III .12.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS.....	47
<b>Tableau III .13.</b> Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	47
<b>Tableau III.14.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU.....	47
<b>Tableau III.15.</b> Vérification de l'effort tranchant à l'ES .....	48

## Table des Tableaux

<b>Tableau III.16.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	48
<b>Tableau III .17.</b> Vérification de la flèche.....	<b>50</b>
<b>Tableau III .18.</b> Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	54
<b>Tableau III .19.</b> Vérification des contraintes.....	55
<b>Tableau III .20.</b> Vérification des contraintes dans l'acier.....	56
<b>Tableau III .21.</b> Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur.....	58
<b>Tableau III .22.</b> Vérification des contrainte.....	60
<b>Tableau III .23.</b> Vérification des contraintes dans l'acier.....	60
<b>Tableau III .24.</b> Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS.....	61
<b>Tableau III .25.</b> Sollicitation maximales dans les différents types des poutres de chaînage.....	63
<b>Tableau III.26.</b> Moments et ferrailages correspondant.....	63
<b>Tableau III.27.</b> Vérification des contraintes.....	64
<b>Tableau III .28.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS.....	65
<b>Tableau III .29.</b> Calcul des sollicitations.....	66
<b>Tableau III .30.</b> Calcul du ferrailage.....	67
<b>Tableau III .31.</b> Vérification des contraintes.....	68
<b>Tableau III . 32.</b> Résultat du ferrailage de la poutre palière.....	70
<b>Tableau II.33.</b> Vérification des contraintes.....	72
<b>Tableau III .34.</b> Différentes combinaisons à utiliser.....	74
<b>Tableau IV .1.</b> Valeurs des pénalités.....	81
<b>Tableau IV .2.</b> Périodes et taux de participation.....	84
<b>Tableau IV .3.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	86
<b>Tableau IV .4.</b> Charge verticales reprises par les portique et voiles.....	86
<b>Tableau IV .5.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	86
<b>Tableau IV . 6.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	87
<b>Tableau IV . 7.</b> Vérification des déplacements.....	88
<b>Tableau IV. 8.</b> Vérification a L'effet [P- $\mu$ ].....	89
<b>Tableau IV.9.</b> Dimensions finales des éléments structuraux.....	89
<b>Tableau IV .10.</b> Dimensions finales des voiles.....	83
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	91
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitations dans les différents poteaux.....	92
<b>Tableau V.3.</b> Ferrailage longitudinal des poteaux.....	94
<b>Tableau V.4.</b> Ferrailage transversales des poteaux.....	94

## Table des Tableaux

<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des différents poteaux.....	95
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	96
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes de cisaillement.....	96
<b>Tableau V.8.</b> Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres .....	99
<b>Tableau .V.9.</b> Les armatures longitudinales dans les poutres.....	99
<b>Tableau .V.10.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	101
<b>Tableau . V.11.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	102
<b>Tableau. V.12.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	102
<b>Tableau V.13.</b> Moments résistants dans les poteaux sens (x-x).....	103
<b>Tableau . V.14.</b> Moments résistants dans les poteaux sens (y-y).....	103
<b>Tableau V.15.</b> Moments résistants dans les poutres.....	103
<b>Tableau . V.16.</b> Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	104
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux.....	107
<b>TableauV1 .1</b> Dimensionnement des différentes semelles filantes .....	112
<b>Tableau V1 .2</b> Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU.....	113
<b>Tableau V1 .3</b> Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filante.....	116
<b>Tableau V1 .4</b> Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.....	116
<b>Tableau V1.5 :</b> Section des armatures du mur adossé.....	119
<b>Tableau V1 .6</b> Vérification des contraintes du béton et de l'acier.....	120

## Table des matière

<b>Introduction Générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### **Chapitre I : Généralités**

I.1.Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.2.1. Description architecturale .....	2
I.2.2. Données géotechnique du site.....	2
I.3.Normes et matériaux utilisées .....	2
I.3.1.Réglements et normes utilisées.....	2
I.3.2.Caractéristiques physique et mécanique des matériaux.....	2
I.3.3.Hypothèses de calcul aux états limites.....	6
I.3.4.Les actions et sollicitations.....	6
I.3.5.Différentes combinaisons d'action données par RPA.....	7
I.4.Conclusion.....	7

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

II.1.Introduction.....	8
II.2. Pré-dimensionnement des planchers .....	8
II.2.1.Planchers à corps creux.....	8
II.2.2.Plancher à dalle pleine .....	10
II.3.Pré-dimensionnement des poutres .....	12
II. 3.1Poutre principale.....	12
II.3.2.Poutre secondaire.....	12
II.4.Pré-dimensionnement des voiles.....	12
II.5.Pré-dimensionnement des escaliers.....	13
II.5.1.Dimensionnement.....	13
II.6.L'acrotère.....	15
II.7.Evaluation des charges et surcharges .....	15
II.8. Pré-dimensionnement des poteaux.....	18
II.8.1.Descente de charges .....	19
II.8.2.Pré-dimensionnement du poteau(PD1)... ..	20



## Table des matière

II.8.3.Vérifications.....	24
II.9. Conclusion .....	27

### **CHAPITRE III : Etude Des Elément Secondaires**

III.1.Introduction.....	28
III.2.Etudes des planchers.....	28
III.2.1.Planchers a corps creux.....	28
III.2.2. Etude des dalles Pleines.....	42
III.3.Etude de l'ascenseur .....	52
III.3.1.Définition.....	52
III.3.2. Les caractéristiques.....	52
III.3.3.Etude dalle de l'ascenseur.....	53
III.4.Poutre de chainage.....	62
III.4.1.Pré-dimensionnement.....	62
III.4.2.Calcul des sollicitations.....	62
III.4.3.Ferraillage.....	63
III.4.4.Vérification aux états limites.....	63
III.4.5.Schémas de ferraillage.....	65
III.5.Escalier.....	65
III .5.1. Etude de l'escalier type1.....	65
III.6.Etude de l'acrotère.....	73
III.6.1.Hypothèses de calcul.....	73
III.6.2.Evaluation des charges et surcharges.....	73
III.6.3 .Calcul des sollicitations.....	74
III.6.4.Calcul des l'exentricité.....	75
III.6.5.Calcul de ferraillage .....	75
III.6.6.Vérification aux états limites .....	76
III.6.7.Schema de ferraillage .....	78

### **CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE**

IV.1.Introduction .....	79
-------------------------	----

## Table des matière

IV.2.Objectif de l'étude dynamique.....	79
IV.3.Modélisation.....	79
IV.4.Présentation du logiciel de calcul ETBS.....	79
IV.5.Choix de la méthode de calcul.....	79
IV.5.1.Méthode statique équivalente.....	80
IV.5.2.Méthode dynamique .....	80
IV.6.Présentation de la méthode modale spectrale .....	80
IV.7.Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABSV16.2.0.....	82
IV.7.1.Disposition des voiles de contreventement .....	82
IV.7.2.Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	83
IV.7.2.1.Interprétation des résultats obtenus .....	84
IV.8.Vérification des résultats des forces sismiques .....	86
IV.9.Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences RPA99/2003.....	86
IV.9.1.Justification de l'interaction voiles portiques.....	86
IV.9.2.Vérification de l'effort normal réduit.....	87
IV.9.3.Vérification des déplacements.....	87
IV.9.4.Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	88
IV.10.Conclusion.....	89
<b>CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX</b>	
V.1.Introduction.....	90
V.2.Etude des poteaux.....	90
V.2.1.Recommandations.....	90
V.2.2.Sollicitation de calcul.....	92
V.2.3.Calcul du ferrailage.....	92
V.2.4.Vérification nécessaires.....	95
V.2.5.Schémas de ferrailage .....	97
V.3.Etude des poutres.....	98
V.3.1.Recommandation du RPA99 Version 2003.....	98
V.3.2.Sollicitation ET ferrailage des poutres .....	99

## Table des matière

V.4.Etude des voiles.....	106
V.4.1.Introduction.....	106
V.4.2.Recommandation du RPA99 Version 2003 .....	106
V.4.3.Ferraillages.....	107

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1. Introduction.....	109
VI.2.Etude des fondation.....	109
VI.2.1.Les différents type de fondation.....	109
VI .2.2.Choix et type de fondation.....	109
VI .2.3.Reconnaissance du sol.....	109
VI .2.4.Vérification vis-à-vis les fondation superficielles.....	109
VI .2.5.Dimensionnement de la poutre de libage.....	112
VI .2.6.Calcul du ferraillage.....	115
VI .2.7.Schéma de ferraillage.....	117
VI .3.Les longrines.....	117
VI .4.Le voile périphérique.....	118
VI .5.Comportement vis-à-vis des tassements différentiels.....	120
VI .6.Conclusion.....	121

## Symboles et Notation

Symboles	Notations
<b><i>A', Aser</i></b>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement
<b><i>At</i></b>	Section d'un cours d'armature transversale
<b><i>A</i></b>	Coefficient d'accélération de zone
<b><i>α</i></b>	Coefficient de la fibre neutre
<b><i>B</i></b>	Aire d'une section de béton
<b><i>Br</i></b>	Section réduite
<b><i>b</i></b>	La largeur en générale
<b><i>b</i></b>	Cohésion du sol
<b><i>D</i></b>	Facteur d'amplification dynamique
<b><i>E</i></b>	Module d'élasticité longitudinale
<b><i>Ei</i></b>	Module de Yong instantané
<b><i>Ev</i></b>	Module de Yong différé
<b><i>Es</i></b>	Module d'élasticité de l'acier
<b><i>ELU</i></b>	Etat limite ultime
<b><i>ELS</i></b>	Etat limite de service
<b><i>fbu</i></b>	Contrainte de compression du béton
<b><i>fe</i></b>	Limite d'élasticité de l'acier
<b><i>fc28</i></b>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours
<b><i>ft28</i></b>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
<b><i>fji</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<b><i>fgi</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<b><i>fqi</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b><i>fgv</i></b>	Flèche différée due aux charges permanentes
<b><math>\Delta f</math></b>	Fleche totale
<b><math>\Delta f_{adm}</math></b>	Fleche admissible
<b><i>G</i></b>	Charges permanentes
<b><i>H</i></b>	Hauteur
<b><i>ht</i></b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<b><i>hcc</i></b>	Hauteur du corps creux
<b><i>hr</i></b>	Hauteur de la dalle du radier
<b><i>hdc</i></b>	Hauteur de la dalle de compression
<b><i>he</i></b>	Hauteur libre d'étage
<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie
<b><i>If</i></b>	Moment d'inertie fissuré
<b><i>Q</i></b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<b><i>L</i></b>	Portée d'un élément.
<b><i>Lmax</i></b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<b><i>Lx</i></b>	Distance entre de deux poutrelles
<b><i>Ly</i></b>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<b><i>M</i></b>	Moment en générale
<b><i>Ma</i></b>	Moment en appui
<b><i>Mt</i></b>	Moment en travée
<b><i>MO</i></b>	Moment isostatique
<b><i>N</i></b>	Effort normal



## Symboles et Notation

<b><math>n</math></b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
<b><math>R</math></b>	Coefficient de comportement global
<b><math>S</math></b>	Section d'un élément
<b><math>S_{rad}</math></b>	Surface du radier
<b><math>St</math></b>	Espacement des armatures
<b><math>T1, T2</math></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<b><math>V</math></b>	Effort tranchant
<b><math>W</math></b>	Poids de la structure
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	Contrainte de compression du béton
<b><math>\sigma_{st}</math></b>	Contrainte de traction dans l'acier
<b><math>\gamma_b</math></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton
<b><math>\gamma_w</math></b>	Pois volumique de l'eau
<b><math>\gamma_s</math></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<b><math>\sigma_{adm}</math></b>	Contrainte admissible
<b><math>\tau</math></b>	Contrainte de cisaillement
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique
<b><math>CT</math></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<b><math>\beta</math></b>	Coefficient de pondération
<b><math>\lambda_i</math></b>	Coefficient instantané
<b><math>\lambda_v</math></b>	Coefficient différé

## Introduction Générale

L'implantation des constructions en zone de forte ou moyenne sismicité nécessite une attention particulière surtout lorsque la hauteur de la bâtisse devient très importante. La seule prévention valable en zone de risque sismique est la construction parasismique, c'est à dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés ne s'effondrent pas. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi une catastrophe économique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer.

Les différentes études et règlements préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. c'est pour cela que les structures doivent être bien étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du cout de réalisation), l'esthétique et viabilité de l'édifice.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage habitation en R+9. Le type structurel est un contreventement mixte (portique avec voiles).

Le présent travail est subdivisé en six chapitres, dont les trois premiers chapitres comportement dynamique par diverses variante des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS V 16.2.0 Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre cinq

## I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

### I.2. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un immeuble RDC+5 avec Sous-sol en béton armé à usage habitation.

Ce projet est un ouvrage courant implanter au centre –ville de la commune d'Aokas wilaya de Bejaia, classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003<<article 3.2

Comme une zone de moyenne de sismicité (Zonella) ,ayant une importance moyenne de groupe

2B sa hauteur totale est inférieure à 48m .

#### I.2.1. Description architecturale

- Longueur en plan :  $L_x=20,20\text{m}$
- Largeur en plan :  $L_y=19,66\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment :  $H_t=27,03\text{m}$  (sans acrotère)
- Hauteur d'étage  $H=3,06\text{m}$
- Hauteur du sous sol= $2,55$

#### I.2.2 Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,26 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,5 m.
- L'angle de frottement égale à  $5^\circ < \phi < 19^\circ$ , la cohésion  $0,20 < C < 0,45$  bar.
- Le sol est classé en catégorie S3 .
- L'agressivité est nulle vis-à-vis du béton hydraulique durci de l'infrastructure.

## I.3 Normes et matériaux utilisés

### I.3.1 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ RPA99/2003 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- ✓ BAEL 91/Version99(Béton Arme Aux Etats Limites)

### I.3.2. Caractéristique physique et mécanique des matériaux :

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

**I.3.2.1 :Le béton :**

est un mélange des matériaux appelé "granulats" (sable+ gravier) avec un liant hydraulique (ciment) et adjuvants.

**a. Caractéristiques physiques, DTR (art A.3.1.2.1)**

$$\text{Béton armé} \Rightarrow 2500 \text{ kg/ m}^3.$$

**b. Caractéristiques mécaniques****b.1. Résistances caractéristiques du béton, CBA93 (art A.2.1)**

- **Résistance à la compression  $f_{cj}$**  : Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16 cm de diamètre et d'une hauteur de 32 cm) dans le laboratoire.

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1)}$$

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance du béton à la traction à l'âge du jour ( $j$ )  $f_{tj}$  est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  CBA93 (Art A.2.1.1.2)

**b.2. Module de déformation longitudinale du béton**

Le module de déformation longitudinale, d'après CBA93 est fixé aux valeurs suivantes :

✓ **Module instantané** : Pour les charges d'une durée d'application  $< 24 \text{ h}$  :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 ( Art A. 2. 1. 2. 1)}$$

✓ **Module différé** : Pour les charges de longue durée :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 ( Art A. 2. 1. 2. 2)}$$

**b.3. Module déformation transversale du béton**

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)}$$

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson



$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{CBA93 ( Art A. 2. 1. 3)}$$

#### b.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale :

- ✓ E.L.U :  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).
- ✓ E.L.S :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

#### b.5. Contraintes de calcul du béton aux états limites

- **La contrainte de compression à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91/99 ( Art A. 4. 3, 41)}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$\theta = 1$  : Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est  $> 24h$ .

$\theta = 0,9$  : Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  : Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions  $< 1h$ .

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelles  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$ .

$\gamma_b = 1,5$  situation durable  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ .

- **La contrainte de compression à l'ELS**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{BAEL 91/99 ( Art A. 4. 5. 2)}$$

Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Ce qui donne :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{adm} = \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (A.5.1.2.1)}$$

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

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  Fissuration préjudiciable.

### I.3.2.2. 1. L'acier

est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

### I.3.2.2. 2. Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$  et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être  $\geq 5\%$ .

Les nuances des aciers utilisées sont :

- ✓ Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de  $FeE400$  de limite élastique de  $400 \text{ MPa}$ .
- ✓ Les treillis soudés : on adoptera la nuance  $FeE500$ .

### I.3.2.2. 3. Contrainte limite

- **Etat limite ultime (ELU) CBA93 (A.2.2.2.)**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation .

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s: \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable ou transitoire.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle}$$

- **Etat limite de service (ELS)**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de type de la fissuration.

- ✓ Fissuration peu nuisible (FPN) aucune vérification à faire  $\sigma_s = f_e$
- ✓ Fissuration nuisible (FN) :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{\left(\frac{1}{2}\right)} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3)}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours} \rightarrow f_{t28}=2,1 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} , \eta = 1,6 \text{ pour(HA)} \rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- ✓ Fissuration très nuisible ( ouvrage en mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[ 0,5f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{\left(\frac{1}{2}\right)} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.4)}$$

Avec  $\eta$  coefficient de fissuration:

$\eta=1$  pour les ronds lisses

$\eta=1,6$  pour les HA

**pour**  $j=28$  jours  $\rightarrow f_{t28}=2,1 \text{ MPA}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPA}$ ,  $\eta=1,6$  pour(HA)  $\rightarrow \sigma_s = 164,97 \text{ MPA}$

### I.3.3.Hypothèses de calcul aux états limites

- **Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

les sections droites restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma ; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole. Rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

- **Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma=E\varepsilon$ )
- $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$ ,  $\eta$  : est appelé coefficient d'équivalence.

### I.3.4.Les actions et sollicitations :

#### I.3.4.1.Actions

Les actions sont des forces appliquées à une construction soit directement (charges permanentes, exploitations, climatique, etc.), soit indirectement, et résultant alors de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, tassements, etc.).

On distingue trois types d'actions :

**Les actions permanentes(G)** : poids propres, le poids de revêtement et cloisons. Le poids et

Les poussées des terres des solides ou des liquides....etc.

**Les actions variables (Qi) :** surcharge d'exploitation. Charges climatiques (neige, vent).

Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier)....etc.

**Les actions accidentelles (FA) :** provenant de phénomènes rares (séisme, chocs, etc.).

#### I.3.4.2.Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion , moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

#### I.3.5.Différentes combinaisons d'action données par RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

Situation durable : ELU :  $1,35G+1,5Q$

ELS :  $G+Q$

Situation accidentelle :  $G+Q\pm E$

#### I.4.CONCLUSION

La faible résistance du béton a la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier 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 :

**Tableau I.1 :** Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \times 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : FPN	348
	FN	201.63

## II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de définir les dimensions préliminaires des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles, escaliers...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de la résistance et de la flèche.

## II.2. Pré dimensionnement des planchers

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions citées ultérieurement ci-dessous.

### II.2.1. Plancher à corps creux

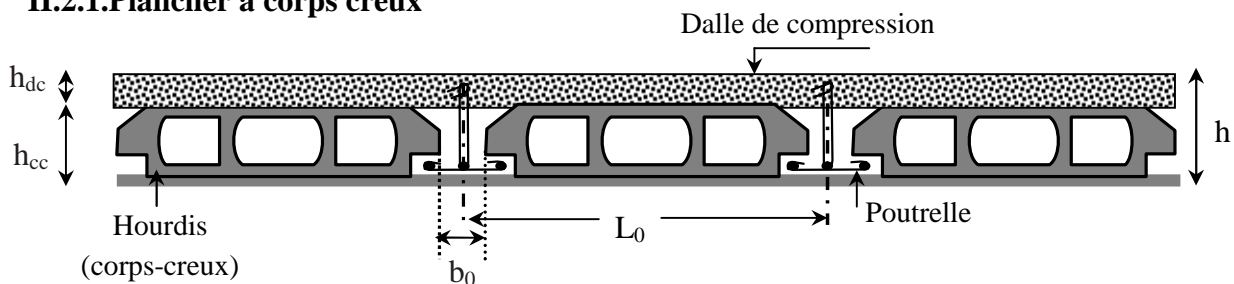


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur du dalle de compression.
- $b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

En vérifiant la condition suivante D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)

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

Avec :  $h_t$  : Hauteur totale du plancher..

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4.6 - 0.3 = 4.30 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5}$$

Donc :  $h_t \geq 19.11 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher (16 + 4),

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### II.2.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité.

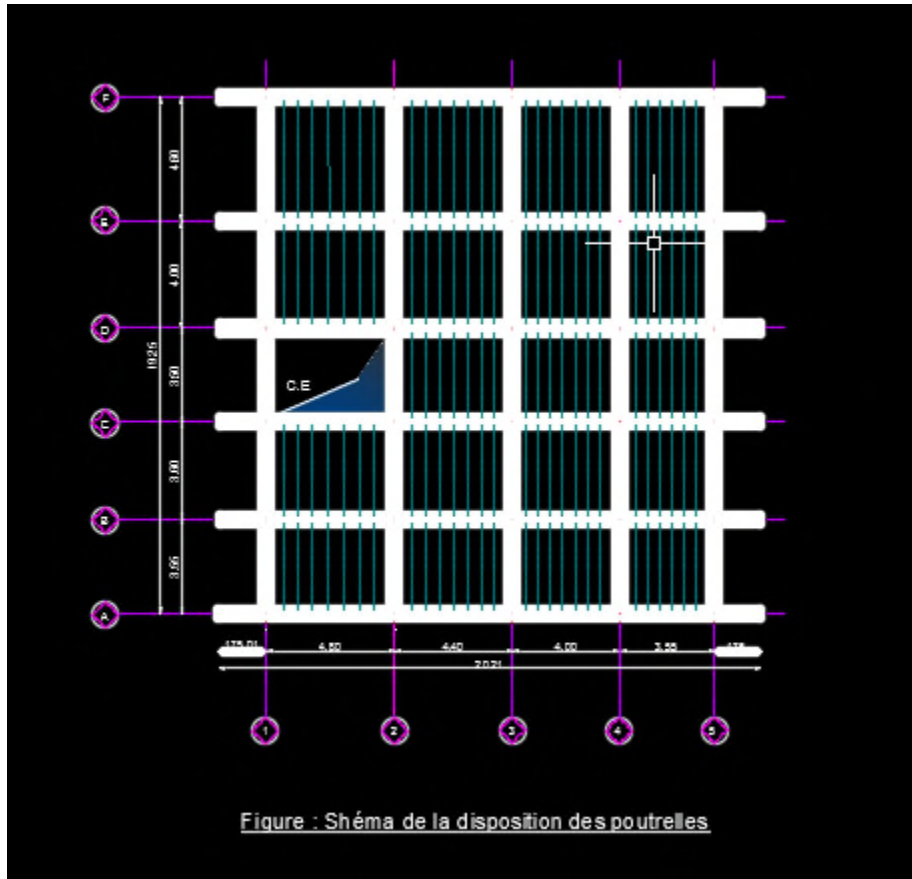


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (1<sup>er</sup> Étage)

### II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres de section en T préfabriqués ou coulé sur place en béton armée ou béton précontrainte. Elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrés aux poutres principales.

$h_t$  : 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 :  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12)$ cm

On opte pour :  $b_0=10$  cm

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

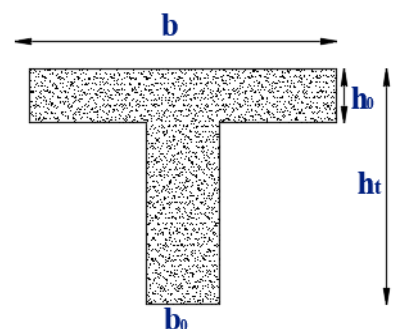


Figure II.3.Schéma poutrelle

$$\frac{bb_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y^{min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 10 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

$$L_y^{min} = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min (27,5 \text{ cm} ; 32.5 \text{ cm}) \quad \text{Ce qui donne} \quad b = 65 \text{ cm.}$$

**II.2.2. Plancher à dalle pleine**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 et 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend des critères suivants :

✓ **Critère de résistance à la flexion**

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur quatre (avec  $\rho < 0,4$ ) ou deux appuis  $\perp$  .
- $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis //.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis (avec  $\rho \geq 0,4$ ).

Avec :  $L_x$  : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

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

✓ **Critère de résistance au coupe-feu**

- $e \geq 7\text{cm}$  .....pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ ..... pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$  .....pour trois heures de coupe-feu.

➤ **Dalle (D1) sur trois appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{4.1} = 0.3 < 0,4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \\ 2,67 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

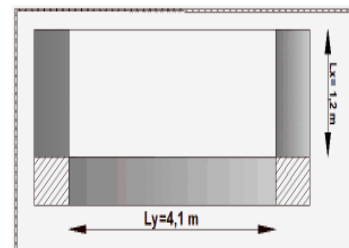


Figure II.4. Schéma de dalle plein sur 3appuis

➤ **Dalle (D2) sur deux appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{2.15} = 0.58 > 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \\ 3,57 \text{ cm} \leq e \leq 4,17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

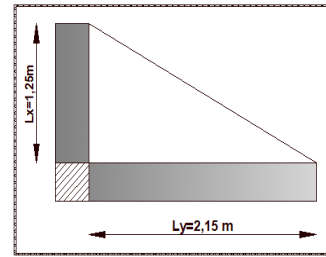


Figure II.5. Schéma de dalle pleine sur 2 appuis

➤ Dalle (D3) sur deux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{2.4} = 0.56 > 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \\ 3,86 \text{ cm} \leq e \leq 4,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

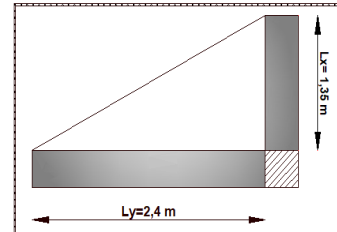


Figure II.6. Schéma de dalle pleine sur 2 appuis

➤ Dalle (D4) sur trois appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{4.25} = 0,37 < 0,4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \\ 3,56 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

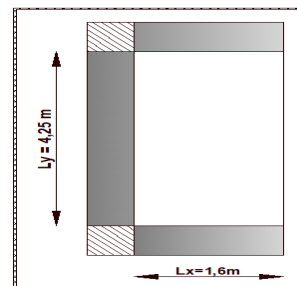


Figure II.7. Schéma de dalle pleine sur 3 appuis

➤ Dalle (D5) sur quatre appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.25}{4.25} = 0,76 > 0,4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \\ 7.22 \text{ cm} \leq e \leq 8.12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

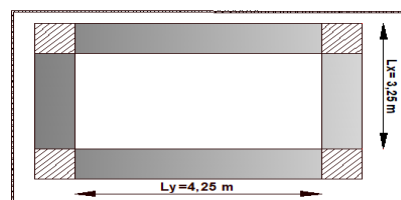


Figure II.8. Schéma de dalle pleine sur 4 appuis



On voit bien que pour ces dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui déterminant.

Pour cela on opte une épaisseur de **12 cm** pour ensemble de ces dalles.

### II.3. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

Avec :  $L_{\max}$  : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

#### II.3.1. Poutre principale (PP)

On a  $L_{\max} = (4.80 - 0.3) = 4.5$  m

Donc,  $\frac{450}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 45 \text{ cm}$

Alors, on prend  $\begin{cases} h_{pp} = 35 \text{ cm} \\ b_{pp} = 30 \text{ cm} \end{cases}$

#### ❖ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

✓  $b_{pp} = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.

✓  $h_{pp} = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.

✓  $\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = 1,167 < 4$ , vérifiée.

#### II.3.2. Poutre secondaire (PS)

On a  $L_{\max} = (4,6 - 0,3) = 4,3$  m.

Donc,  $\frac{430}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,67 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 43 \text{ cm}$

Alors, on prend  $\begin{cases} h_{ps} = 30 \text{ cm} \\ b_{ps} = 30 \text{ cm} \end{cases}$

#### ❖ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

✓  $b_{ps} = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.

✓  $h_{ps} = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.

✓  $\frac{h_{ps}}{b_{ps}} = 1 < 4$ , vérifiée.

Donc, les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

### II.4. Pré dimensionnement des voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1)  $e \geq h_e / 20$  pour les voiles simples tel que

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

3)  $L \geq 4.e$

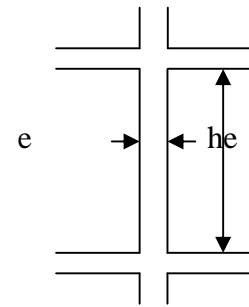
- Avec :
- L : la largeur du voile.
  - $h_e$  : hauteur libre d'étage.
  - e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

Hauteur RDC et autres niveaux :  $306-20 = 286$  cm

Hauteur sous-sol :  $255-20 = 235$  cm

-Pour le RDC et autres niveaux :  $h = 286$  cm  $\Rightarrow e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e = 14,3$  cm



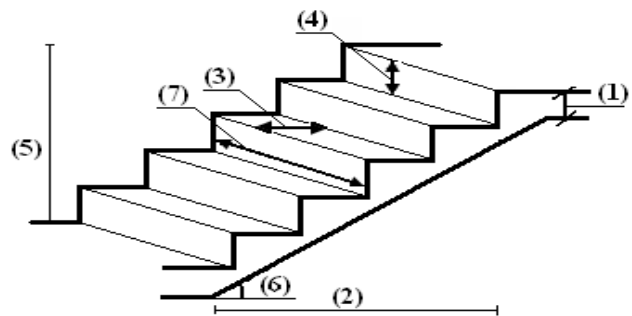
**Figure II.9.** Coupe d'un voile

-Pour sous -sol :  $h = 235$  cm  $\Rightarrow e \geq \frac{235}{20} \Rightarrow e = 11,75$  cm

Au final on prend  $e = 15$  cm

**II.5. Pré dimensionnement des escaliers**

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos).
- (2) : L (projection horizontale de paillasse).
- (3) : g (Giron) largeur de la marche.
- (4) : h (Hauteur de la contre marche).
- (5) : H (Hauteur de la volée).
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse).



**Figure II.10.** Schéma de l'escalier

**II.5.1. Dimensionnement**

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

- La hauteur **h** des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur **g** se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$

Or :  $g = \frac{L}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{n}$

$$\left\{ \begin{array}{l} n: \text{nombre de contre marches est donner par } n = \frac{H}{h} \\ n - 1 : \text{nombre de marches.} \end{array} \right.$$

➤ Type 1 escalier droit à 2 volées (RDC et étage courant)

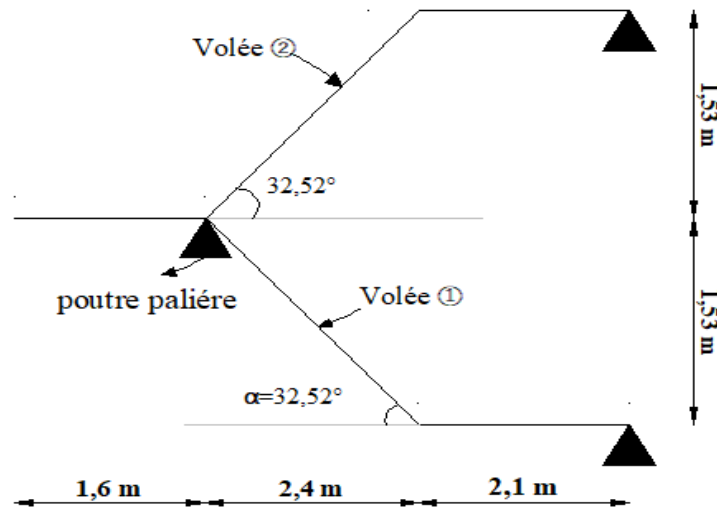


Figure II.11. Schéma statique escalier à 2 volées RDC et étage courant

Nous avons d'après le schéma statique  $H = 1,53\text{m}$  et  $L = 2,4\text{m}$ .

En fixant la hauteur des contres marches  $h$  à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marches}$$

Donc le nombre de marche  $(n-1) = 8$  marches

Donc :

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

Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2,85 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 4,95 \text{ m (L': longueur développée de l'appuis jusqu'à l'appuis)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 16,5 \text{ cm} \leq e \leq 24,75 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est :  $e = 17 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

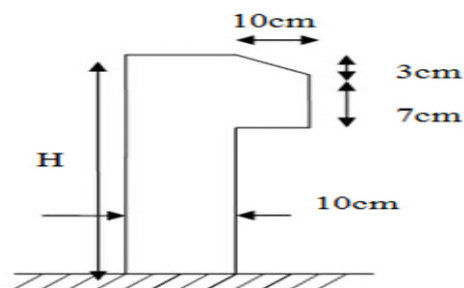
### II.6.L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une ore sismique  $F_p$ .

Terrasse inaccessible : H=60 cm

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{(0,1 \times 0,03)}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$



**Figure II.13.** Coupe de l'acrotère

### II.7.Evaluation des charges et des surcharges

**Tableau II.1.** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0,05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Planches à corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,60</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

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

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0,05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Dalle pleine	0,12	25	3
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,75</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau II.3.** Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Planches à corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,48</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau II.4.** Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Plancher à dalle pleine	0,12	25	3
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,63</b>

<b>Charge d'exploitation Q</b>	<b>1,5</b>
--------------------------------	------------

**Tableau II.5.** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Cloisons	/	/	1
5	Planche à corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,28</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau II.6.** Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Cloison	/	/	1
5	Dalle pleine	0,12	25	3
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,43</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

**Tableau II.7.** Evaluation des charges de mur extérieur et séparation entre appartement

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0,015	18	0,27
2	Brique creuse de 15cm	0,015	/	1,3
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0,01	/	0,9
5	Enduit plâtre intérieure	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>2,67</b>

Tableau II.8. Evaluation des charges de volée d'étages habitation

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Type 1	
					Volée 1	Volée 2
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0,4	0,4
		Vertical	0,02×0,17/0.3	20	0,23	0,23
2	Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,4	0,4
		Vertical	0,02×0,17/0.3	20	0,23	0,23
3	Marche		$h/2=0.17/2$	22	1,87	1,87
4	Dalle pleine		$0,17/\cos(\alpha)$	25	5.04	5.04
5	Enduit de ciment		$0,015/\cos(\alpha)$	18	0,32	0,32
6	Garde de corps		/	/	0,6	0,6
<b>Charge permanent G</b>					<b>9,09</b>	<b>9,09</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>					<b>2,5</b>	<b>2,5</b>

Tableau II.9. Evaluation des charges de palier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.17	25	4.25
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,68</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2.5</b>

Tableau II.10. Evaluation des charges de l'acrotère

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.54	2.265	1

## II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs chargé pour reprendre les efforts issus des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations et reprendre les actions

horizontales dues aux séismes et aux vents lorsqu'ils sont associés à des poutres et former des cadres ou des portiques.

Leurs pré dimensionnement se fait selon trois critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions de RPA99/2003.

On fixe les dimensions préliminaires des poteaux comme suit

**Tableau II.11.**Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b× h)cm <sup>2</sup>	Poids propre g (KN) g = h b H <sub>e</sub> γ <sub>c</sub> pour Les poteaux Rectangulaire
Sous-sol	50 × 55	17,53
RDC	45 × 50	17,21
Etages 1	40 × 45	13,77
Etages 2 et 3	35 × 40	10,71
Etages 4 et 5	30 × 35	8,03
Etages 6 et 7	30 × 30	6,88

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique du béton.

H<sub>e</sub> : hauteur du poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} H_e = 3,06 \text{ m pour le RDC et le reste des étages} \\ H_e = 2,55 \text{ pour le sous - sol} \end{array} \right.$$

### II.8.1.Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) depuis leurs point d'application jusqu'à la fondation.

En effectuera la descente de charge pour le poteaux **PE2**(a une grande surface afférente) et poteaux **PD1**(au niveau de la cage d'escalier).

#### ❖ La loi de dégression des charges : (DTRB.C.2.2)

Soit Q<sub>0</sub> la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>...Q<sub>n</sub> les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- sous la terrasse : Q<sub>0</sub>.
- sous le 7<sup>ème</sup> étage : Q<sub>0</sub>+Q<sub>1</sub>.
- sous le 6<sup>ème</sup> étage : Q<sub>0</sub>+0.95\*(Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>).
- sous le 5<sup>ème</sup> étage : Q<sub>0</sub>+0.90\*(Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>).
- sous le 4<sup>ème</sup> étage : Q<sub>0</sub>+0.85\*(Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>+Q<sub>4</sub>).
- sous le 3<sup>ème</sup> étage : Q<sub>0</sub>+0.8\*(Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>+Q<sub>4</sub>+Q<sub>5</sub>).
- Pour n étage (n ≥ 5) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$ .

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.



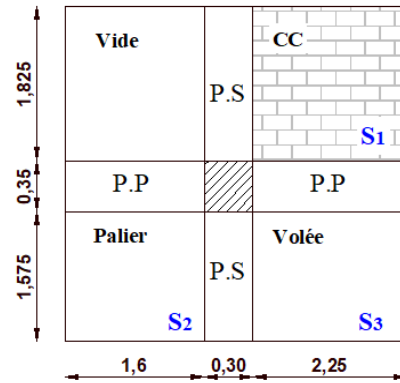
**II.8.2) Pré dimensionnement du poteau (PD1)**

❖ Surfaces afférentes du sous sol

$$S_1 = 2,25 \times 1,825 = 4,106 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,6 \times 1,575 = 2,52 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,25 \times 1,575 = 3,54 \text{ m}^2$$



**Figure II.13.** Surfaces afférentes du sous sol

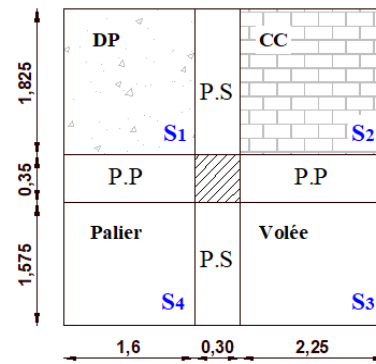
❖ Surfaces afférentes du RDC à 5<sup>ème</sup> étage

$$S_1 = 1,6 \times 1,825 = 2,92 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,25 \times 1,825 = 4,106 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,25 \times 1,575 = 3,54 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,6 \times 1,575 = 2,52 \text{ m}^2$$



**Figure II.14.** Surfaces afférentes du RDC à 5<sup>ème</sup> étage

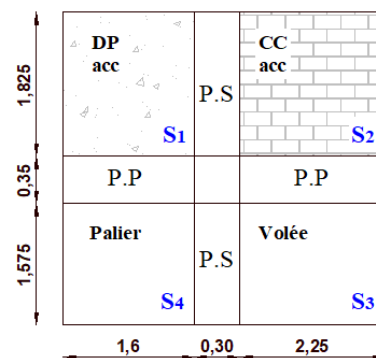
❖ Surfaces afférentes du 6<sup>ème</sup> étage

$$S_1 = 1,6 \times 1,825 = 2,92 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,25 \times 1,825 = 4,106 \text{ m}^2$$

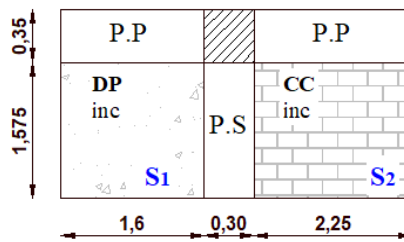
$$S_3 = 2,25 \times 1,575 = 3,54 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,6 \times 1,575 = 2,52 \text{ m}^2$$



**Figure II.15.** Surfaces afférentes du 6<sup>ème</sup> étage

❖ Surfaces afférentes de la toiture



$$S_1 = 1,6 \times 1,575 = 2,52 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,25 \times 1,575 = 3,54 \text{ m}^2$$

Figure II.16. Surfaces afférentes de la toiture

❖ Poids des poutres du sous-sol à 6<sup>ème</sup> étage

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

$$G_{ps} = \gamma_c \times h_{ps} \times b_{ps} \times L_{ps} .$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,85 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,4 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 13,475 \text{ KN} \\ g_{ps} = 8,925 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 22,4 \text{ KN}$$

❖ Poids des poutres de toiture

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,85 \text{ m} \\ L_{ps} = 1,575 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 13,475 \text{ KN} \\ g_{ps} = 4,134 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 17,61 \text{ KN}$$

❖ Poids des murs

$$G_{murs} = P_{murs} \times h_{murs} \times L_{murs}$$

T.I : terrasse inaccessible

PP : poutre principale.C.C : corps creux.

T.A : terrasse accessible.

PS : poutre secondaire.

Tableau II.14.Evaluation de la descente de charge de poteau P<sub>D1</sub>

Etage	Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q(KN)
étage 7	0	Plancher TI	42,29	6,064
		Poutres	22,4	
		acrotère	6,42	
		poteaux	6,88	
Total	/	/	77,99	6,064
étage 6	1	Venant 7	77,99	28,619
		Plancher	45,96	
		poutres	22,4	
		Poteaux	6,88	
		Murs	29,71	
Total	/	/	229,46	34,683

étage 5	2	Venant 6	229,46	28,619
		Plancher	37,539	
		poutres	22,4	
		Poteaux	8,03	
		Murs	49,41	
		Escalier	46,52	
		Potelet	3,06	
Total	/	/	396,419	60,44
étage 4	3	Venant 5	396,419	28,619
		Plancher	37,539	
		poutres	22,4	
		Poteaux	8,03	
		Murs	56,60	
		Escalier	46,52	
		Potelet	3,06	
Total	/	/	570,56	83,33
étage 3	4	Venant 4	570,56	28,619
		Plancher	37,539	
		poutres	22,4	
		Poteaux	10,71	
		Murs	56,6	
		Escalier	46,52	
		Potelet	3,06	
Total	/	/	747,389	103,36
étage 2	5	Venant 3	747,389	28,619
		Plancher	37,539	
		poutres	22,4	
		Poteaux	10,71	
		Murs	56,6	
		Escalier	46,52	
		Potelet	3,06	
Total	/	/	924,218	120,54
étage 1	6	Venant 2	924,218	28,619
		Plancher	37,539	
		poutres	22,4	
		Poteaux	13,77	
		Murs	56,60	
		Escalier	46,52	
		Potelet	3,06	
Total	/	/	1104,107	134,85
RDC	7	Venant 1	1104,107	28,619
		Plancher	37,539	
		poutres	22,4	
		Poteaux	17,21	
		Murs	56,6	
		Escalier	46,52	
Total	/	/	1284,376	149,159
		Venant RDC	1284,376	

Sous sol	8	Plancher	21,679	28,619
		poutres	22,4	
		Poteaux	17,53	
		Murs	56,60	
		Escalier	46,52	
Total	/	/	1449,11	163,46
			G = 1449,11 KN	Q = 163,46 KN
		ELU	1,35G=1956,29 KN	1,5Q= 245,2 KN
	Effort normal à la base du poteau		Nu= 2201,49 KN	

### II.8.2. Pré dimensionnement du poteau ( $P_{E2}$ )

**Tableau II.15.** Evaluation de la descente de charge de poteau  $P_{E2}$

Étage	Niveau	Élément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q(KN)
étage 6	0	Plancher T.A	50,85	11,77
		Poutres	19,85	
		Poteaux	6,88	
		Murs	22,11	
Total	/	/	99,69	11,77
étage 5	1	Venant 6	99,69	16,01
		Plancher	44,72	
		poutres	19,85	
		Poteaux	8,03	
		Murs	19,7	
Total	/	/	191,99	27,78
étage 4	2	Venant 5	191,99	16,01
		Plancher	44,72	
		poutres	19,85	
		Poteaux	8,03	
		Murs	16,64	
Total	/	/	281,23	42,19
étage 3	3	Venant 4	281,23	20,91
		Plancher	101,74	
		poutres	25,42	
		Poteaux	10,71	
		Murs	16,35	
Total	/	/	435,45	59,41
étage 2	4	Venant 3	435,45	25,5
		Plancher	89,67	
		poutres	25,42	
		Poteaux	10,71	
		Murs	18,51	
Total	/	/	579,76	78,44
étage 1	5	Venant 2	579,76	25,5
		Plancher	89,67	
		poutres	25,42	

		Poteaux	13,77	
		Murs	14	
Total	/	/	722,62	94,91
RDC	6	Venant 1	722,62	25,5
		Plancher	89,67	
		poutres	25,42	
		Poteaux	17,21	
		Murs	12	
Total	/	/	866,92	108,84
Sous-sol	7	Venant RDC	866,92	29,83
		Plancher	90,33	
		poutres	25,42	
		Poteaux	17,53	
		Murs	31,38	
Total	/	/	1031,58	125,53
			G = 1031,58 KN	Q = 125,53 KN
		ELU	1,35G=1392,633 KN	1,5Q= 188,3KN
	Effort normal à la base du poteau		Nu=1580,933 KN	

**En résumé**

$$Nu (P_{E2}) = 1580,933 \text{ KN}$$

$$Nu (P_{D1}) = 2201,49 \text{ KN}$$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort Nu comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 10 \% \dots \text{ poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.} \\ 15 \% \dots \text{ poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$Nu = 1,1 Nu$$

$$Nu(P_{E2}) = 1,1 \times 1580,933 = 1739,026 \text{ KN.}$$

$$Nu(P_{D1}) = 1,1 \times 2201,49 = 2421,64 \text{ KN.}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (PD1) au niveau de la cage d'escalier.

**II.8.3) Vérifications****II.8.3.1) Vérification des poteaux (P<sub>D1</sub>)****a) Vérification à la compression simple**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

**❖ Exemple de calcul****✓ Vérification du poteau de RDC**

✓ On a :  $B = 0,5 \times 0,45 = 0,225 \text{ m}^2$

$$B \geq \frac{2153,42 \times 10^{-3}}{14,2} \geq 0,15 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{adopté}} = 0,225 \text{ m}^2 > B_{\text{calculé}} = 0,15 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

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

**Tableau II.16.** Résultats de la vérification à la compression simple ( $P_{D1}$ )

Niveaux	1.1Nu(KN)	Comparaison ( $B^{\text{adop}} \geq B^{\text{cal}}$ )		Comparaison ( $B^{\text{adop}} \geq B^{\text{calc}}$ )
		$B^{\text{adop}}(\text{m}^2)$	$B^{\text{cal}}(\text{m}^2)$	
7 <sup>ème</sup> étage	125,82	0,09	0,0088	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	397,97	0,09	0,028	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	688,41	0,105	0,048	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	984,78	0,105	0,069	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1280,42	0,14	0,09	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1571,36	0,14	0,11	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1862,12	0,18	0,13	Vérifiée
RDC	2153,42	0,225	0,15	Vérifiée
Sous-sol	2421,64	0,275	0,17	Vérifiée

**b) Vérification au flambement**

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

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda < 70$$

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

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

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $l_f = 0,7 \times l_0$  : la longueur de flambement.

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

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

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

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

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

❖ Exemple de calcul

✓ Vérification du poteau de RDC

On a :  $L_0 = 3,06 \Rightarrow l_f = 2,142m$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,13} = 16,48 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{16,48}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$B_{rcal} \geq \frac{2153,42 \times 10^{-3}}{0,81 \times \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,12 m^2$$

Tableau II.17. Résultats de la vérification au flambement ( $P_{D1}$ )

Niveaux	$1.1N_u$ (KN)	$\lambda$	$\alpha$	$(B_r \geq B_{rcal})$		Observation
				$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_{rcal}$ (m <sup>2</sup> )	
7 <sup>ème</sup> étage	125,82	24,62	0,77	0,0784	0,0074	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	397,97	24,62	0,77	0,0784	0,023	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	688,41	24,9	0,77	0,0924	0,04	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	984,78	24,9	0,77	0,0924	0,058	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1280,42	21,21	0,79	0,1254	0,073	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1571,36	21,21	0,79	0,1254	0,09	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1862,12	18,63	0,8	0,1634	0,106	Vérifiée
RDC	2153,42	16,48	0,81	0,2064	0,12	Vérifiée
Sous-sol	2421,64	12,39	0,82	0,2544	0,13	Vérifiée

**Conclusion**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- ✓ Poutres principales :  $(35 \times 40)$  cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutres secondaires :  $(30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>
- ✓ plancher à corps creux  $(16+4)$  cm
- ✓ dalle pleine  $\begin{cases} e = 15\text{cm pour la dalle d'ascenseur} \\ e = 12\text{ cm pour le reste des dalles pleines} \end{cases}$
- ✓ épaisseur des paillasse :  $e = 17$  cm
- ✓ épaisseur des voiles :  $e = 20$ cm

**Tableau II .18.** Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b× h)cm <sup>2</sup>
Sous-sol	50× 55
RDC	45 × 50
Etages 1	40 × 45
Etages 2 et 3	35× 40
Etages 4et 5	35 × 30
Etages 6et 7	30 × 30



### III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants

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

### III.2. ETUDES DES PLANCHERS

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- ✓ Planchers à corps creux .
- ✓ Planchers à dalle pleines.

#### III.2.1. Planchers à corps creux

##### III.2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode RDM (méthode des sections)

##### a) Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- ✓ Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \text{Min}(2G, 5 \frac{KN}{m^2})$ .
- ✓ Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ .
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont constants sur tout le long des travées.
- ✓ Fissuration peu nuisible FPN.

##### a.1) Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à un chargement q.

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

##### a.1.1) Moment sur appuis

- **Appui de rive** : Les moments sur les appuis de rives sont nuls Cependant, nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de  $(-0.15M_0)$  selon le **BAEL 91/99**.

- **Appuis intermédiaires**

Les moments sont de l'ordre :

- (-0.6M<sub>0</sub>) : pour une poutre sur trois (03) appuis.
- (-0.5M<sub>0</sub>) : pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- (-0.4M<sub>0</sub>) : pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

✓ M<sub>0</sub> : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

**a.1.2) Moments en travées**

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

$$M_{ti} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 & \text{travée de rive} \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 & \text{travée intermédiaire} \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

-M<sub>g</sub> : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.

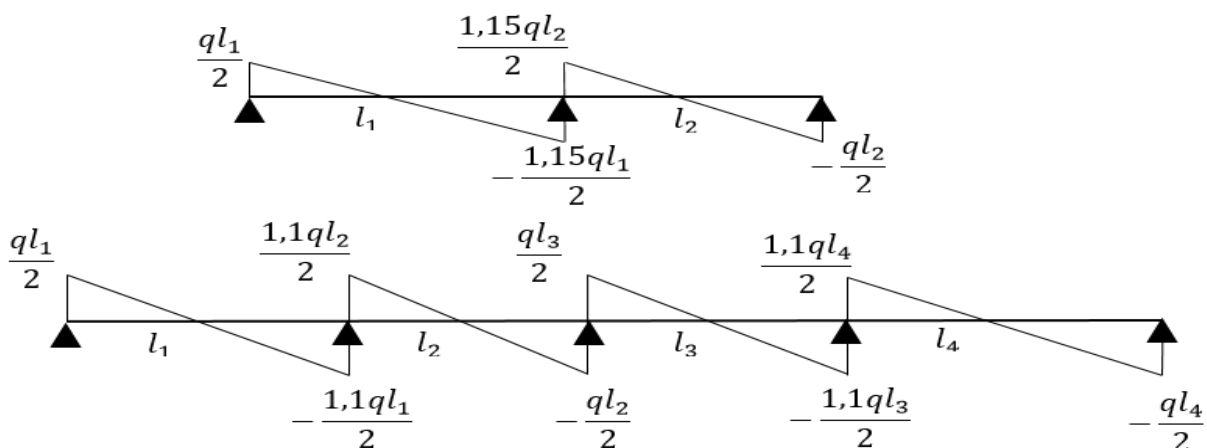
- M<sub>d</sub> : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

- M<sub>0</sub> : moment isostatique max dans la travée considérée.

**a.1.3) Evaluation des efforts tranchants**

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

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



**Figure III .1.**Diagramme des efforts tranchants pour des poutrelles

III.2.1.2.Types de poutrelles

On distingue quatre types des poutrelles dans notre plancher montrés dans le tableau

Tableau III .1. Types de poutrelles

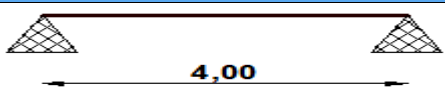
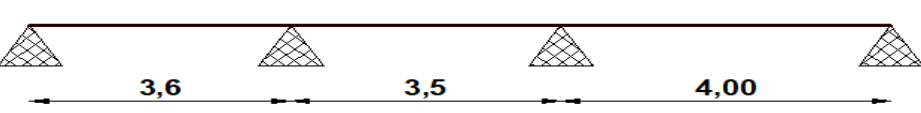
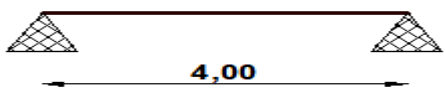
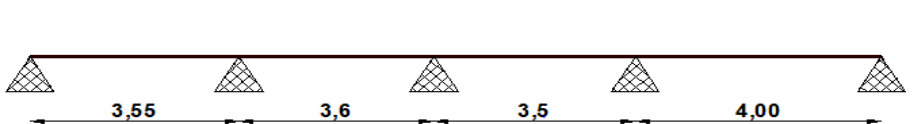
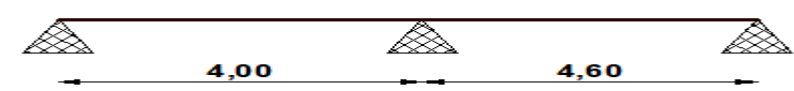
Niveau	Type	Schémas statiques des poutrelles
T.I	Type1	
	Type2	
T.A	Type1	
	Type2	
Etage Courant	Type3	

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

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	cause	Méthode adoptée
2 et 3	Vérifiées	$\begin{cases} Q \leq \text{Min}(2G, 5 \frac{KN}{m^2}) \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25 \\ \text{F. P. N} \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Méthode forfaitaire
1	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RD

III.2.1.3.Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\begin{cases} ELU: P_u = 1,35G + 1,5Q \text{ et } q_u = 0,65 \times P_u \\ ELS: P_s = G + Q \text{ et } q_s = 0,65 \times P_s \end{cases}$$

Tableau III .3. Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,6	1	10,41	6,767	7,6	4,94
Terrasse accessible	6,48	1,5	10,99	7,15	7,98	5,19
Etages courants	5,28	1,5	9,378	6,096	6,78	4,407

III.2.1.4.Exemple illustratif poutrelle étage courant

Pour l’étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, sur la méthode forfaitaire, soit le type du planche étage courant

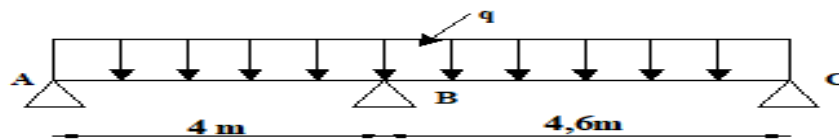


Figure III .2.Schéma statique de la poutrelle type 3.

a) Calcul des sollicitations

a.1) Moment isostatique

$$ELU: \begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6,096 \times 4^2}{8} = 12,192 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée AB} \\ M_0^{BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6,096 \times 4,6^2}{8} = 16,12 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée BC} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,407 \times 4^2}{8} = 8,814 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée AB} \\ M_0^{BC} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,407 \times 4,6^2}{8} = 11,66 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée BC} \end{cases}$$

✓ On prend : M<sub>0</sub> = max (M<sub>0</sub><sup>AB</sup>; M<sub>0</sub><sup>BC</sup>)

❖ Moment en appuis

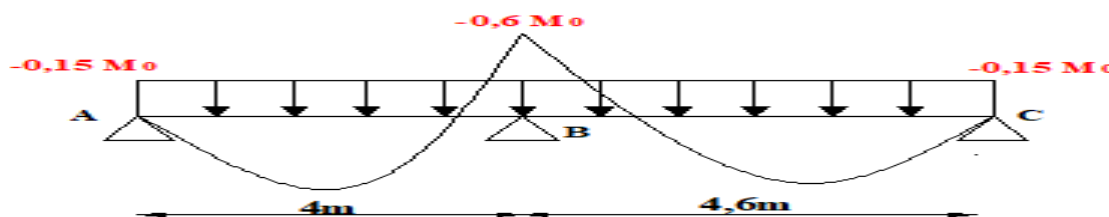


Figure III 3. Diagramme des moments d’une poutre à 2 travées.

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

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le **BAEL 91/99** nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal :  $M_a^{rive} = -0,15M_0$

Avec :

$$M_0 = \max (M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

donc: 
$$\begin{cases} ELU: M_u^{rive} = -2,418 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{rive} = -1,749 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Appuis intermédiaires**

$$M_a^{inter} = -0,6M_0 \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_u^{inter} = -9,672 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{inter} = -6,996 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_{ti} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

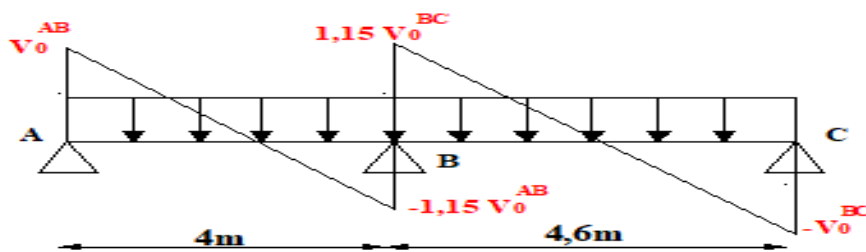
$$M_{ti} \geq \begin{cases} \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 & \text{travée de rive} \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 & \text{travée intermédiaire} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,28} = 0,22$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,066 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,766M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,633M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où  $M_t = 0,766M_0 \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 12,35 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 8,93 \text{ KN.m} \end{cases}$

**a.2) Evaluation des efforts tranchants**



**Figure III .4.** Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a :  $V_0 = \frac{ql}{2}$  : effort tranchant isostatique.

Travée AB :  $\begin{cases} V_A = 12,192 \text{ KN} \\ V_B = -14,02 \text{ KN} \end{cases}$  ; Travée BC :  $\begin{cases} V_B = 16,12 \text{ KN} \\ V_C = -14,02 \text{ KN} \end{cases}$

**b) Ferrailage des poutrelles****b.1) Ferrailage longitudinal**

Le calcul des armatures se fait pour une section en T à la F.S.

**Données :**

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = 12,35 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -9,672 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2,418 \text{ KN.m} \\ V = -14,02 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_t = 8,93 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -6,996 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1,749 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

**b.1.1) Ferrailage en travée**

$M_{Tu}$  : Moment équilibré par la table de compression

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 (d - h_0 / 2) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - (0,04 / 2))$$

$$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01235 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01235}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0413 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne : } A_t = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2(0,0413)}] = 0,053$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - (0,4 \times 0,053)) = 0,176$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01235}{0,176 \times 348} = 2,016 \text{ cm}^2$$

**✓ Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min}^t = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min}^t = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,016 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b.1.2) Ferrailage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

✓ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,009672}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,210 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot } B$$

On a,  $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$

$\mu_{bu} = 0,210 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$

$A_a^{inter} = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{st}}$  avec  $\Rightarrow \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,298 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,158 \text{ m} \end{cases}$

$A_a^{inter} = \frac{0,009672}{0,158 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$

✓ **Appui de rive**

$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,002418}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,052 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$

Donc :  $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Ce qui donne :  $A_t = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{st}}$

$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0,052)}] = 0,067$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - (0,4 \times 0,067)) = 0,175 \text{ m}$

$A_t = \frac{0,002418}{0,175 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_{min}^t = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$A_{min}^t = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**b.1.3) Choix des barres**

**En travée :**..... $A = 2,016 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 3HA12= 3,39  $\text{cm}^2$

**En appui intermédiaire :**..... $A = 21,76 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 2HA12=2,26 $\text{cm}^2$

**En appui de rive :**..... $A = 0,39 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA10 = 0,79  $\text{cm}^2$

**b.2) Ferrailage transversal**

$\phi_t \geq \min(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm})$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où,  $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**c) Vérification aux états limites (ELU et ELS)****c.1) Vérifications à l'ELU****c.1.1) Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{(b_0 \times d)} \Rightarrow \tau_u = \frac{14,02 \times 10^{-3}}{(0,1 \times 0,18)} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \tau = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \tau \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

**c.1.2) Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales  $S_t$  est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

- $S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 26,43 \text{ cm}$

D'où,  $S_t = 15 \text{ cm}$

**c.1.3) Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$** ✓ **Appui de rive**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 14,02 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{\min} \geq 0,403 \text{ cm}^2$$

$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2 > A_l^{\min} = 0,403 \text{ cm}^2 \dots \dots$  condition vérifiée.

✓ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 14,02 \times 10^{-3} - \frac{9,672 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,31 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$  Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Donc, pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

**c.1.4) Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0,9d; (30 - 4)\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 14,02 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  la condition est vérifiée

**c.1.5) Vérification de la jonction table nervure**

$$\sigma_1^u = \frac{b_1 V_u}{0,9 b h_0 d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } : b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma_1^u = 0,915 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.



**c.2) Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes
- ✓ Vérification de la flèche

**c.2.1) Vérification des contraintes****c.2.1.1) En travée**

- ✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15(d - h_0) = -191,9 \text{ cm}^3 < 0$$

Vérification des contraintes pour une section T.

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ **Calcul de y et I**

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

$$5y^2 + 270,85y - 1355,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 316,96 \Rightarrow y = \mathbf{4,611 \text{ cm}}$$

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

$$\mathbf{I = 11235,57 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{8,93 \times 10^{-3}}{11235,57 \times 10^{-8}} = 0,04611$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_b = 3,66 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c.2.1.2) En appui intermédiaire**

- ✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,55 \Rightarrow y = \mathbf{8,16 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow \mathbf{I = 5093,51 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{6,996 \times 10^{-3}}{5093,51 \times 10^{-8}} = 0,0816$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_b = 11,21 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## c.2.2) Vérification de la flèche

## ✓ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$\begin{cases} l = 4,6m \\ M_0^s = 11,66 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 8,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15M_0} \Leftrightarrow 0,043 < 0,051 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A}{b_0d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow 0,018 > 9 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque la première et la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

$\Delta f$  : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (fgv - fji) + (fpi - fgi) \dots \dots \dots \text{BAEL91révisé 99}$$

$$\begin{cases} G = 5,28 \text{ KN/m}^3 \\ j = G - G^{\text{revêtement}} = 3,85 \text{ KN/m}^3 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^3 \\ P = G + Q = 6,78 \text{ KN/m}^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = 7,67 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 5,59 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 9,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients  $\lambda$ ,  $\mu$ Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05bf_{t28}}{(2b+3b_0)\rho} = 2,265 \\ \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 0,906 \end{cases} \text{ avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0d} = 0,019$$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g}{I} (d - y) = 137,07 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j}{I} (d - y) = 99,89 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p}{I} (d - y) = 176,19 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} y = 0,0458 \text{ m} \\ I = 11239 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

✓ Calcul des  $\mu$ 

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,71 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,62 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,76 \end{cases}$$

## ✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

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

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

$$y_G = 7,13 \text{ cm} \quad \Rightarrow I_0 = 20400 \text{ cm}^4$$

## Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8603,28 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9333,28 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8245,75 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13655,78 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10E_v I_{f_{gv}}} = 10,98 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \frac{l^2}{10E_i I_{f_{ji}}} = 3,9 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \frac{l^2}{10E_i I_{f_{pi}}} = 7,79 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10E_i I_{f_{gi}}} = 5,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,07 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{460}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée  $\Rightarrow A_{travée} = 3,39 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau III .4. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles

Niveau	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	-2,68	-6,767	17,897	14,887	-1,95	-4,94	13,066
Terrasse accessible	-2,14	-7,149	14,296	15,727	-1,556	-5,187	10,37
Etage courant	-2,418	-9,672	12,35	14,02	-1,749	-6,996	8,93

- ✓ On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent ( l'étage courant), les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau III .5. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveau	Position	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Travée	17,897	0,059	0,077	0,174	2,954	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui inter	-6,767	0,147	0,199	0,165	1,178	0,217	2HA12=2,26
	Appui de rive	-2,68	0,058	0,075	0,174	0,442	0,217	1HA10 = 0,79
Terrasse accessible	Travée	14,296	0,049	0,064	0,175	2,44	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui inter	-7,149	0,155	0,212	0,164	1,252	0,217	2HA12=2,26
	Appui de rive	-2,14	0,046	0,059	0,175	0,349	0,217	1HA10 = 0,79
Etage courant	Travée	12,35	0,041	0,053	0,176	2,016	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui inter	-9,672	0,210	0,298	0,158	1,76	0,217	2HA12=2,26
	Appui de rive	-2,418	0,052	0,067	0,175	0,39	0,217	1HA10 = 0,79

#### Remarque

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :  
 $A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$

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

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

Tableau III .6. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau u < \tau$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0,267ab0$ $fc28$ (KN)	Jonction $\sigma_1^u \leq \tau$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d})$		
T.I	0,83 < 3,33	4,52 > 0,43	5,65 > -0,773	14,88 < 108,135	0,97 < 3,33
T.A	0,87 < 3,33	4,52 > 0,45	5,65 > -0,816	15,73 < 108,135	1,027 < 3,33
Etage courant	0,78 < 3,33	4,52 > 0,403	5,65 > -1,31	14,02 < 108,135	0,915 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III .7. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Position	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	Contraintes $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
T.I	Travée	17,896	3,39	4,61	11235,57	5,36 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,767	2,26	8,165	5093,51	10,47 < 15	Vérifiée
T.A	Travée	14,296	3,39	4,61	11235,57	4,26 < 15	Vérifiée
	Appui	-7,149	2,26	8,16	5093,51	8,31 < 15	Vérifiée
Etage courant	Travée	12,35	3,39	4,61	11235,57	3,66 < 15	Vérifiée
	Appui	-9,672	2,26	8,16	5093,51	11,21 < 15	Vérifiée

Tableau III.8. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Terrasse Inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant
L (m)	4,6	4	4.6
$qj$ (KN/m)	2.5	2.5	2.5
$qg$ (KN/m)	4.29	4.21	3.43
$qp$ (KN/m)	4.94	5.19	4.41
$M_{ser}^j$ (KN.m)	5.59	4.23	5.59
$M_{ser}^g$ (KN.m)	9.59	7.12	7.67
$M_{ser}^p$ (KN.m)	11.05	8.78	9.86
I ( $cm^4$ )	11239	11239	11239
IO ( $cm^4$ )	20405	20405	20405
$\lambda i$	2.265	2.265	2.265
$\lambda v$	0.906	0.906	0.906
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	171.91	127.56	137.44
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	100.18	75.75	100.18
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	197.95	157.25	176.71

$\mu_j$	0.62	0.53	0.63
$\mu_g$	0.76	0.69	0.76
$\mu_p$	0.78	0.74	0.79
$I_{fji}(cm^4)$	9344.3	10209	9344.3
$I_{fgi}(cm^4)$	8276.9	8788.2	8644.4
$I_{fpi}(cm^4)$	8086.7	8412.7	8237.4
$I_{fgv}(cm^4)$	13323	13842	13698
$f_{ji}(mm)$	3.9	2.04	3.9
$f_{gi}(mm)$	7.56	3.99	5.8
$f_{pi}(mm)$	8.9	5.146	7.8
$f_{gv}(mm)$	14.09	7.61	10.96
$\Delta f (mm)$	11.53	6.72	9.07
$f_{adm}(mm)$	9.2	8	9.2
Observation	N . Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée au niveau de terrasse inaccessible  $\Rightarrow$  On doit augmenter la section de ferrailage  $A_t = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

Tableau III.9. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux

Type	travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
T.A Etage Habitation			
T.I			

III.2.1.5. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3)

La dalle de compression est ferrillée dans les 2 sens A $\perp$  et A//.

➤ Barres perpendiculaire( $\perp$ ) aux poutrelles

50 cm  $\leq$  ente axe entre les poutrelles  $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ , donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓  $l_0 = 65 \text{ cm}$ .

✓  $f_e = 500 \text{ MPa}$ . Car c'est du treillis soudés.

**A.N**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ **Barres parallèle (//) aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

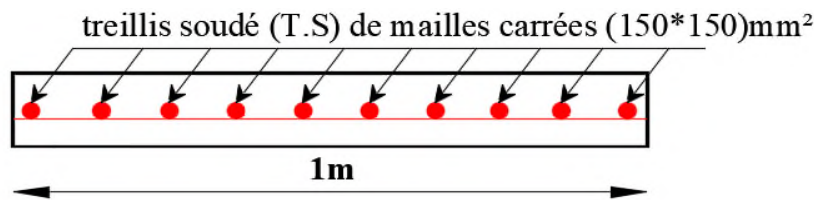
**A.N**

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{avec } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés  $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{array} \right. \quad \text{.....CBA93}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 25\text{cm} \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{.....CBA93}$$



**Figure III .5.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression

**III.2.2. Étude des dalles pleines**

**III.2.2.1.Introduction**

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

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho \leq 0,4 \\ \rho > 0,4 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{array}$$

❖ **Calcul des moments**

**En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0,85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{pour les travées de rive.} \\ \text{pour les travées de rive intermédiaires.} \end{array}$$

**Au niveau des appuis**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0,3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0,5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

III.2.2.2. Données de différentes dalles (annexe 1)

D : dalle pleine

Tableau III .10. Données des différents types de dalle pleine

Types	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
D1	1,2	4,1	0,3	/	/	/	/
D2	1,25	2,15	0,58	/	/	/	/
D3	1,35	2,4	0,56	/	/	/	/
D4	1,6	4,25	0,37	/	/	/	/
D5	3,25	4,25	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580

III.2.2.3. Exemple illustratif dalle plein (type D1) sur trois appuis

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 12 cm. Elle est située au niveau de RDC

$$L_x = 1,2$$

$$L_y = 4,1$$

$$\rho = 0,3$$

$$L_x < \frac{L_y}{2}$$

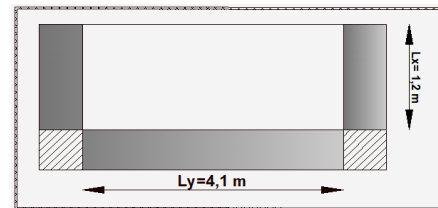


Figure III .6. Schéma de la dalle D1

a) Calcul des sollicitations

On a :  $G = 5,43 \text{ KN/m}^2$

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

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = 11,08 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G + Q) = 7,93 \text{ KN/m}$$

$$\text{Pour } L_x < \frac{L_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases} \begin{cases} V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

Les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant



Tableau III .11. Sollicitations maximales au niveau de la dalle D1

Types	ELU				ELS		
	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
Sens X	19,94	16,95	-9,97	6,6	14,27	12,13	-7,14
Sens Y	3,19	2,71	-9,97	0,17	2,28	1,94	-7,14

**b) Ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple :  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 12\text{cm}$  ;  $d = 9\text{cm}$

**En travée (Sens x-x)**

$$\mu_{bu} = \frac{16,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,147, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0,2.$$

$$Z = 0,083 \text{ m.}$$

$$A_s = (16,95 \times 10^{-3} / 0,083 \times 348) = 5,87 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow \begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho < 0,4 \end{cases}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on choisit: 6HA12/ml = 6,79 cm<sup>2</sup>/ml

**En travée (Sens y-y)**

$$\mu_{bu} = \frac{2,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,023, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0,29.$$

$$Z = 0,089 \text{ m.}$$

$$A_s = (2,71 \times 10^{-3} / 0,089 \times 348) = 0,87 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{min} > A_s$$

Donc on choisit: 4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup>/ml

**En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{9,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,086, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha=0,112.$$

$$Z=0,086 \text{ m.}$$

$$A_s = (9,97 \times 10^{-3} / 0,086 \times 348) = 3,33 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on choisit: 4HA12/ml = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml

### c) Vérification aux états limites (ELU et ELS)

#### c.1) Vérifications à l'ELU

##### c.1.1) Vérification des espacements

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x & St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \\ \text{Sens } y - y & St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \end{cases}$$

##### c.1.2) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$\tau_u = \frac{6,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,073 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition vérifiée, on n'a pas besoin de  $A_t$  dans la dalle.

#### c.2) Vérifications à l'ELS

##### c.2.1) Etat limite de compression de béton et l'état limite d'ouverture des fissures

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)

✓  $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA

✓  $M_{ser}$ : moment max à l'ELS.

✓  $y$ : position de l'axe neutre.

✓  $I$ : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

✓ **Etat limite de compression de béton**

$$Y = \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d \Leftrightarrow 50 y^2 + 101,85 y - 916,65 = 0$$

$$y = 3,38 \text{ cm.}$$

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

$$I = 4504,02 \text{ cm}^4.$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 9,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \sqrt{110 n f_{t28}} \right).$$

$$\sigma_{st} = 227 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

**Remarque**

La condition de la contrainte  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armateurs à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = \frac{12,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 7,43 \times 10^{-3}.$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0,43.$$

$$A_s = \frac{M_s}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s} = \frac{12,13 \times 10^{-3}}{0,09(1-\frac{0,43}{3})201,63} = 7,8 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_s = 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec : } St = 14 \text{ cm}.$$

✓ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0} \right) \times l_x \\ A_t \leq \frac{2b_0 d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

**Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} > 5,1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 7,92 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On doit vérifier la flèche.}$$

**Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} < 17,41 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 \leq 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On doit vérifier la flèche.}$$

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.

Tableau III .12. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	observation
D1	x-x	1,672	0,554	2,042	1,056	2,1 < 2,4	vérifiée
D1	y-y	1,171	0,287	0,570	0,390	1,06 < 8,2	vérifiée

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III .13. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitation							
		ELU					ELS		
		$M_x^{travée}$ (KN.M)	$M_y^{travée}$ (KN.M)	$M_a$ (KN.M)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.M)	$M_y^{travée}$ (KN.M)	$M_a$ (KN.M)
D1		16,95	2,71	9,97	6,6	0,17	12,13	1,94	7,14
D2		1,73	2,3	1,155	1,73	2,46	0,99	1,65	0,5
D3		2,125	2,85	1,063	1,87	2,7	1,51	2,03	0,755
D4		25,52	4,02	9,006	8,7	0,46	18,3	2,9	6,45
D5		8,09	4,27	2,86	17,95	17,95	6,29	4,14	2,22

- ✓ On procède au ferrailage des différents types de dalle de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types D1), les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau III .14. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
D1	X-X	16,95	0,147	0,2	0,083	5,87	0,96	6HA12=6,79cm <sup>2</sup> /ml
	Y-Y	2,71	0,023	0,029	0,089	0,87	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	appui	9,97	0,086	0,112	0,086	3,33	0,96	4HA12=4,52cm <sup>2</sup> /ml
D2	X-X	1,73	0,015	0,019	0,089	0,56	1,16	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	Y-Y	2,3	0,02	0,025	0,089	0,74	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	appui	1,155	0,01	0,012	0,089	0,37	1,16	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
D3	X-X	2,125	0,018	0,023	0,089	0,68	1,17	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	Y-Y	2,85	0,025	0,032	0,089	0,92	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	appui	1,063	0,0092	0,011	0,089	0,34	1,17	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
D4	X-X	25,52	0,22	0,31	0,079	9,28	0,96	7HA14=10,78cm <sup>2</sup> /ml
	Y-Y	4,02	0,035	0,044	0,088	1,31	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	appui	9,006	0,078	0,01	0,089	2,91	0,96	4HA10=3,14cm <sup>2</sup> /ml

D5	X-X	8,09	0,0007	0,0009	0,89	0,26	1,17	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	Y-Y	4,27	0,00037	0,0005	0,89	0,137	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml
	appui	2,86	0,00025	0,0003	0,89	0,092	1,17	4HA8=2,01cm <sup>2</sup> /ml

✓ **Vérification des Dalles aux états limites (ELU et ELS)**

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

**Tableau III .15.** Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Types	$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	obs.	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	obs.
D1	6,6	0,073 < 1,25	vérifiée	0,17	0,0019 < 1,25	Vérifiée
D2	1,73	0,019 < 1,25	vérifiée	2,46	0,27 < 1,25	vérifiée
D3	1,87	0,021 < 1,25	vérifiée	2,7	0,03 < 1,25	vérifiée
D4	8,7	0,96 < 1,25	vérifiée	0,46	0,005 < 1,25	vérifiée
D5	17,95	0,196 < 1,25	vérifiée	17,95	0,196 < 1,25	vérifiée

**Tableau III .16.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Types de la dalles		$M^{ser}$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
D1	X-X	12,13	3,38	4504,0	9,1 < 15	vérifiée	227,03 > 201,63	N.vérifiée
	Y-Y	1,94	2,05	1743,5	2,28 < 15	vérifiée	115,99 < 201,63	vérifiée
	appui	7,14	2,9	3335,8	6,21 < 15	vérifiée	195,85 < 201,63	vérifiée
D2	X-X	0,99	2,05	1743,5	1,16 < 15	vérifiée	59,19 < 201,63	vérifiée
	Y-Y	1,65	2,05	1743,5	1,94 < 15	vérifiée	98,66 < 201,63	vérifiée
	appui	0,5	2,05	1743,5	0,59 < 15	vérifiée	29,9 < 201,63	vérifiée
D3	X-X	1,51	2,05	1743,5	1,78 < 15	vérifiée	90,29 < 201,63	vérifiée
	Y-Y	2,03	2,05	1743,5	2,39 < 15	vérifiée	121,38 < 201,63	vérifiée
	appui	0,755	2,05	1743,5	0,9 < 15	vérifiée	45,14 < 201,63	vérifiée
D4	X-X	18,3	4,01	6175,7	11,88 < 15	vérifiée	221,8 > 201,63	N.vérifiée
	Y-Y	2,9	2,05	1743,5	3,41 < 15	vérifiée	173,4 < 201,63	vérifiée
	appui	6,45	2,5	2510,8	6,42 < 15	vérifiée	250,47 > 201,63	N.vérifiée

D5	X-X	6,29	2,05	1743,5	7,39 < 15	vérifiée	376,26 > 201,63	N.vérifiée
	Y-Y	4,14	2,05	1743,5	4,86 < 15	vérifiée	247,5 > 201,63	N.vérifiée
	appui	2,22	2,05	1743,5	2,6 < 15	vérifiée	132,27 < 201,63	vérifiée

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée de la dalle D1 et D4 et D5 ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS (détail dans l'exemple de calcul), on a adopté la section suivante :

$$D1: A_{tx} = 7HA12 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$D4: \begin{cases} A_{tx} = 8HA14 = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$D5: \begin{cases} A_{tx} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**c.2.2) Evaluation de la flèche**

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

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_x^t}{20M_0^t}\right) \times l_x \\ A_t \leq \frac{2b_0d_x}{f_e} \end{cases}$$

✓ **Pour la dalle D1**

**Sens x-x :**

$$\begin{cases} 12 \text{ cm} > 5,1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 7,92 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \end{cases}$$

On doit vérifier la flèche.

**Sens y-y :**

$$\begin{cases} 12 \text{ cm} < 17,41 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

On doit vérifier la flèche.

✓ **Pour la dalle D2**

**Sens x-x :**

$$\begin{cases} 12 \text{ cm} > 4,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Sens y-y :**

$$\begin{cases} 12 \text{ cm} > 8,06 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

**Sens x-x :**

$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} > 5,72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$   
 La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Sens y-y :**

$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} > 10,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$   
 La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4****Sens x-x :**

$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} > 6,8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 12,32 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \end{array} \right.$   
 On doit vérifier la flèche.

**Sens y-y :**

$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} < 18,12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$   
 On doit vérifier la flèche.

✓ **Pour la dalle D5****Sens x-x :**

$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} < 17,76 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 4,52 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \end{array} \right.$   
 On doit vérifier la flèche.

**Sens y-y :**

$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} < 18,62 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 3,39 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$   
 On doit vérifier la flèche.

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

**Tableau III .17.** Vérifications de la flèche à l'ELS

localisation	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	observation
D1 x-x	1,673	0,555	2,042	1,056	2,1 < 2,4	vérifiée
D1 y-y	1,171	0,287	0,57	0,39	1,06 < 8,2	vérifiée
D4 x-x	2,246	0,711	1,753	1,08	2,2 < 3,2	vérifiée
D4 y-y	3,213	0,789	3,202	1,071	4,5 < 8,5	vérifiée
D5 x-x	1,698	0,417	2,136	0,566	2,85 < 6,5	vérifiée
D5 y-y	1,559	0,383	0,998	0,5198	1,65 < 8,5	vérifiée

e) Schéma de ferrailage

**Type 1**

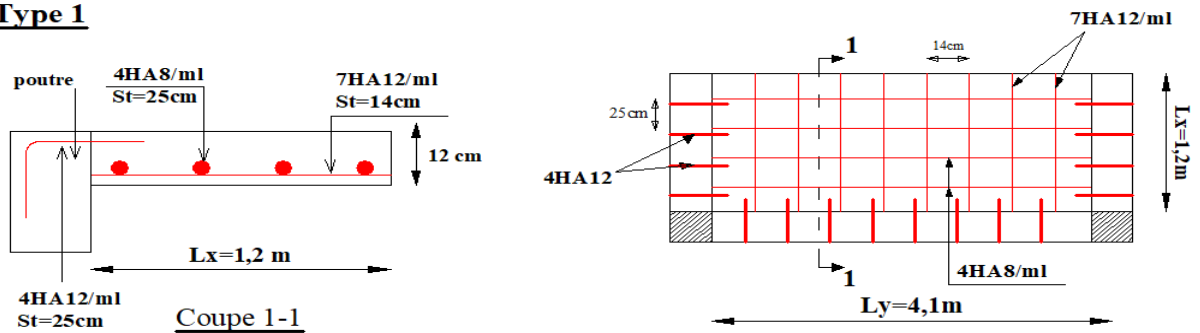


Figure III .7. Schéma de ferrailage de dalle D1

**Type 2**

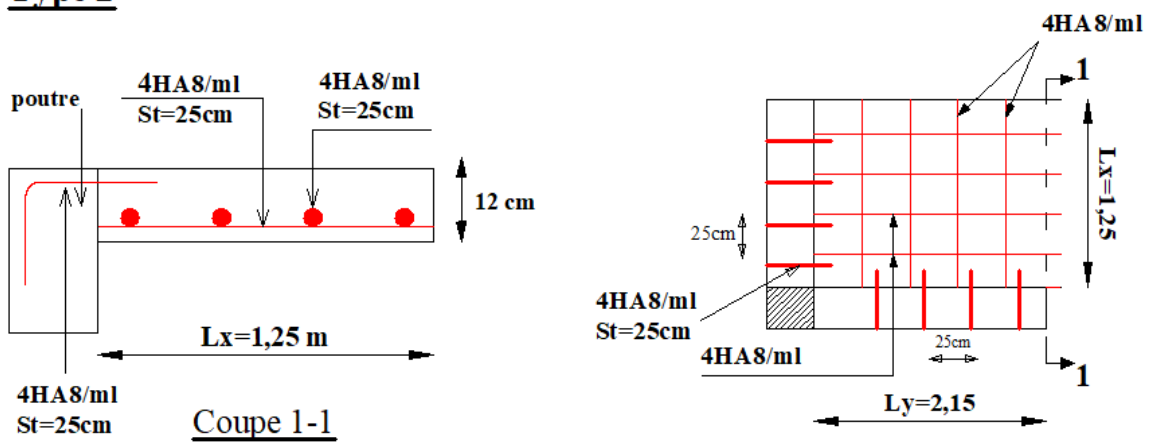


Figure III.8. Schéma de ferrailage de dalle D2

**Type 3**

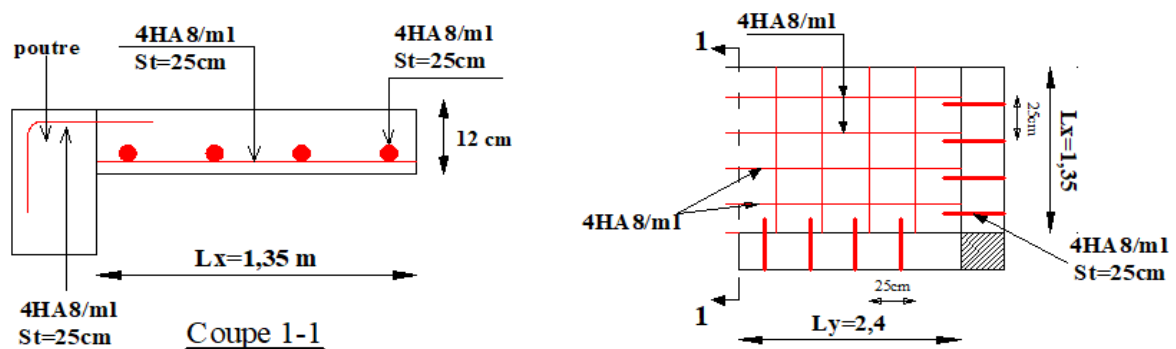


Figure III .9. Schéma de ferrailage de dalle D3



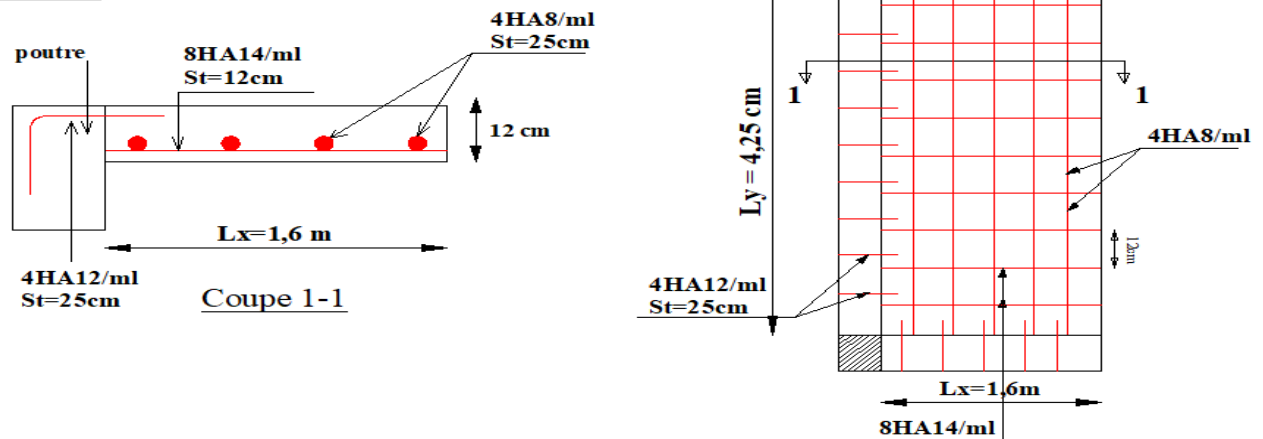
**Type 4**

Figure III .10. Schéma de ferrailage de dalle D4

**III.3. Etude de l'ascenseur****III.3.1. Définition**

L'ascenseur est un appareil servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes

**III.3.2. Les caractéristiques**✓ **Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8,4$$

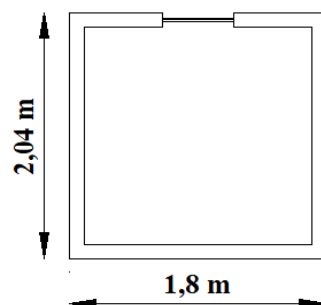


Figure III .11. Coupe transversale de l'ascenseur

- L : Longueur de l'ascenseur = 204 cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 180 cm
- V = 1,00 m / s : Vitesse de levage.

- $P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 82 \text{ KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 102 \text{ KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.
- $P_p = 6,3 \text{ KN}$  : La charge nominale.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- ✓ Dalle de salle machine (locale).
- ✓ Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

### III.3.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$\text{On a : } L_x = 180 \text{ cm} , L_y = 204 \text{ cm} \Rightarrow S = 1,80 \times 2,04 = 3,672 \text{ m}^2$$

Soit alors son épaisseur est  $e = 15 \text{ cm}$ .

#### III.3.3.1. La dalle inferieure « Cas d'une charge repartie »

##### a) Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de revêtement en béton.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2 \\ G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3,672} = 27,78 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$G_{\text{total}} = G + G' = 5 + 27,78 = 32,78 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

##### b. Calcul les sollicitations

###### ✓ A l'ELU

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 32,78) + (1,5 \times 1) = 45,753 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

###### ✓ Calcul des moments: (Annexe 1)

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0476 \times 45,753 \times 1,8^2 = 7,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0,7438 \times 7,06 = 5,25 \text{ KN.m}$$

## ✓ Calcul des moments réels

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x^0 = 0,75 \times 7,06 = 5,3 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y^0 = 0,75 \times 5,25 = 3,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x^0 = -0,5 \times 7,06 = -3,53 \text{ KN.m}$$

## c) Calcul du ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III .18.** Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	5,3	0,026	0,033	0,118	1,29	1,27	3HA10 = 2,36
	y-y	3,94	0,019	0,024	0,118	0,96	1,2	3HA10 = 2,36
Appuis	x-x	-3,53	0,017	0,021	0,118	0,86	1,27	3HA10 = 2,36

## d) Vérification aux états limites (ELU et ELS)

## d.1) Vérification a l'ELU

## d.1.1) Espacement des barres

Sens x-x :  $St < \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens y-y :  $St < \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

## d.1.2) Vérification l'effort tranchant

$\rho = 0,88 > 0,4$  flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 25,64 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 17,61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, la condition est vérifiée.

**d.2) Vérification a l'ELS**

$q_s = G_{total} + Q = 32,78 + 1 = 33,78 \text{ KN/m}^2$ , on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$\rho = 0,88 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$

❖ **Calcul les moments**

$M_x^0 = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 5,97 \text{ KN.m}$

$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 4,9 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul les moments réels :**

✓ En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x^0 = 4,48 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y^0 = 3,67 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis :  $M_a = -0,5 \times M_x^0 = -2,98 \text{ KN.m}$

**d.2.1) Vérification des contraintes**

✓ **Etat limite de compression de béton**

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

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

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III .19.** Vérification des contraintes

Position	Sens	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	4,48	2,36	2,58	3713,72	3,11 < 15	Vérifiée
	y-y	3,67	2,36	2,58	3713,72	2,55 < 15	Vérifiée
Appuis		-2,98	2,36	2,58	3713,72	2,07 < 15	Vérifiée

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

$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \sqrt{110 n f_{t28}} \right) .$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tableau III .20. Vérification des contraintes dans l'acier

Position	Sens	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	4,48	2,36	2,58	3713,72	170,45 < 201,63	Vérifiée
	y-y	3,67	2,36	2,58	3713,72	139,64 < 201,63	Vérifiée
Appuis		-2,98	2,36	2,58	3713,72	113,38 < 201,63	Vérifiée

**d.2.2) Evaluation de la flèche**

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

Sens x-x' :

$$\left\{ \begin{aligned} e &\geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l && \Rightarrow 15\text{cm} > 6,75\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t &\leq \frac{2b_0d}{f_e} && \Rightarrow 2,36\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Sens y-y' :

$$\left\{ \begin{aligned} e &\geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l && \Rightarrow 15\text{cm} > 7,64\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t &\leq \frac{2b_0d}{f_e} && \Rightarrow 2,36\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right.$$

**e) Schémas de ferrailage**

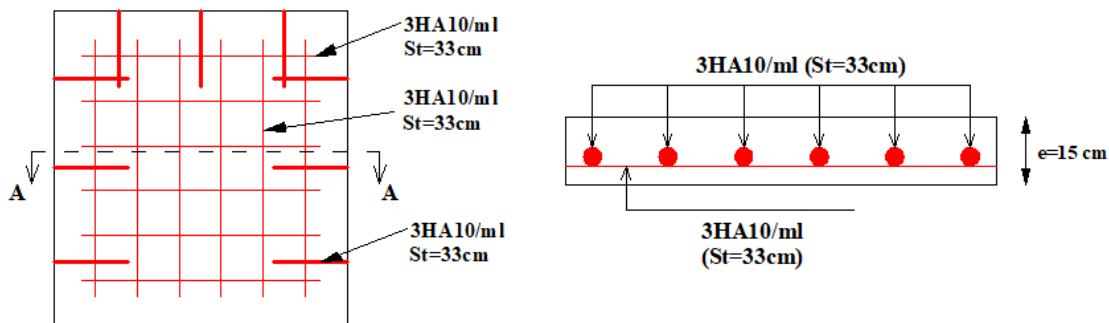


Figure III .12. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

**III.3.3.2. Cas d'une charge concentrée**

La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  = dimension suivant x-x.

$b_0$  et  $v$  : Dimension suivant y-y.

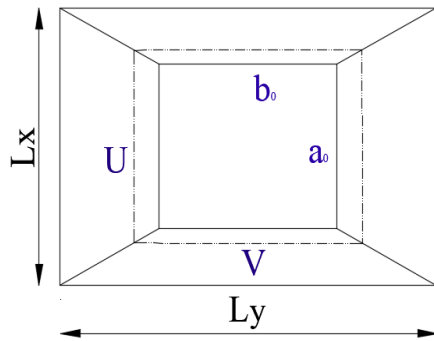


Figure III .13. Schémas représentant la surface d'impact

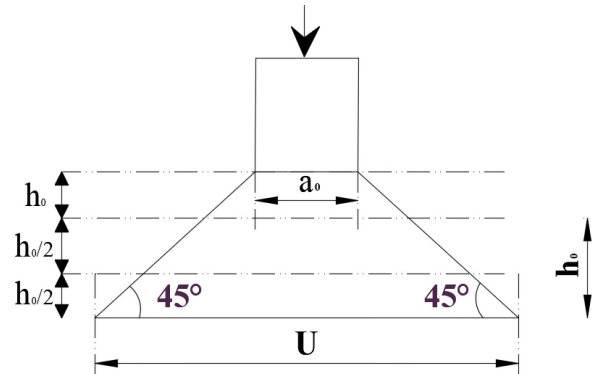


Figure III .14. Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$$

Avec  $h_1 = 5cm$  : Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15 cm$  : Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \end{cases}$$

### a) Evaluation des charges

$$g = D_m + P_m + P_{perssonne} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 KN.$$

### b) Calcul les sollicitations

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à ELS} \end{cases}$$

$$\checkmark M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,58 \text{ et } \rho = 0,88$$

$$\checkmark M_2 \text{ est en fonction de } \frac{v}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{105}{204} = 0,51 \text{ et } \rho = 0,88$$

En se référant à l'Annexe (2)

$$\text{on trouve : } \begin{cases} M1 = 0,089 KN.m \\ M2 = 0,073 KN.m \end{cases}$$

**b.1) Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y2}$  du système de levage à l'ELU**

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u \times M_1 \\ M_y = q_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{perssonne} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ KN.}$$

$$q_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 103,3 = 139,455 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139,455 \times 0,089 = 12,41 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139,455 \times 0,073 = 10,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b.2) Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5) + (1,5 \times 1) = 8,25 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times lx^2 = 0,0476 \times 8,25 \times 1,8^2 = 1,27 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0,7438 \times 1,27 = 0,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b.3) Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,41 + 1,27 = 13,68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,18 + 0,94 = 11,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b.4) Les moments réels**

$$\checkmark \text{ En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x^0 = 10,26 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y^0 = 8,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } M_a = -0,5 \times M_x^0 = -6,84 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul du ferrailage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III .21.** Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur

Position	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	10,26	0,05	0,064	0,117	2,52	1,27	4HA10 = 3,14
	y-y	8,34	0,04	0,051	0,117	2,05	1,2	4HA10 = 3,14
Appuis	x-x	-6,84	0,033	0,042	0,118	1,66	1,27	4HA10 = 3,14

**d) Vérification aux états limites (ELU et ELS)****d.1) Vérification a l'ELU****d.1.1) Vérification au poinçonnement**

$$Q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

Avec :

- ✓  $Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.
- ✓  $h$  : Épaisseur total de la dalle.
- ✓  $U_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139,455 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$q_u = 139.455 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

**d.1.2) Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On a: } u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 \times u_c} = \frac{139.455}{3 \times 4,2} = 11,068 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{11,068 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,092 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**d.2) Vérification a l'ELS**❖ **Le moment engendré par le moment de levage**

$$q_{ser} = g = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + vM_2) = 103,3 \times (0,089 + 0,2 \times 0,073) = 10,7 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + vM_1) = 103,3 \times (0,073 + 0,2 \times 0,089) = 9,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Le moment dû au poids propre de la dalle**

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } \rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases}$$

✓ **Calcul les moments**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0,0546 \times 6 \times 1,8^2 = 1,06 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,8216 \times 1,06 = 0,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$



## ❖ Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,7 + 1,06 = 11,76 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,38 + 0,87 = 10,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ❖ Calcul des moments réels

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 11,76 = 8,82 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 10,25 = 7,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 11,76 = -5,88 \text{ KN.m}$$

## d.2.1) Vérification des contraintes

## ✓ Etat limite de compression de béton

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .22. Vérification des contraintes

Position	Sens	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x'	8,82	3,14	2,92	4713,13	5,46 < 15	Vérifiée
	y-y'	7,68	3,14	2,92	4713,13	4,76 < 15	Vérifiée
Appuis		-5,88	3,14	2,92	4713,13	3,64 < 15	Vérifiée

## ✓ Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \sqrt{110 n f_{t28}} \right)$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tableau III .23. Vérification des contraintes dans l'acier

Position	Sens	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x'	8,82	3,14	2,92	4713,13	254,88 > 201,63	Non Vérifiée
	y-y'	7,68	3,14	2,92	4713,13	221,93 > 201,63	Non Vérifiée
Appuis		-5,28	3,14	2,92	4713,13	152,58 < 201,63	Vérifiée

**Donc** : il faut recalculer la section d'armature de travée dans les deux sens à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \overline{\sigma}_s} \quad \text{et} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_s}{d(1-\frac{\alpha}{3}) \overline{\sigma}_s}$$

**Tableau III .24.** Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS

Position	Sens	$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	8,82	3,04	0,29	3,19	5HA10 = 3,93	$S_t^x = 20 \text{ cm}$
	y-y	7,68	2,64	0,27	3,17	5HA10 = 3,93	$S_t^y = 20 \text{ cm}$

**d.2.2) Evaluation de la flèche**

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

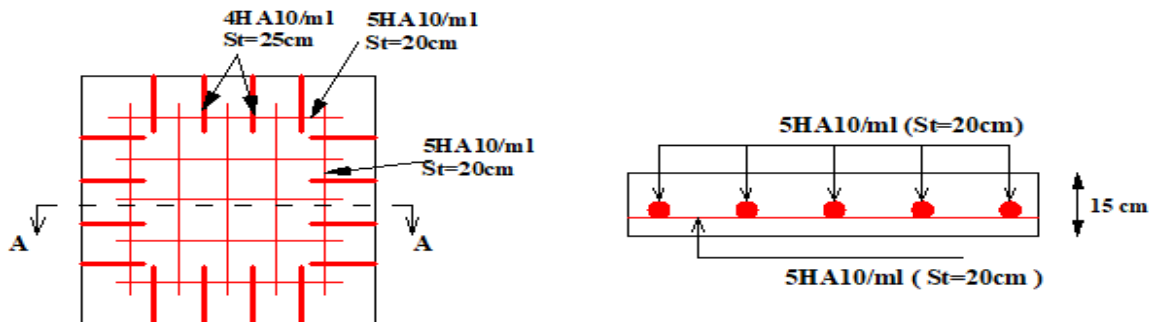
✓ **Sens x-x :**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l & \Rightarrow 15\text{cm} > 6,8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2b_0d}{f_e} & \Rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

✓ **Sens y-y' :**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l & \Rightarrow 15\text{cm} > 7,64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2b_0d}{f_e} & \Rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**e) Schémas de ferrailage**



**Figure III .15.** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur

### III.4. Poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, dans notre structure elles servent d'appui pour la cloison extérieure et aussi pour le plancher à corps creux.

#### III .4.1. Pré-Dimensionnement

##### III.4.1.1. Exigences du RPA 99/2003 (Art 9.3.3)

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- ✓ Hauteur minimale  $h \geq 15 \text{ cm}$ .
- ✓ Largeur minimale  $b \geq 2/3$  de l'épaisseur du mur.

$$\text{Donc : } b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,67 \leq h \leq 40$$

On opte :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

#### ❖ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

- ✓  $b_{pch} = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $h_{pch} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $\frac{h_{pch}}{b_{pch}} = 1 < 4$ , vérifiée.

#### III.4.2. Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple.

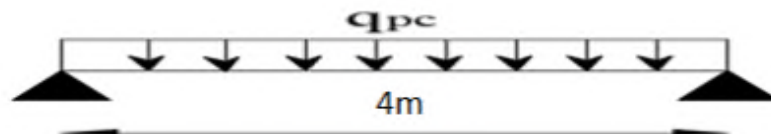


Figure III .16. Schéma statique de la poutre de chaînage

- ✓ Poids propre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$ .
- ✓ Poids murs double cloison :  $G_{mur} = 1,37 \times (3,06 - 0,30) = 3,78 \text{ KN/ml}$ .

## ❖ Exemple de calcul :

$$ELU: \begin{cases} q_u = 1,35(G_p + G_{mur}) = 8,14 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 16,28 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \frac{l}{2} = 16,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} q_s = (G_p + G_{mur}) = 6,03 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 12,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ❖ Correction des moments :

$$Travée: \begin{cases} M_T^u = 0,85M_u = 13,84 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0,85M_s = 10,25 \text{ KN.m} \end{cases} ; Appuis: \begin{cases} M_a^u = -0,5M_u = -8,14 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,5M_s = -6,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III .25. Sollicitation maximales dans les différents types des poutres de chaînage

Position	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
Type 1	8,14	/	13,84	16,28	6,03	/	10,25

## III.4.3. Ferrailage

Tableau III .26. Moments et ferrillages correspondant

Position	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	13,84	0,044	0,056	0,26	1,53	0,978	3HA10 = 2,36
Appui de rive	8,14	0,026	0,033	0,27	0,87	0,978	3HA10 = 2,36

## III .4.4. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

## III.4.4.1. Vérifications à l'ELU

## a) Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}, FN$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement

**b) Armatures transversales**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{trans}$

$$\begin{aligned} \checkmark A_{trans} &\geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \\ \checkmark A_{trans} &\geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} = -5,36 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 < 0 \end{aligned}$$

On prend  $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

Soit un cadre de  $\emptyset_8$  + un étrier de  $\emptyset_8 \Rightarrow A_{trans} = 4\emptyset_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**III.4.4.2. Vérifications à l'ELS****a) Vérification des contraintes**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi-portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \sqrt{110 n f_{t28}} \right) .$$

**Tableau III .27.** Vérification des contraintes

Position	$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
En travée	10,25	6,9	17587,04	4,2 < 15	175,72 < 201,63
En appui	6,03	6,9	17587,04	2,36 < 15	103,37 < 201,63

**b) Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l \leq 8 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,075 < 0,085 \\ 0,0029 < 0,0105 \\ 4 \text{ m} < 8 \text{ m} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{non vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on va vérifier la flèche.

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche :

Taleau III .28. Vérifications de la flèche à l'ELS

Travée (m)	$M_{ser}^g$ KN.m	$M_{ser}^j$ KN.m	$M_{ser}^P$ KN.m	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$\bar{f}$ mm
4	13,024	6,98	16,624	6,72	1,51	5,79	4,12	6,88	8

III.4.5. Schémas de ferrailage

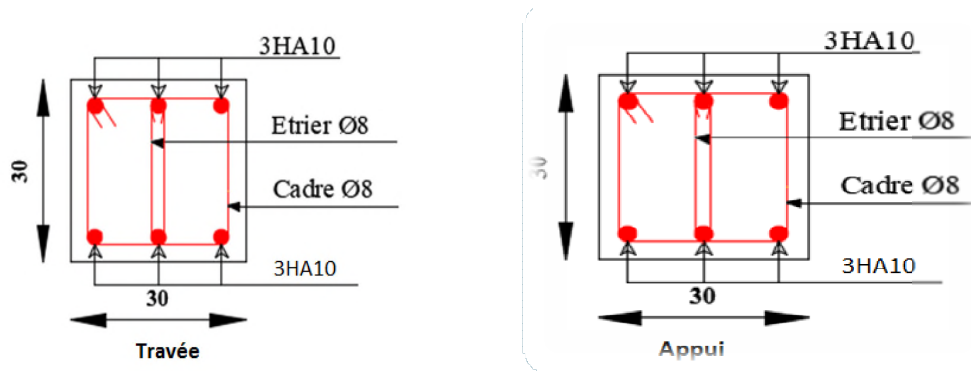


Figure III .17. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. Escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers.

III.5.1. Etude escalier type 1

Vus le pré dimensionnement de ce type en chapitre I (partie II).

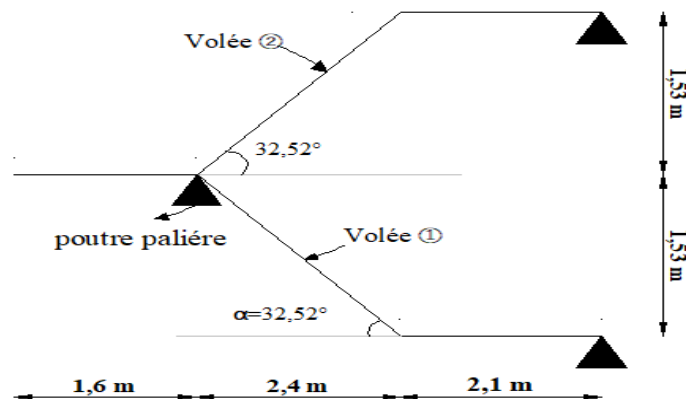


Figure III .18. Schéma statique de l'escalier

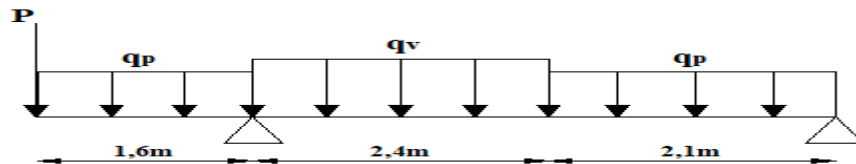


Figure III .19. Schéma statique après la projection d'escalier

**a) Evaluation de charge**

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 9,09 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} ; \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,68 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

**b) Combinaison de charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1.35 \times G_v) + (1.5 \times Q_v) = 16,02 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1.35 \times G_p) + (1.5 \times Q_p) = 11,42 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = G_v + Q_v = 11,59 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = G_p + Q_p = 8,18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$P = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 2.67 \times 1,355 = 3.62 \text{ KN}$$

**c) Les réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1,6) + (q_v \times 2,4) + (q_p \times 2,1) + P$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 57,21 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 42,50 \text{ KN} \end{cases} \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 22,70 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 15,93 \text{ KN} \end{cases}$$

**d) Sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III .29. Calcul des sollicitations

Position	$M_{max} \text{ (KN.m)}$		$V_{max}$
	ELU	ELS	
Travée	20,44	14,033	36,42
Appuis	-12,025	-8,255	

**e) Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$  ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .

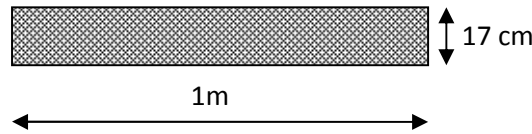


Figure III.20. Section du béton

Tableau III .30. Calcul du ferrailage

position	En travée	En appuis	position	En travée	En appuis
M(KN.m)	20,44	-12,025	$A^{min}(cm^2)$	1,69	1,69
$\mu_{bu}$	0,0103	0,006	$A^{opt}(cm^2)$	5HA12=5,65	5HA10=3,93
$\alpha$	0,0129	0,008	$S_t^{opt}(cm)$	20	20
Z (m)	0,139	0,139	$A^{répart}=A/4(cm^2)$	4HA8=2,1	4HA8=2,1
$A^{cal}(cm^2)$	4,22	2,48	$S_t^{répart}(cm)$	25	25

✓ **Espacement des barres :**

$$A_l : S_t \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_r : S_t \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

**e) Vérification aux états limites (ELU et ELS)**

**e.1) Vérification à l'ELU**

**e.1.1) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{(b \times d)} \Rightarrow \tau_u = \frac{36,42 \times 10^{-3}}{(1 \times 0,14)} = 0,26 MPa$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa\right) = 3,33 MPa$$

⇒ Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

**e.2) Vérification à l'ELS**

**e.2.1) Vérification des contraintes dans le béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

➤ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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



Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III .31.Vérification des contraintes**

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	14,033	4,01	10607,43	5,3	15	Vérifiée
En appuis	8,255	3,3	7019,59	3,88	15	Vérifiée

**e.2.2) Vérification de la flèche : (CBA93.art B.6.5.3)**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15M_0} \times l \Leftrightarrow 0,027 < 0,057 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow 0,004 < 0,009 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Δf ≤ f̄ ; l < 5m ⇒ f̄ = l/500 = 9 mm

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g: { q<sub>v</sub> = 9.09KN/m  
q<sub>p</sub> = 8.68KN/m ⇒ M<sup>g</sup> = 19.17KN.m

Sous j: { q<sub>v</sub> = 8.46 KN/m  
q<sub>p</sub> = 4.88KN/m ⇒ M<sup>j</sup> = 15.00 KN.m

Sous p: { q<sub>v</sub> = 11.59 KN/m  
q<sub>p</sub> = 8.18 KN/m ⇒ M<sup>p</sup> = 21.84KN.m

ρ = 0.004% ; { λ<sub>i</sub> = 5.2  
λ<sub>v</sub> = 2.08 ; I<sub>0</sub> = 243397 cm<sup>4</sup> ; { E<sub>v</sub> = 10818.86 MPa  
E<sub>i</sub> = 32456.60 MPa

**Calcul des σ<sub>st</sub>**

σ<sub>st</sub><sup>g</sup> = 268.62 MPa ; σ<sub>st</sub><sup>j</sup> = 210.16MPa ; σ<sub>st</sub><sup>p</sup> = 305.99MPa

**Calcul des μ**

μ<sub>g</sub> = 0.43 ; μ<sub>j</sub> = 0.33 ; μ<sub>p</sub> = 0.48

**Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = 82828 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 98363 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 7678 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 141437 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 2.53 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0.95 \text{ mm} \\ f_{pi} = 1.77 \text{ mm} \\ f_{gi} = 1.44 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Δf = (f<sub>gv</sub> - f<sub>ji</sub>) + (f<sub>pi</sub> - f<sub>gi</sub>) = 1.36 mm < f̄ = 450/500 = 9 mm

## a) Schéma de ferrailage

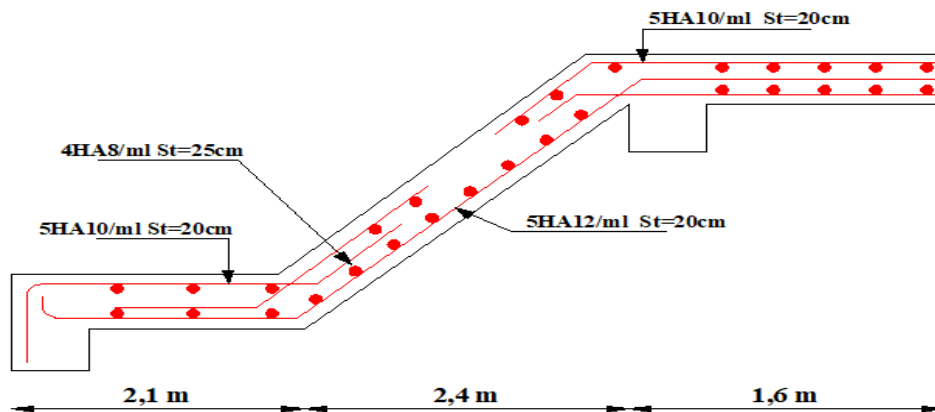


Figure III .21. Section du béton ferrailée

## b) Etude de la poutre palier

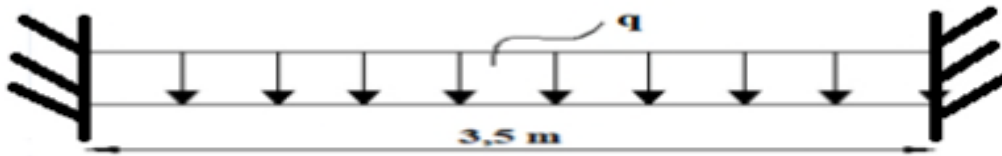


Figure III .22. Schéma statique poutre palier

## f.1) Dimensionnement

## ✓ Selon la condition de rigidité

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

## ✓ Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Donc, on prend : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0,25 \leq h \leq 4$$

## f.2) Charge revenant aux poutres

$$✓ \text{ Poids propre de la poutre : } g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark \text{ Charge revenant à l'escalier} \Rightarrow \begin{cases} R_A^u = 57,21 \text{ KN/ml} \\ R_A^s = 42,50 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

### f.3) Sollicitations

$$q \begin{cases} \text{ELU:} & 1,35g_0 + R_A^u = 60,75 \text{ KN/m} \\ \text{ELS:} & g_0 + R_A^s = 45,125 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_u^{max} = \frac{q_u l^2}{12} = \frac{60,75 \times 3,5^2}{12} = 62,02 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{max} \begin{cases} M_{tu} = 0,85 \times 62,02 = 52,72 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 \times 62,02 = -31,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_s^{max} = \frac{q_s l^2}{12} = \frac{45,125 \times 3,5^2}{12} = 46,06 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{max} \begin{cases} M_{ts} = 0,85 \times 46,06 = 39,15 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 \times 46,06 = -23,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{60,75 \times 3,5}{2} = 106,31 \text{ KN}$$

### f.4) Ferrailage

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III . 32.** Résultat du ferrailage de la poutre palière

position	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$A$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	52,72	0,121	0,162	0,3	5,05	1,16
Appuis	-31,01	0,071	0,092	0,31	2,97	1,16

### f.5) Vérification aux états limites (ELU et ELS)

#### f.5.1) Vérifications à L'ELU

##### f.5.1.1) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{(b \times d)} \Rightarrow \tau_u = \frac{106,31 \times 10^{-3}}{(0,3 \times 0,32)} = 1,107 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

##### f.5.1.12) Calcul des armatures transversales

On fixe  $S_t=15\text{cm}$

$$- A_{trans} \geq \frac{0,4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,15 \times 0,3}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$- A_t \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 \times f_e} = \frac{0,3 \times 0,15 \times (1,107 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_t^{f.s} = 0.59 \text{ cm}^2$

### f.6) Calcul a la torsion

$$M_{tor} = -M_A \times \frac{l}{2} = -12,025 \times \frac{3,5}{2} = -21,04 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion est le moment statique au niveau de l'appui B

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \Leftrightarrow \Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 110 \text{ cm} \Rightarrow \text{le périmètre de la section creuse}$$

### f.6.1) Ferrailage

#### f.6.1.1) Armature longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{21,04 \times 10^{-3} \times 1,1}{2 \times 0,0750 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2$$

#### f.6.1.2) Calcul des armatures transversales

On fixe l'espacement à :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{trans} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{21,04 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.60 \text{ cm}^2$$

#### f.6.2) Vérification des contraintes tangentes à la torsion

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21,04 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2,8 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \sqrt{\tau^{f.s^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{1,107^2 + 2,8^2} = 3,01 \text{ MPA}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  donc Pas de rupture par cisaillement.

### f.6.3) Ferrailage globale

$$\text{En travée : } A_t = A^{f.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5,05 + \frac{4,43}{2} = 7,26 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm<sup>2</sup>

$$\text{En appui : } A_a = A^{f.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,97 + \frac{4,43}{2} = 5,18 \text{ cm}^2$$

On choisit : 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>

#### f.6.3.1) Armature transversales

$$A_{trans} = A_{trans}^{f.s} + A_{trans}^{tor} = 0.59 + 0.6 = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup>(un cadre + un étrier).

**f.6.4) Vérifications à L'ELS**

❖ **Etats limite de compression de béton**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III .33.** Vérification des contraintes

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	14,033	12,5	65218,29	2,68	15	Vérifiée
En appuis	-8,255	11,73	57987,05	1,67	15	Vérifiée

**f.6.5) État limite de déformation**

**f.6.5.1) Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 > 0,03 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 7,07 \times 10^{-3} < 0.011 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

## c) Schéma de ferrailage

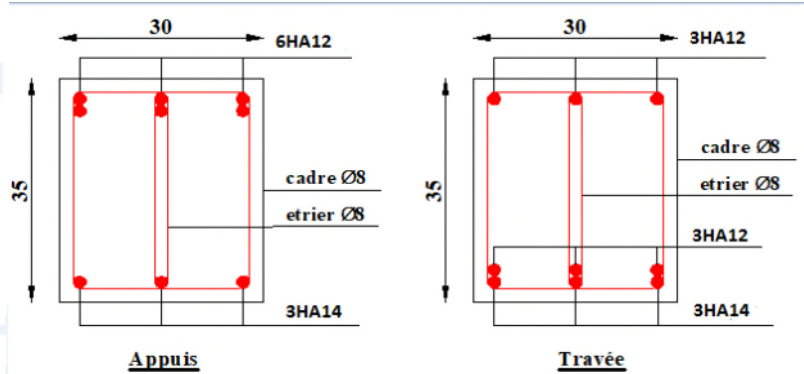


Figure III .23. Schéma de ferrailage de la poutre palier

## III.6. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre ( $G$ ), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale ( $Q$ ) due à la main courante.

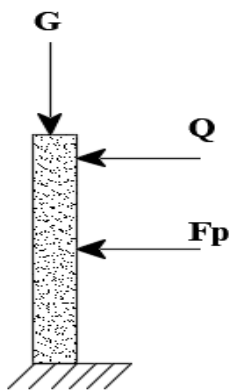


Figure III .24. Schéma statique de l'acrotère

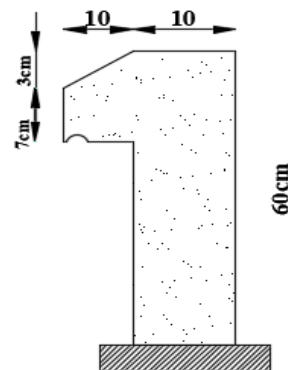


Figure III .25. Acrotère

## III.6.1) Hypothèses de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

## III.6.2. Évaluation des charges et surcharges

## ❖ Poids propre

$$G = 25 \times S_{acro} = 1,7125 \text{ KN/m}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN/m}$$

❖ **Charge d'exploitation**

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

❖ **La force sismique : (RPA Art 6.2.3)**

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

- ✓  $F_p$  : une force horizontale due au séisme
- ✓  $A$  : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓  $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).
- ✓  $W_p$  : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa)} \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 2,256 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,265 = 1,09 \text{ KN}$$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ , car le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

### II.6.3. Calcul des sollicitations

#### Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_G = 0,06 \text{ m} \\ y_G = 0,327 \text{ m} \end{cases}$$

#### a) Moment engendré par les efforts normaux

$$\begin{cases} N_G = 2,265 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \\ F_p = 1,09 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times y_c = 0,327 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement

**Tableau III .34.** Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	ELU accidentel	ELU	ELS
		G + Q + F <sub>p</sub>	1,35G + 1,5Q
<b>N (KN)</b>	2,265	3,06	2,265
<b>M (KN)</b>	0.927	0,9	0,6

## III.6.4) Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,927}{2,265} = 0,41 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = 0,1 \end{cases} \quad e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e = e_2 + e_1 + e_a$  ; tel que

$$\begin{cases} e_a: \text{Excentricité additionnelle.} \\ e_1: \text{Excentricité structurale (resultat des contraintes normales avant application des} \\ \text{excentricités additionnelles).} \\ e_2: \text{Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.} \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm.}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\emptyset) \quad (\text{BAEL91/99 Artc A.4.3.5})$$

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

$\alpha$ : 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 ;  $L_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$ .

$h_0$ : hauteur de la section égale à 10cm.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \quad \text{RPA99/003(Art A.4.3.5)}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^3 \times 2}{10^4 \times 0,1} = 0,0104\text{m}$$

D'où :  $e = 0,41 + 0,02 + 0,0104 = 0,440 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3,06 \text{ KN}$ .

$M_u = N_u \times e = 3,06 \times 0,440 = 1,35 \text{ KN.m}$

## III.6.5. Ferrailage

## a) ELU

$h = 10 \text{ cm}$ ;  $d = 7 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

✓  $M_{uG}$  et  $N_u$ : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

✓  $M_{uA}$ : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$M_{uA} = 1,35 + 3,06 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$



$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,02$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,0793$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,44 \times 10^{-3}}{0,0793 \times 348} = 0,5218 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,5218 \times 10^{-4} - \frac{3,06 \times 10^{-3}}{348} = 0,434 \text{ cm}^2$$

### III.6.6. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

#### III.6.6.1. Vérifications à l'ELU

##### a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

##### b) Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1,13 cm}^2 / \text{ml)}.$$

##### c) Espacement

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

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

##### d) Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,09 + 1 = 2,09 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,026 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

##### e) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i: \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{0,00209}{0,9 \times 0,08 \times 7,54 \times 10^{-2}} = 0,385 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

III.6.6.2. Vérifications à l'ELS

a) Vérification des contraintes

$d = 0.08 \text{ m}$  ;

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

✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,265} = 0,265 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

$\Rightarrow C = 0,08 - 0,265 = -0,185 \text{ m}$  ( $C < 0$  et  $y_c > 0$ )  $\Rightarrow C$  à l'extérieur de la section.

$$y_{ser} = y_c + C$$

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

$$\text{Tel que : } \begin{cases} p = -3C^2 + (d - C) \times \frac{90 \times A_s}{b} \\ q = -2C^3 + (d - C)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P = -3 \times 0,185^2 + (0,08 - 0,185) \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = -0,1046 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times 0,185^3 - (0,08 - 0,185)^2 \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = 0,0129 \text{ m}^3 \end{cases}$$

On remplaçant  $q$  et  $p$  dans (\*), sa résolution donne :

soit :

$$\Delta = 4P^3 + 27q^2 = 9,07 \times 10^{-3} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,185 \leq y_c \leq 0,285$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 0,201 \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -0,373 \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = 0,172 \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,373 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3}}{2p}\right) = 172,18^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,201 \Rightarrow y = 0,016 \text{ m}$

✓ Calcul des contraintes

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - A(d - y) = 1,17 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times y = 0,310 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 15,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa, FN} \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.6.7. Schéma de Ferrailage

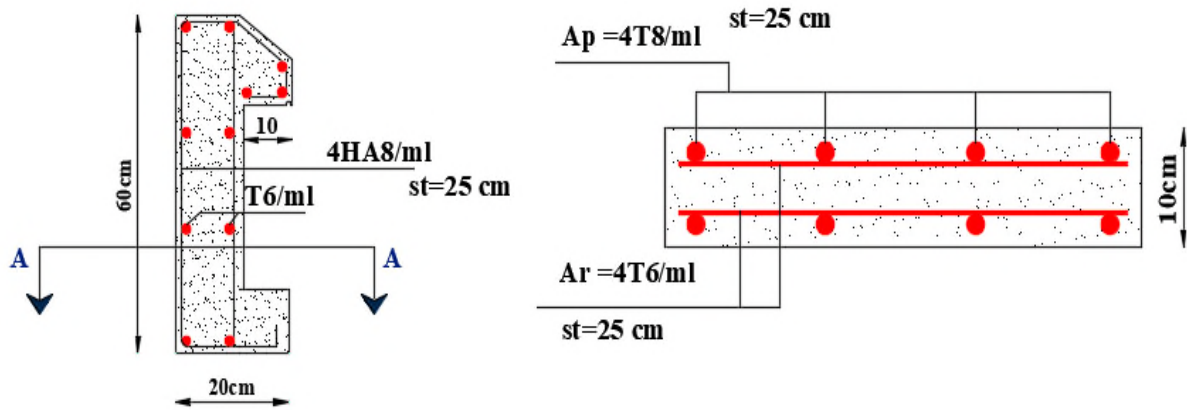


figure III .26 Schéma de ferrailage de l'acrotère

## IV. 1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### 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. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### IV.3 Modélisation :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan et en élévation. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

### IV.4. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres.
- ✓ Les coefficients de participation.
- ✓ Les déplacements du plancher.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). De plus par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### IV.5. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

### IV.5.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA99/2003 (régularité en plan, régularité en élévation...etc.)

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99/2003 Art 4.1.2**).

### IV.5.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale .
- ✓ Méthode statique équivalente .

Dans le cas de notre bâtiment étudié est irrégulier en plan et en élévation, nous utiliserons la Méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. En utilisant le logiciel de calcul des structures (**ETABS V16.2.0**).

### IV.6. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen;
- W : Poids total de la structure;
- R : Coefficient de comportement de la structure;
- Q : Facteur de qualité;

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- ✓  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
3	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
4	Régularité en élévation	Non vérifié	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	vérifié	0
6	Contrôles d'exécution	vérifié	0

**Remarque**

Les pénalités selon le sens x-x sont les mêmes selon le sens y-y

Donc :  $\begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

✓  $W = \sum_{i=1}^n W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  **RPA99/2003(Formule 4.5)**

✓  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

✓  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

✓  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charged'exploitation.

✓  $D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} T_2 & 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{0,3}\right]^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$  **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

✓  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = 7 \%$

D'où  $\eta = 0,88$

On a un site meuble S3  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$  **RPA99/2003(Tableau 4.7)**

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

$H = 24,48 \text{ m}$  : Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$T = 0,05 \times 24,48^{3/4} = 0,55 \text{ s}$

L : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$\begin{cases} L_x = 20,25 \text{ m} & T = 0,49 \\ L_y = 19,25 \text{ m} & T = 0,5 \end{cases}$

Donc,  $\begin{cases} T_x = \min(0,49; 0,55) \\ T_y = \min(0,5; 0,55) \end{cases}$

✓ La période fondamentale statique majorée de 30% est :

Donc  $\begin{cases} T_x = 1,3 \times 0,49 = 0,637 \text{ s} \\ T_y = 1,3 \times 0,5 = 0,65 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :  $D = 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,2 \\ D_y = 2,2 \end{cases}$

✓ 9/2003(La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_{RPA99/2003}(\text{Art4.2.3})$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,2}{5} \times 22465,32 \\ V_y = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,2}{5} \times 22465,32 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 1779,25 \text{ KN} \\ V_y = 1779,25 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA9art4.13}$$

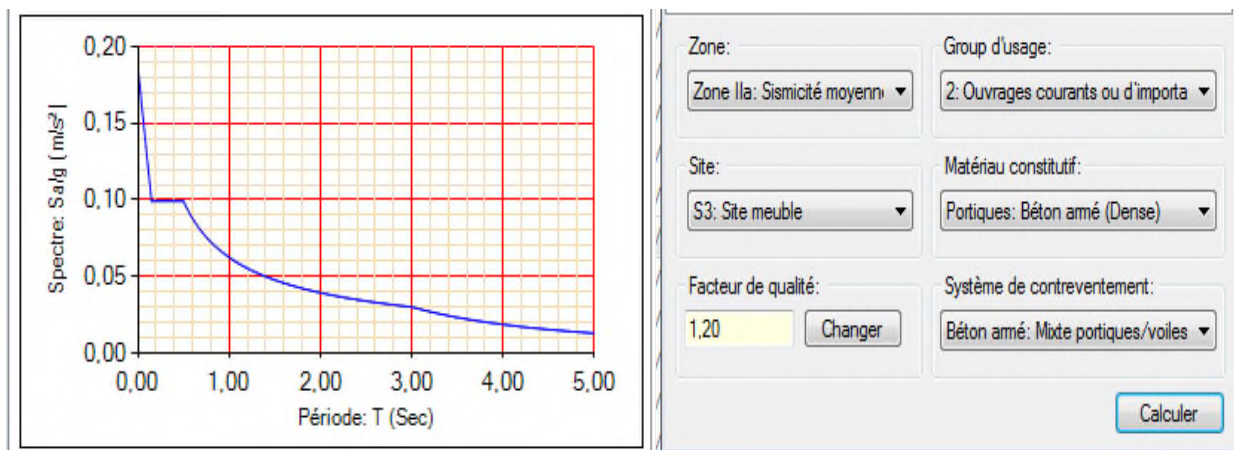


Figure IV .1.Spectre de réponse

**IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V 16.2.0**

**IV.7.1.Disposition des voiles de contreventement**

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion, plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mi

satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

On a retenu la nouvelle disposition des voiles suivante :

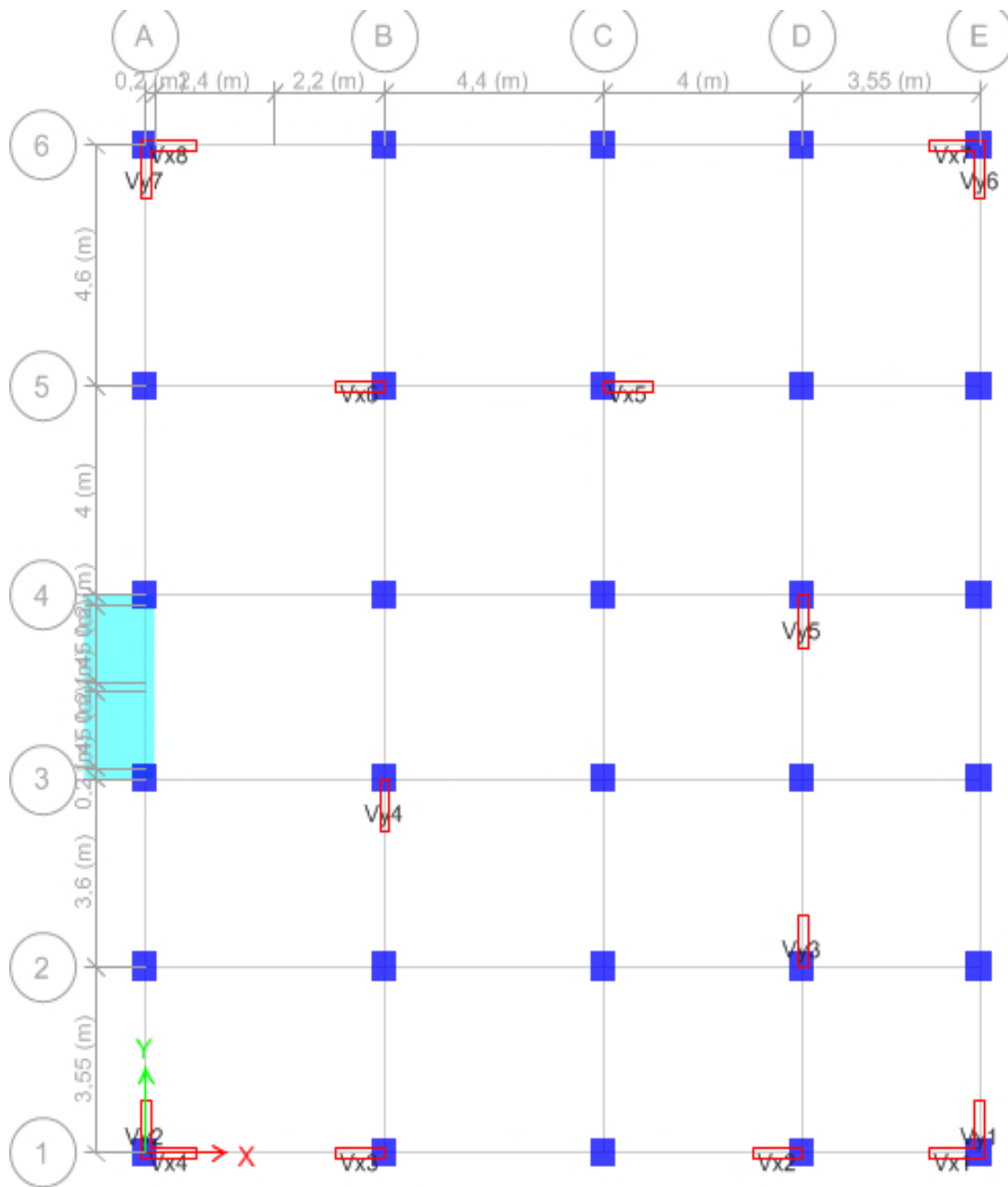


Figure IV .2.Plan de disposition des voiles (1<sup>ème</sup> étage)

#### IV.7.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :



Tableau IV.2. Périodes et taux de participation

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,711	0,0346	0,4315	0,0346	0,4315
2	0,435	0,3842	0,2063	0,4189	0,6378
3	0,399	0,338	0,0703	0,7568	0,7081
4	0,262	0,0018	0,1159	0,7587	0,824
5	0,221	0,037	0,0038	0,7957	0,8278
6	0,202	0,0097	0,0109	0,8054	0,8387
7	0,164	0,0006	0,0125	0,806	0,8512
8	0,147	0,0974	0,0023	0,9034	0,8534
9	0,133	0,0001	0,052	0,9035	0,9055
10	0,11	0,004	0,0067	0,9075	0,9121
11	0,082	0,0227	0,0005	0,9302	0,9126
12	0,075	0,0053	0,021	0,9355	0,9336

#### IV.7.2.1. Interprétation des résultats obtenus

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

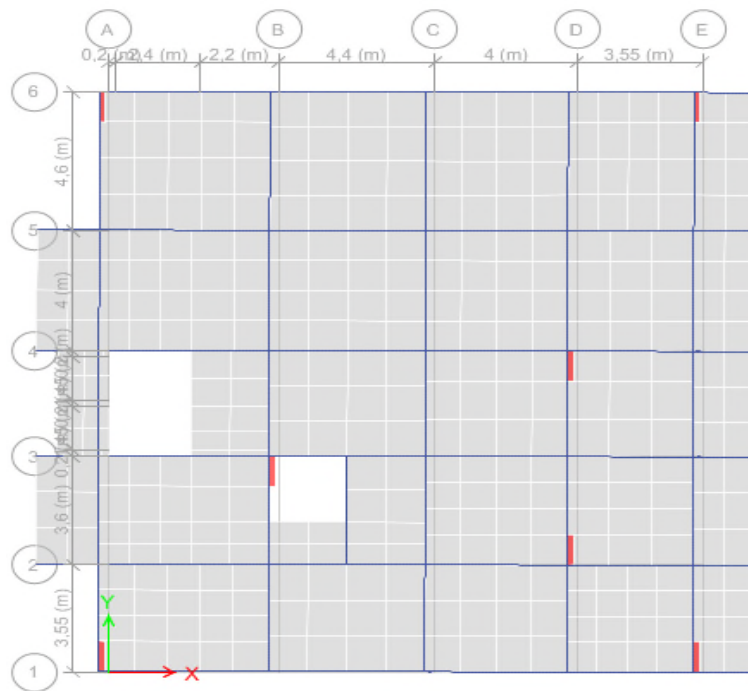


Figure IV .3. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

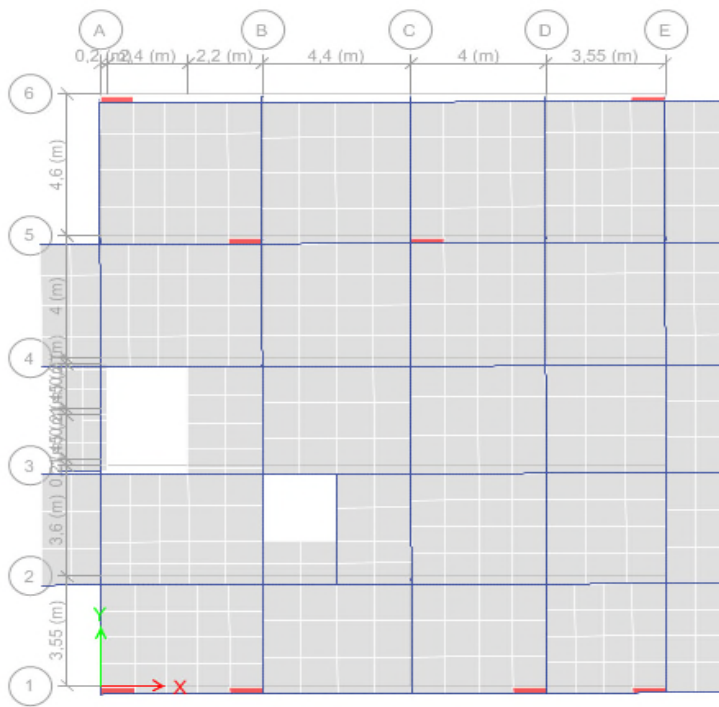


Figure IV.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

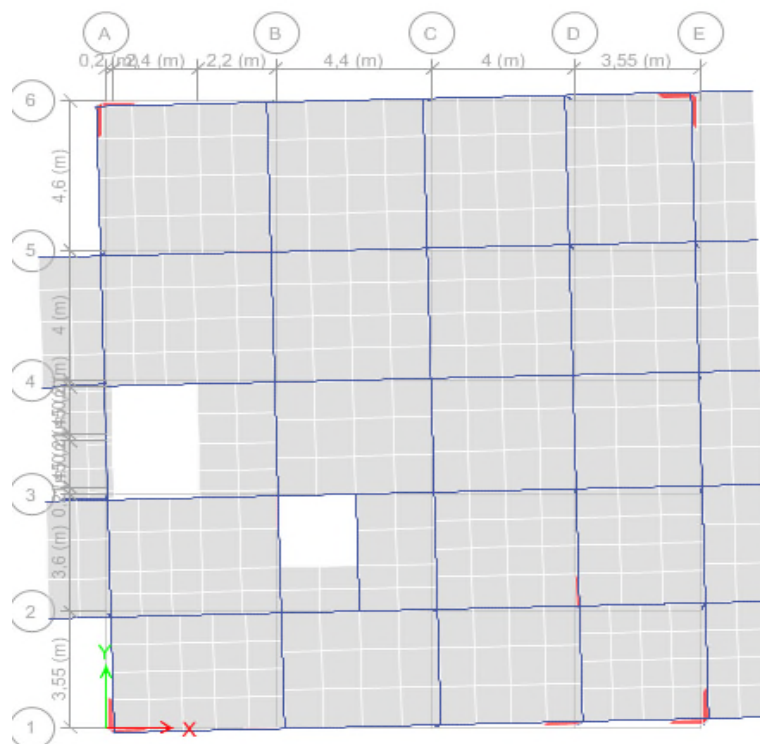


Figure IV.5. Mode 3 (Translation suivant l'axe Z-Z)

On remarque aussi, que 9 modes de vibration suffisent pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90% dans les deux directions.

### IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article (4.3.6) du RPA99/2003, 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 :

**Tableau IV.3.** Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	0.8V statique(KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1133,24	1416,55	Vérifié
Sens yy	793,92	992,4	Vérifié

### IV.9. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

#### IV.9.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

##### ➤ Sous charges verticales

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	20454,29	4042,49	83,498	16,502
1	16204,91	3655,44	81,594	18,406
2	12169,49	3202,63	80,166	20,834
3	9154,26	2474,41	78,721	21,278
4	6735,96	2020,69	76,924	23,076
5	4552,76	1383,99	76,687	23,312
6	2471,19	803,36	75,466	24,533
7	499,71	108,37	82,178	17,822

D'après le tableau ci-dessus nous constatons l'interaction sous charges verticales est vérifiée pour certain niveaux et non vérifiée pour certain autres à cause des contraintes architecturales.

##### ➤ Sous-charges horizontales

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- ✓ Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	780,368	1128,504	40,881	59,119	819,168	876,651	48,305	51,695

1	900,160	883,495	50,467	49,533	890,665	638,432	58,248	41,752
2	777,245	812,939	48,878	51,122	777,945	533,746	59,308	40,691
3	666,365	678,359	49,553	50,447	666,155	446,398	59,876	40,124
4	438,404	694,699	38,690	61,309	464,594	472,614	49,572	50,428
5	411,748	450,955	47,728	52,273	463,452	268,293	63,335	36,665
6	191,766	360,802	34,704	65,295	233,047	237,97	49,477	50,523
7	168,019	8,643	95,107	4,893	91,769	4,097	95,726	4,273

D'après le tableau ci-dessus nous constatons l'interaction sous charges horizontales est vérifiée par rapport aux exigences de RPA99/2003.

#### IV.9.2. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :  $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$  RPA99 (Article 7.4.3.1).

Tableau IV .6. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N <sub>d</sub> (KN)	Type de poteaux	B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	v
RDC	2114,657	50×55	0,275	0,3
1	1807,303	45×50	0,225	0,3
2	1508,991	40×45	0,18	0,3
3	1231,247	40×45	0,18	0,27
4	960,614	35×40	0,14	0,27
5	690,614	35×40	0,14	0,19
6	427,018	30×30	0,09	0,18
7	174,901	30×30	0,09	0,08

D'après le tableau ci-dessus nous constatons l'effort normal réduit est vérifié, donc pas de rupture fragile au niveau des poteaux.

#### IV.9.3. Vérification des déplacements

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$ : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43)

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV .7. Vérification des déplacements

Niveau	$h_{k(m)}$	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_{ek}/h_k$	$\Delta_k/h_k$	$\Delta k / h_k(\%)$	$\Delta_{ek}/h_k$	$\Delta_k/h_k$	$\Delta k / h_k(\%)$
RDC	3,06	0,000326	0,0016	0,16	0,000326	0,0016	0,16
1	3,06	0,00098	0,0049	0,49	0,0013	0,0065	0,65
2	3,06	0,00098	0,0049	0,49	0,00098	0,0049	0,49
3	3,06	0,00098	0,0049	0,49	0,0013	0,0065	0,65
4	3,06	0,00098	0,0049	0,49	0,0013	0,0065	0,65
5	3,06	0,0013	0,0065	0,65	0,00098	0,0049	0,49
6	3,06	0,00065	0,0032	0,32	0,00098	0,0049	0,49
7	3,06	0,00098	0,0016	0,16	0,0013	0,0065	0,65

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

#### IV.9.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

I = K

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_K$ : Hauteur de l'étage "k".

Si  $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$ , les effets [P- $\Delta$ ] peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$ .

Si  $\theta_K > 0,2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.8. Vérification à l'effet [P-Δ]

Niveau	$h_k$	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k / h_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta$	$\Delta k / h_k$	$V_k$ (KN)	$\theta$
RDC	3,06	24958,033	0,0016	2047,850	0,019	0,0016	1911,961	0,02
1	3,06	20304,975	0,0049	1969,983	0,05	0,0065	1834,503	0,07
2	3,06	15757,532	0,0049	1779,722	0,04	0,0049	1647,784	0,046
3	3,06	11994,386	0,0049	1547,996	0,037	0,0065	1428,054	0,054
4	3,06	9125,046	0,0049	1302,957	0,023	0,0065	1208,019	0,049
5	3,06	6391,166	0,0065	997,032	0,041	0,0049	941,42	0,033
6	3,06	3667,334	0,0032	632,533	0,018	0,0049	613,763	0,029
7	3,06	721,883	0,0016	188,003	0,006	0,0065	174,111	0,026

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, donc l'effet [P-Δ] n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

#### IV.10. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC et Sous-sol	1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	50×55	45×50	40×45	35×40	30×30

Tableau IV.10. Dimensions finales des voiles

Localisation	$V_{x1}; V_{x2}; V_{x3}; V_{x4}; V_{x5};$ $V_{x6}; V_{x7};$	$V_{y1}; V_{y2}; V_{y3}; V_{y4}; V_{y5};$ $V_{y6}; V_{y7}; V_{y8}$
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×1	0,2×1

### V.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

#### ➤ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

### V. 2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right. \begin{array}{l} ELU \\ ELS \\ \\ \\ \\ \\ \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ \\ \\ \text{accidentelles} \\ \\ \\ \end{array}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux données par les sollicitations suivantes :

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

#### V.2.1. Recommandations

##### ➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- ✓  $A_{min} = 0,8 \%$  de la section de béton.
- ✓  $A_{max} = 4 \%$  de la section de béton ( en zone courante).
- ✓  $A_{max} = 6 \%$  de la section de béton ( en zone de recouvrement).
- ✓  $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$  (diamètre minimale utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) et de  $40\phi$ .
- ✓ La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV .1).

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

$b_1$  et  $h_1$  : la section du poteau considéré.

$h_e$  : hauteur d'étage.

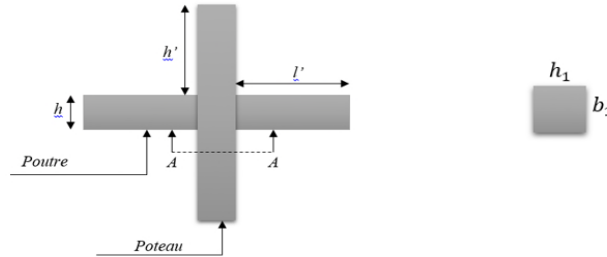


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	50 × 55	22	110	165
1	45 × 50	18	90	135
2 et 3	40 × 45	14.4	72	108
4 et 5	35 × 40	11.2	56	84
6 et 7	30 × 30	7.2	36	54

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- ✓  $V^{max}$  : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ✓  $\rho$  : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \text{ avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

- ✓ En zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$  ... zone IIa
- ✓ En zone courante :  $t \leq 15\phi_l^{min}$  ... zone IIa



$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) & \text{ou } 0,3\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) & \text{ou } 0,8\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t^{min}$ .

**V.2.2. Sollicitation de calcul**

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Sous-sol et RDC	2112.24	77.35	99.53	1.18	77.35	2112.24	100.29
1 <sup>er</sup> étage	1804.86	64.34	33.94	3.32	64.34	1804.86	77.49
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1527.55	34.49	108.61	1.015	64.27	150.80	58.89
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	1006.97	29.92	68.66	-0.56	40.75	957	49.44
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	471.22	13.32	22.98	4.46	37.99	146.53	32.38

**V.2.3. Calcul du ferrailage**

❖ **Ferrailage longitudinal**

**Hypothèses de calcul**

- ✓ Fissuration peu préjudiciable ( $e = 3 \text{ cm}$ ) ;
- ✓ Calcul en flexion composée ;
- ✓ Calcul suivant BAEL 91/99.
- ✓

❖ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau 7, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Soit :  $N^{max} = 471,22 \text{ KN}$  ;  $M^{corr} = 13,32 \text{ KN.m}$

$b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,028 < \frac{h}{2} = 0,15 \Rightarrow \text{le centre de pressions il est à l'intérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 69,87 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \dots \dots \dots (1) \Rightarrow (1) = 0,043$$

$$(0,337h - 0,81d')bh f_{bu} \dots \dots \dots (2) \Rightarrow (2) = 0,127$$

$(1) < (2) \Rightarrow$  La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69,87 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 18,47} = 0,069$$

$$\mu_{bu} = 0,069 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,09$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,26 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{69,87 \times 10^{-3}}{400 \times 0,26} = 6,72 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6,72 - \frac{471,22 \times 10^{-3}}{400} = -5,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_s = -5,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } N^{\min} = 22,98 \text{ KN ; } M^{\text{corr}} = 4,46 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm ; } d = 27 \text{ cm ;}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,19 > \frac{h}{2} = 0,15 \Rightarrow \text{le centre de pressions il est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 7,22 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \dots \dots \dots (1) \Rightarrow (1) = -0,0017$$

$$(0,337h - 0,81d') b h f_{bu} \dots \dots \dots (2) \Rightarrow (2) = 0,13$$

(1) < (2)  $\Rightarrow$  La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,22 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 18,47} = 0,018$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,023$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{7,22 \times 10^{-3}}{400 \times 0,27} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,67 - \frac{22,98 \times 10^{-3}}{400} = 0,0955 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_s = 0,0955 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } M^{\max} = 37,99 \text{ KN ; } N^{\text{corr}} = 146,53 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm ; } d = 27 \text{ cm ;}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,26 > \frac{h}{2} = 0,15 \Rightarrow \text{le centre de pressions il est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 55,57 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \dots \dots \dots (1) \Rightarrow (1) = -0,02$$

$$(0,337h - 0,81d')bh f_{bu} \dots \dots \dots (2) \Rightarrow (2) = 0,13$$

(1) < (2)  $\Rightarrow$  La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55,57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 18,47} = 0,14$$

$$\mu_{bu} = 0,14 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,189$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,25 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{55,57 \times 10^{-3}}{400 \times 0,25} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5,56 - \frac{146,53 \times 10^{-3}}{400} = 2,2 \text{ cm}^2$$

soit  $A_s = 2,2 \text{ cm}^2$

Donc  $A_{cal} = \max(A_1, A_2, A_3) = 2,2 \text{ cm}^2$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3.** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}^{Z.tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres par face	$A^{de\ 4\ face}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
S-sol et RDC	50 × 55	4,35	3HA14	12,32	22	12HA16 = 24,13
1	45 × 50	2,55	3HA12	9,05	18	12HA14 = 18,47
2 et 3	40 × 45	2,02	3HA12	9,05	14,4	4HA14 + 8HA12 = 15,21
4 et 5	35 × 40	1,03	3HA12	9,05	11,2	12HA12 = 13,57
6 et 7	30 × 30	2,2	3HA12	9,05	7,2	8HA12 = 9,05

**Tableau V.4.** Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	Sous-sol	RDC	Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7
Sections	50 × 55	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 30
$\phi_l^{min}$ (cm)	1,6	1,6	1,4	1,2	1,4	1,2
$l_f$ (cm)	178,5	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
$\lambda_g$	3,57	4,28	4,76	5,35	6,12	7,14
V (KN)	100,29	100,29	77,49	58,89	49,44	32,38
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$	15	15	15	15	15	

(cm)						15
P	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5	2,5
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2,56	2,56	2,18	1,23	1,16	1,01
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,96	3,18	2,38	2,02	1,8	1,35
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**V.2.4. Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{(0,9 \times \gamma_b)} + \frac{f_e}{(100 \times \gamma_s)}\right)}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (7.3.1.b). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	$N_u$ (KN)	$l_f$ (cm)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r \geq B_r^{cal}$		observation
						$B_r$	$B_r^{cal}$	
RDC	2112,24	214,2	14,43	14,84	0,82	0,254	0,091	Vérifiée
1	1804,86	214,2	12,99	16,49	0,81	0,206	0,079	Vérifiée
2 et 3	1527,55	214,2	11,55	18,55	0,80	0,163	0,068	Vérifiée
4 et 5	1006,97	214,2	10,10	21,20	0,79	0,125	0,045	Vérifiée
6 et 7	471,22	214,2	8,66	24,74	0,77	0,078	0,021	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc Il n'y a pas de risque de flambement.

❖ **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression de béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau

$$\sigma_{bc \ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc \ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc \ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :  $S = b \times h + 15(A + A')$  section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Sous-sol et RDC	1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
sections	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 30
$d$ (cm)	52	47	42	37	27
$A$ (cm <sup>2</sup> )	24,13	18,47	15,21	13,57	9,05
$V$ (cm)	30,35	27,41	24,7	21,98	16,57
$V'$ (cm)	24,65	22,59	20,30	18,02	13,43
$I_{yy'}$ (m <sup>4</sup> )	0,009	0,006	0,004	0,002	0,001
$N_{ser}$ (KN)	1542,42	1317,94	930,28	543,75	139,63
$M_{ser}$ (KN.m)	56,34	46,79	32,71	27,31	14,09
$M_{serG}$ (KN.m)	100,3	78,55	53,17	38,07	16,28
$\sigma_{bc1}$ (MPa)	8,9	9,4	8,45	8,06	4,2
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	2,86	2,9	2,46	4,53	3,73
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

#### ❖ Vérification des contraintes de cisaillement



D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	sections	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	50 × 55	214,2	4,28	0,04	52	100,29	0,386	1	Vérifiée
1	45 × 50	214,2	4,76	0,04	47	77,49	0,366	1	Vérifiée
2 et 3	40 × 45	214,2	5,35	0,075	42	58,89	0,350	1,875	Vérifiée
4 et 5	35 × 40	214,2	6,12	0,075	37	49,44	0,382	1,875	Vérifiée
6 et 7	30 × 30	214,2	7,14	0,075	27	32,38	0,399	1,875	Vérifiée

❖ Dispositions constructives

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$ .
- ✓ Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \phi$ :

Pour  $\phi = 16\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 65\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 60\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 50\text{cm}$ .

V.2.5. Schémas de ferrailage

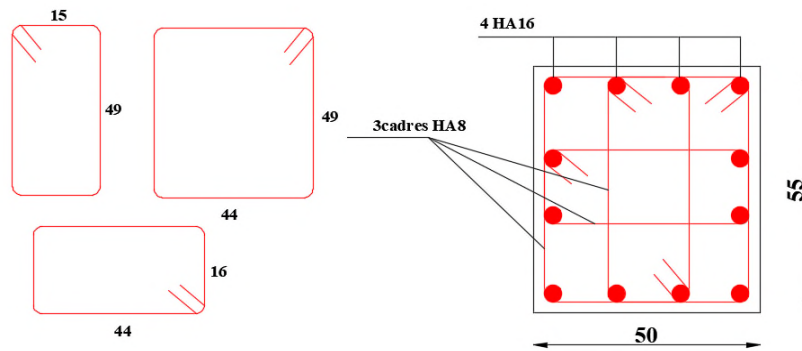


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux du étages RDC et S-sol

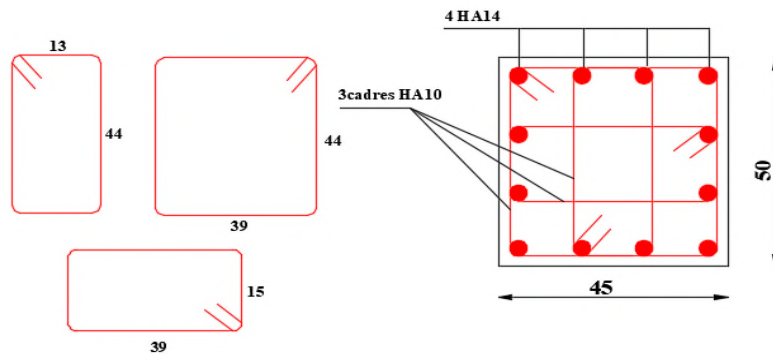


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux étages 1

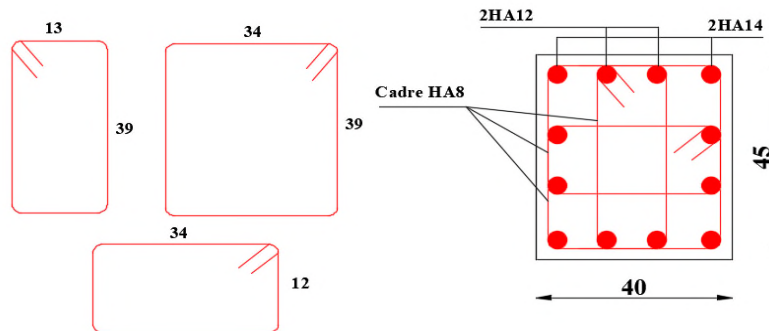


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux étages 2 et 3

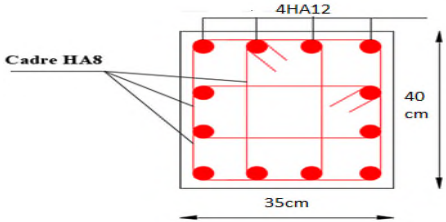


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux étages 4 et 5

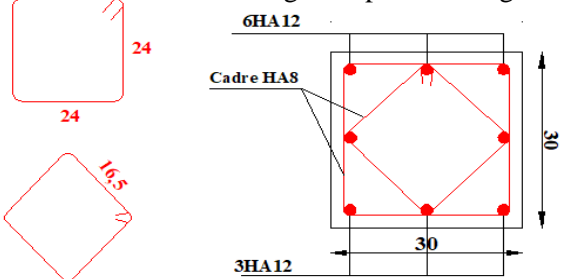


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux étage 7

**V. 3. Etude des poutres**

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS16**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes.

$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$	<i>ELU</i>
	<i>ELS</i>
	<i>accidentelles</i>

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- Poutres principales (35 × 40)
- Poutres secondaires (30 × 35)

**V.3.1. Recommandations du RPA 99/2003**

❖ **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% de la section du béton en zone courante.  
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de **40∅** en zone IIa.
- ✓ Les poutres supportent 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.

- ✓ 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.
- ❖ **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S \times b$ .
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de  $(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$ .
  - En dehors de la zone nodale :  $S \leq \frac{h}{2}$ .

La valeur du diamètre  $\emptyset_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section entravée 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.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

#### V.3.2 .1. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.8.** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres

Niveaux	Poutres principales			Poutres secondaires		
	$M_{appuis}$ (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	V(KN)	$M_{appuis}$ (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	V(KN)
S.sol et RDC	129,66	120,69	99,95	86,24	64,79	94,01
1	168,39	158,73	125,14	116,16	85,95	98,41
2	173,81	163,17	128,80	128,38	92,87	106,64
3	164,91	154,64	117,96	130,02	101,84	106,45
4	142,93	132,24	106,87	121,53	91,67	98,52
5	113,91	103,78	86,52	108,48	79,94	86,61
6	81,55	69,46	63,72	86,51	62,67	87,51
7	74,01	48,48	57,73	73,29	35,08	72,31

#### V.3.2.2. Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **ETABS V16**. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.9.** Les armatures longitudinales dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	Localisation	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	choix
S.sol et RDC	Principale	Travée	8,62	9,24	7	6HA14
		Appui	9,23	9,24		6HA14
	Secondaire	Travée	5,23	5,65	5,25	5HA12



Etages 1	Principale	Appui	7,18	8,01	7	3HA12 + 3HA14
		Travée	11,03	11,12		2HA14 + 4HA16
		Appui	12,03	12,06		6HA16
	Secondaire	Travée	7,16	8,01	5,25	3HA12 + 3HA14
		Appui	10,1	10,65		3HA14 + 3HA16
Etages 2	Principale	Travée	11,65	12,06	7	6HA16
		Appui	12,01	12,06		6HA16
	Secondaire	Travée	7,73	8,01	5,25	3HA12 + 3HA14
		Appui	10,6	10,65		3HA14 + 3HA16
Etages 3	Principale	Travée	11,04	11,12	7	2HA14 + 4HA16
		Appui	12,01	12,06		6HA16
	Secondaire	Travée	8,48	9,24	5,25	6HA14
		Appui	10,83	11,12		2HA14 + 4HA16
Etages 4	Principale	Travée	9,44	10,05	7	5HA16
		Appui	10,21	10,65		3HA14 + 3HA16
	Secondaire	Travée	7,63	8,01	5,25	3HA12 + 3HA14
		Appui	10,13	10,18		4HA12 + 2HA14
Etages 5	Principale	Travée	7,2	7,6	7	4HA12 + 2HA14
		Appui	7,9	8,01		3HA12 + 3HA14
	Secondaire	Travée	6,4	6,79	5,25	6HA12
		Appui	9,04	9,24		6HA14
Etages 6	Principale	Travée	4,82	7,6	7	4HA12 + 2HA14
		Appui	5,66	7,6		4HA12 + 2HA14
	Secondaire	Travée	5,05	5,65	5,25	5HA12
		Appui	7,2	7,6		4HA12 + 2HA14
Etages 7	Principale	Travée	3,27	7,6	7	4HA12 + 2HA14
		Appui	5,14	7,6		4HA12 + 2HA14
	Secondaire	Travée	2,74	5,65	5,25	5HA12
		Appui	5,6	5,65		5HA12

- **Longueur de recouvrement :**

$$l_r \geq 40 \times \emptyset$$

**RPA99/2003 Art (7.5.2.1).**

- ✓  $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 65 \text{ cm}$ .
- ✓  $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 60 \text{ cm}$ .
- ✓  $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 50 \text{ cm}$ .

### V.3.2.3. Les armatures transversales

#### ❖ Calcul de $\emptyset_t$

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left( \emptyset_t^{\min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales} : \emptyset_t \leq \min(12; 11,43; 35) \text{ mm} \\ \text{poutres secondaires} : \emptyset_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} \text{poutres principales} : (35 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} : (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre + un étrier) $\phi_8$ .

❖ **Calcul des espacements  $S_t$**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

**En zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 8 \text{ cm} \end{cases}$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On :  $A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone courante :**  $A_{max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales : } A_{max} = 56 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{max} = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales : } A_{max} = 84 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{max} = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérfications à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires : } A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots \text{FPN}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.10. Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (KN)	$\bar{\tau}_{bu}$ (KN)	Observation
Principales	128,81	0,968	3,33	Vérifiée
Secondaires	106,64	1,07	3,33	Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$ .

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = \left( V^{max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$ .

**Tableau .V.11.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{inter}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	128,81	173,81	12,06	3,7	1,83	Vérifiée
Secondaires	106,64	128,38	10,65	3,06	1,55	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton.
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

✓ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau.V.12.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M^{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Observation
						$\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Appui	42,7	3,81	9,62	56416,57	7,28	15	Vérifiée
	Travée	35,59	2,4	7,87	38368,25	7,3	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	50,36	4,06	9,72	42188,57	11,6	15	Vérifiée
	Travée	45,67	3,56	9,2	38034,78	11,04	15	Vérifiée

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

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq h_f = \max \left( \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right) \times l \\ A_t \leq A_f = \frac{4,2bd}{f_e} \\ L \leq 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

poutres principales :  $\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > h_f = 35,23 \text{ cm} \\ A = 2,4 \text{ cm}^2 \leq A_f = 13,96 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

poutres secondaires :  $\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} > h_f = 33,5 \text{ cm} \\ A = 3,56 \text{ cm}^2 \leq A_f = 10,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

❖ **Schémas de ferrailage**

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

**Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec } Z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Tableau V.13.** Moments résistants dans les poteaux sens (x-x)

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>N</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>RS</sub> (KN. m)	M <sub>RN</sub> (KN. m)
Sous-sol	55	49,5	8,04	8,04	400	159,19	159,19
RDC	55	49,5	8,04	16,08	400	159,19	318,38
1	50	45	6,16	14,2	400	110,88	255,6
2	45	40,5	5,34	11,5	400	86,51	186,30
3	45	40,5	5,34	10,68	400	86,51	173,02
4	40	36	4,62	9,96	400	66,53	143,42
5	40	36	4,62	9,24	400	66,53	133,06
6	30	27	3,39	8,01	400	36,61	86,51
7	30	27	3,39	0	400	36,61	0

**Tableau .V.14.** Moments résistants dans les poteaux sens (y-y)

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>N</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>RS</sub> (KN. m)	M <sub>RN</sub> (KN. m)
Sous-sol	50	45	8,04	8,04	400	144,72	144,72
RDC	50	45	8,04	16,08	400	144,72	289,44
1	45	40,5	6,16	14,2	400	99,79	230,04
2	40	36	5,34	11,5	400	76,9	165,6
3	40	36	5,34	10,68	400	76,9	153,79
4	35	31,5	4,62	9,96	400	58,21	125,5
5	35	31,5	4,62	9,24	400	58,21	116,42
6	30	27	3,39	8,01	400	36,61	86,51
7	30	27	3,39	0	400	36,61	0

**Tableau V.15.** Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	localisation	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN. m)
RDC	Principale	Travée	40	36	1,43	400	20,59
		Appui			3,7	400	53,28
	Secondaire	Travée	35	31,5	3,2	400	39,94
		Appui			3,74	400	47,12
1	Principale	Travée	40	36	1,77	400	25,49
		Appui			3,81	400	54,86
	Secondaire	Travée	35	31,5	3,1	400	39,06

		Appui			3,95	400	49,77
2	Principale	Travée	40	36	1,78	400	25,63
		Appui			1,64	400	23,62
	Secondaire	Travée	35	31,5	3,41	400	42,97
		Appui			4,06	400	51,16
3	Principale	Travée	40	36	1,5	400	21,6
		Appui			1,68	400	24,19
	Secondaire	Travée	35	31,5	2,57	400	32,38
		Appui			3,54	400	44,60
4	Principale	Travée	40	36	2,23	400	32,11
		Appui			2,13	400	30,67
	Secondaire	Travée	35	31,5	2,35	400	29,61
		Appui			3,62	400	45,62
5	Principale	Travée	40	36	1,86	400	26,78
		Appui			2,62	400	37,73
	Secondaire	Travée	35	31,5	2,23	400	28,1
		Appui			3,76	400	47,38
6	Principale	Travée	40	36	1,83	400	26,35
		Appui			2,62	400	37,73
	Secondaire	Travée	35	31,5	3,56	400	44,86
		Appui			3,26	400	41,08
7	Principale	Travée	40	36	2,4	400	30,24
		Appui			3,8	400	54,72
	Secondaire	Travée	35	31,5	2	400	25,2
		Appui			2,91	400	36,67

Tableau .V.16. Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niv	Types des poutres	$M_N$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_N+M_s$ (KN.m)	$M_W$ (KN.m)	$M_E$ (KN.m)	$1,25 \left( \begin{matrix} M_W \\ +M_E \end{matrix} \right)$ (KN.m)	Obs
Sous-sol	PP	144,72	144,72	289,44	53,28	20,59	92,34	Vérifiée
	PS	159,19	159,19	318,38	47,12	39,94	108,82	Vérifiée
RDC	PP	289,44	144,2	434,16	53,28	20,59	92,34	Vérifiée
	PS	318,38	159,19	477,57	47,12	39,94	108,82	Vérifiée
1	PP	230,04	99,79	329,83	54,86	25,49	100,44	Vérifiée
	PS	255,6	110,88	366,48	49,77	39,06	111,04	Vérifiée
2	PP	165,6	76,9	242,5	23,62	25,63	61,56	Vérifiée
	PS	186,30	86,51	272,81	51,16	42,97	117,66	Vérifiée
3	PP	153,79	76,9	230,7	24,19	21,6	57,24	Vérifiée
	PS	173,79	86,51	259,53	44,60	32,38	96,22	Vérifiée
4	PP	125,5	58,21	183,71	30,67	32,11	78,47	Vérifiée
	PS	143,42	66,53	209,95	45,62	29,61	94,04	Vérifiée
5	PP	116,42	58,21	174,63	37,73	26,78	80,64	Vérifiée
	PS	133,06	66,53	199,59	47,38	28,1	94,35	Vérifiée
6	PP	86,51	36,61	123,12	37,73	26,35	80,1	Vérifiée

	PS	86,51	36,61	123,12	41,08	44,86	107,42	Vérifiée
7	PP	0	36,61	36,61	54,72	30,24	106,2	N.Vérifiée
	PS	0	36,61	36,61	36,67	25,2	77,34	N.Vérifiée

V.3.3. Schémas de ferrailage des poutres

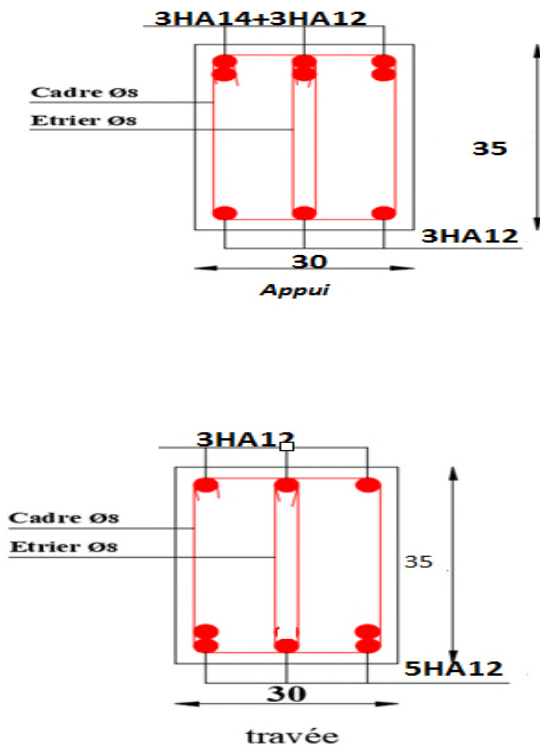
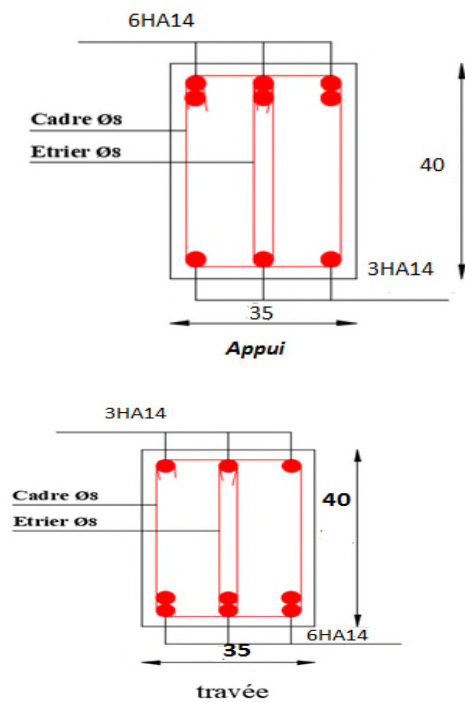


Figure .V.7. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de RDC+SS



**Figure V.8.** Schéma de ferrailage de la poutre principale de RDC+SS  
**V.4. Étude des voiles**

**V4.1. Introduction**

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4. A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastés à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1)  $1,35G + 1,5Q$
- 2)  $G + Q \pm E$
- 3)  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{aligned} N^{max} &\rightarrow M^{correspondant} \\ M^{max} &\rightarrow N^{correspondant} \\ N^{min} &\rightarrow M^{correspondant} \end{aligned}$$

**V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003**

➤ **Armatures verticales**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,2% de la section du béton,  $A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$ .

Avec :

$l_t$ : longueur de la zone tendue.

$e$ : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓

➤ **Armatures Horizontal**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et de maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ **Armatures Transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m<sup>2</sup>.

➤ **Règles communes [RPA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1) **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 2) **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.4. Ferrailages

➤ **Calcul du ferrailage du voile**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontale de voiles.

**Tableau V.17.** Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC	1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
<b>Section</b>	0,2×1	0,2×1	0,2×1	0,2×1	0,2×1
<b>Type de section</b>	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC
<b>N (KN)</b>	355,18	332,34	237,81	190,09	49,31
<b>M (KN. m)</b>	1,59	8,91	16,74	17,76	20
<b>V (KN)</b>	1,89	6,18	9,46	10,47	14,84
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	/	/	/	0,017	0,29



$\tau$ (MPa)	0,015	0,05	0,074	0,11	0,12
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_V^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	5,25	5,25	5,25	5,17	3,7
$A_V^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3	3	3	3	3
$A_V^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5,65	5,65	5,65	5,65	3,93
$N^{barre}/face$	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,5	1,5	1,5	1,47	1,05
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20 </tr		

#### V.4.5. Schéma de ferrailage

Nous exposerons ici un schéma de ferrailage du voile .

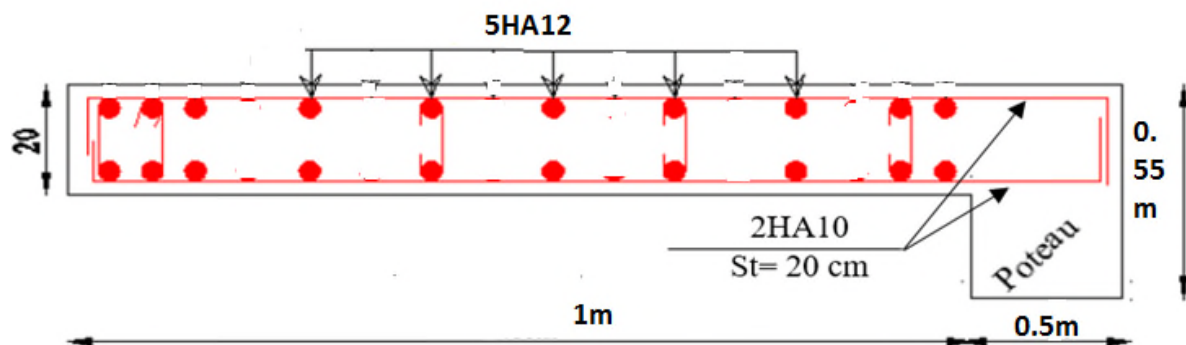


Figure V.20. Schéma de ferrailage de Vx1 du niveau RDC

## VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie enfouie dans le sol, elle a pour objectif de transmettre les diverses charges venues de la superstructure au sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol ce qu'on nomme fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ou bien fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol;
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise;
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

## VI.2. Etude des fondations

### VI.2.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondations en fonction du rapport  $D/B$  qui sont:

- $\frac{D}{B} \leq 6$  : fondations superficielles (semelle isolée ; semelle filante ou radier)
- $6 < \frac{D}{B} < 10$  : fondations semi profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$  : fondation profonde (pieux)

### VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol; l'intensité des charges transmises au sol; la distance entre axes des poteaux.

La nature du sol et la profondeur de l'horizon résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ( $D=3,5\text{m} \leq B \times 6$ ). Pour faire le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : semelle isolée, semelle filante et radier afin de faire le choix le mieux adapté en vue de rallier le parti technico-économique.

### VI.2.3. Reconnaissance du sol

Afin de correctement projeter une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain ,après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques qui suivent:

$$D = 3,5 \text{ m} ; Q_{adm} = 1,26 \text{ bar} ; C = 0,325 \text{ bar} ; \gamma = 20,16 \text{ KN/m}^3 ; \theta = 12^\circ$$

### VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

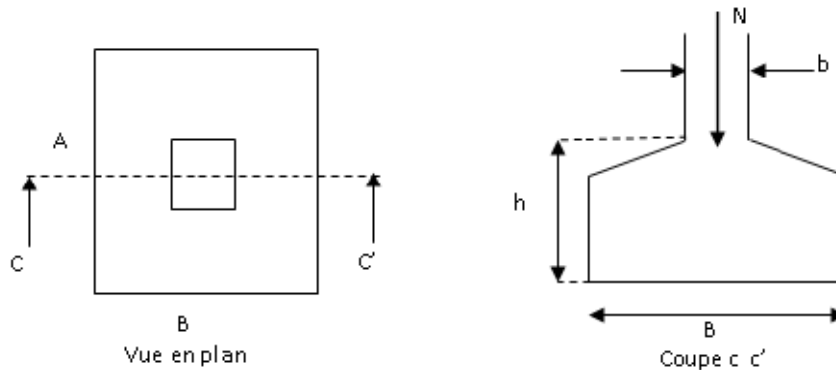
#### VI.2.4.1. semelles isolées

• **Combinaisons d'actions à considérer:** D'après le RPA99/ 2003(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes

$$G + Q \pm E \quad 0.8G \pm E \quad G+Q$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots (1)$$

N = 1593,38 KN (effort normal à l'ELS du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS)



**Figure VI .1**Vue d'une semelle isolée

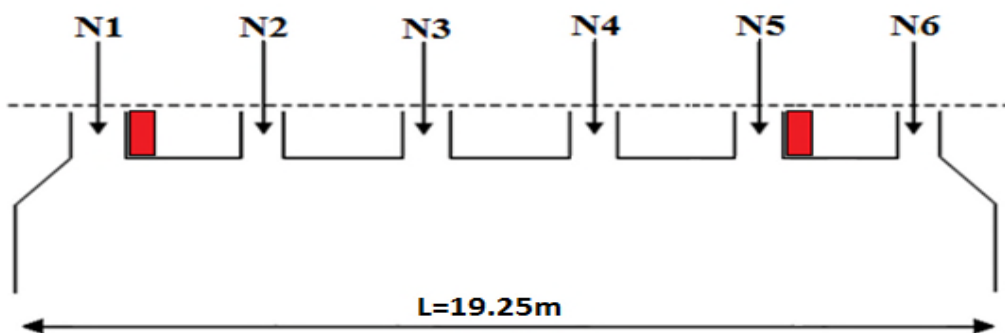
On a les dimensions de la semelle et du poteau homothétiques :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A dans (1) ce qui donne :  $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 3,76 \text{ m}$  on prend B= 3,8m.

$L_{min} = 1,77 \text{ m}$  ; on remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc les semelles isolées sont à exclure .

**VI. 2.4.2. Vérification des semelles filantes**

Choisissons une semelle filante (SF1), de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 6 poteaux N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub>, N<sub>3</sub>, N<sub>4</sub>, N<sub>5</sub>,N<sub>6</sub> et 2 voiles avec un débord de 0.5 m



**Figure VI .2**Semelle filante SF1

avec : N = 6018,82 KN       $M = \sum_{i=1}^6 = 20,53 \text{ KN.m}$  (N et M sont pris à l'ELS)

Remarque : Afin de prendre en compte les divers poids des couches de terres sur la semelle filante ainsi que son poids propre, on majore l'effort de 20%, soit un ratio moyen déterminé compte tenu des calculs développés manuellement:

$$N_s = 1.2 N = 8328.61 \text{ KN}$$

A partir du modèle de Meyerhof

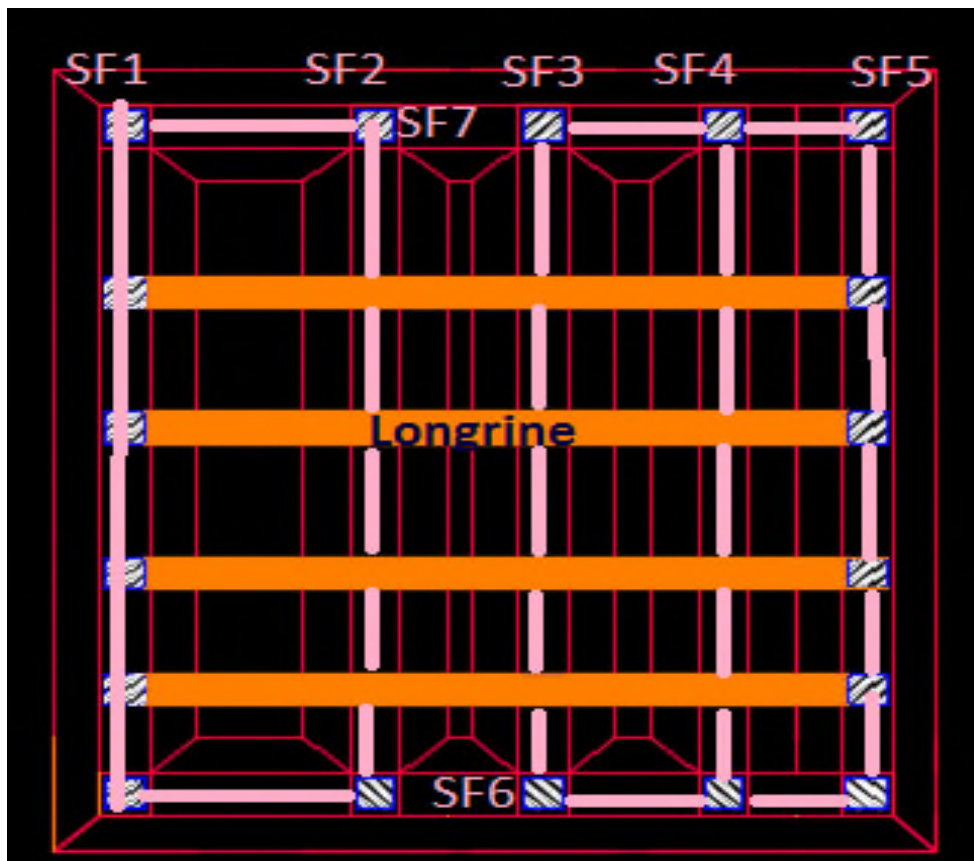
$$B \geq \frac{1.2 \times N}{(L - 2e) \times \bar{\sigma}_{sol}} \text{ avec } e = \frac{M}{N} = 0.0034 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{7222.59}{(19.25 - 2 \times 0.0034) \times 126} = 2.97 \text{ m}$$

on prend **B = 3 m**

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux, donc on opte pour des semelles filantes.

La figure VI.3 qui suit montre la disposition des semelles filantes



**Figure VI.3** Vue en plan de la disposition des semelles filantes

Dans le sens YY, les semelles filantes sont liaisonnées à la base par des longrines de cm en vue d'assurer un monolithisme vis-à-vis des efforts horizontaux ainsi que de reprendre les moments de flexion dans le sens YY ( $M_{yy}$ ).

Les résultats de dimensionnement des autres semelles filantes sont résumées dans le tableau VI.1 suivant:

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7
N (KN)	7222.59	9075.64	6506.34	4936.212	4047.62	2805.09	1934.00
M (KN.m)	20.53	6.43	6.05	5.17	7.94	3.58	3.09
e (m)	0.0034	0.001	0.001	0.0012	0.0023	0.0015	0.0019
B (m)	3	3.2	2.7	2.1	1.7	1.4	1

Tableau VI .1 Dimensionnement des différentes semelles filantes

**VI. 2.5. Dimensionnement de la poutre de libage**

on a un poteau de dimension :  $b= 60$  cm donc  $b_0 = b +10$  cm = 70 cm

$$\frac{L_{max}}{9} < h_0 < \frac{L_{max}}{6} \rightarrow \frac{4.60}{9} = 0.51 < h_0 < \frac{4.60}{6} = 0.76$$

on prend  $h_0 = 90$

• **Hauteur totale de la semelle filante ( $h_t$ )**

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 = \frac{3 - 0.6}{4} + 0.05 = 0.55$$

On prend :  $h_t = 0.7$  m

• **Hauteur du glacis**

$$\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend  $h_1 = 20$  cm

Avec

B : largeur de la semelle filante

$h_t$  : hauteur totale de la semelle filante

$b_0$  : largeur de la poutre de libage

$h_0$  : hauteur de la poutre de libage

$h_1$ : hauteur du glacis

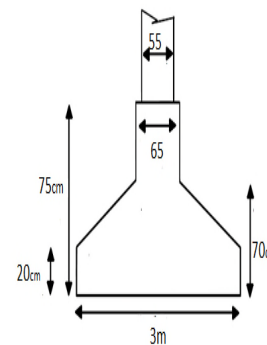


Figure VI .4 Coupe transversale d'une semelle

### VI. 2.5.1 Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante (SF1) à l'ELU

$$q_{\text{ref}} = \frac{1.2 \times N_u}{B \times (L - 2 \times e)} \rightarrow q_{\text{ref}} = \frac{1.2 \times 8227.74}{3 \times (19.25 - 2 \times 0.0033)} = 171.026 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{\text{ref}} \times B = 171.026 \times 3 = 513.07 \text{ KN/ml}$$

$P_u$  représente la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité (Libage)

Les autres résultats des efforts sollicitant des semelles filantes sont résumés dans le tableau

VI.2 suivant:

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7
N (KN)	8227.74	8619.09	7416.39	5619.59	13034.64	2198.74	4599.28
M (KN.m)	27.42	8.14	8.22	6.62	117.65	3.72	4.31
e (m)	0.0033	0.00094	0.0011	0.0012	0.00902	0.00169	0.0009
$q_{\text{ref}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	171.026	167.92	171.24	166.83	351.23	112.53	329.53
$P_u$ (KN/ml)	513.07	537.34	462.37	350.35	667.34	157.55	329.53

**Tableau VI .2** Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU

### VI. 2.5.2 Ferrailage transversal de la semelle

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} \text{ avec : } \bar{\sigma}_a = 3480 \text{ bar , } d = 85 \text{ cm , } b = 55 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{513.07 \times (300 - 55) \times 10^2}{8 \times 85 \times 3480} = 5.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 10HA10 = 7.85 cm<sup>2</sup> , e = 30 cm

#### • Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{7.85}{3} = 2.61 \text{ cm}^2 \text{ Choix : 8HA8 = 4.02 cm}^2/\text{ml , e = 37cm}$$

### VI. 2.5.3 Dimensionnement et calcul des semelles sous voiles dans le sens y-y

Pour les voiles dans le sens y-y dont une partie sort des limites des semelles filantes disposées dans le sens x-x, on dimensionnera des semelles sous voile avec un débord de 0.5m .

Soit le voile  $V_y = 1\text{m}$ , avec

$$N = 164.48 \text{ KN ; } M = 0.35 \text{ KN.m ; } e = 0.0021\text{m}$$

$$B \geq \frac{1.2N}{(L-2 \times e) \times \bar{\sigma}_a} \rightarrow \frac{197.37}{(2.55 - 2 \times 0.0021) \times 126} = 0.61\text{m , on prend } B = 0.65 \text{ m.}$$

• Ferrailage

$$q_{\text{ref}} = \frac{1.2(496.82)}{0.65 \times (2.55 - 2 \times 0.0025)} = 360.39 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{\text{ref}} \times B = 234.25 \text{ KN/ml}$$

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} = \frac{234.25 \times (0.65 - 0.2)}{8 \times 0.65 \times 3480} = 5.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>/ml ; e = 11 cm

• Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ Choix: 4HA10 = 3.14 cm}^2/\text{ml ; e = 16 cm}$$

VI.2.5.4 Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}} \text{ avec } E_c = 32 \times 10^6, B = 3 \text{ m, pour un sol moyen } = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0.14166}{4 \times 10^4 \times 3}} = 3.5 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} < \frac{\pi \times L_e}{2} + b \rightarrow 5.11 < \frac{3.14 \times 3.5}{2} + 3 = 8.49 \text{ m}$$

La semelle est donc rigide et le diagramme des contraintes est linéaire.

VI. 2.5.5 Calcul des sollicitations des poutres de libage

Les résultats sont obtenus après modélisation sur ETABS

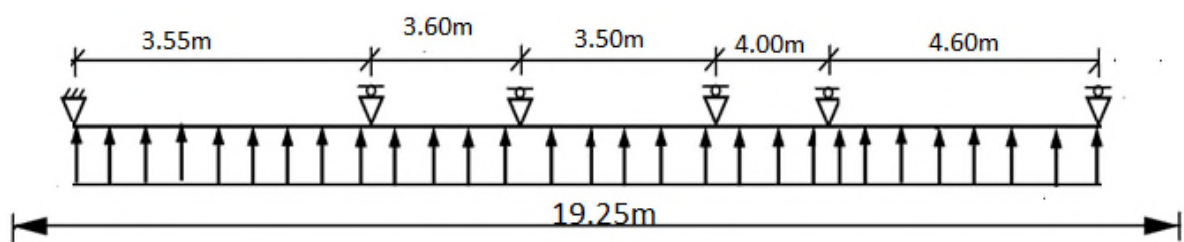


Figure VI .5 Schéma statique de la poutre de libage

Les diagrammes des moments et efforts tranchant à l'ELU dans la poutre de libage sont représentés ci-dessous

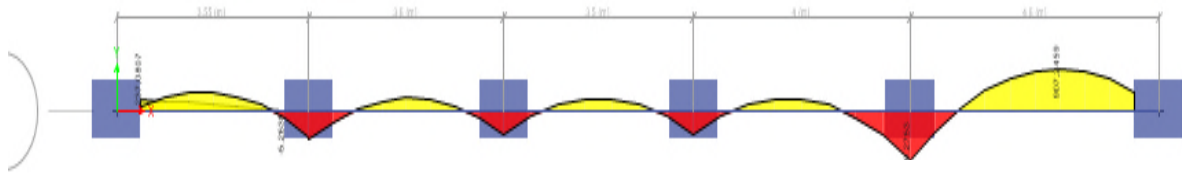


Figure VI .6 Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU

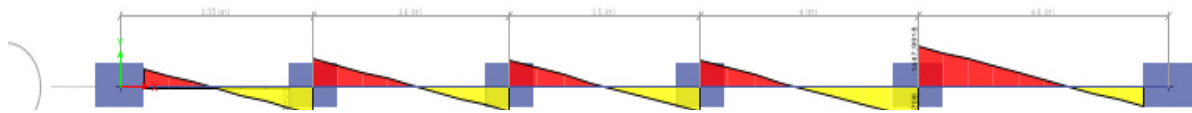


Figure VI .7 Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU

Les résultats des moments maximaux et effort tranchant maximal sont

$$M_a = 1079.27 \text{ KN.m}; \quad M_t = -907.24 \text{ KN.m}; \quad V_u = 1190.37 \text{ KN}$$

### VI. 2.5.6 Calcul du ferrailage

#### A) Ferrailage de la partie inférieure

On a :  $f_{c28} = 250 \text{ bar}$  ,  $F_c = 4000 \text{ bar}$  ,  $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$  ,  $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d \times \sigma_a} = \frac{1079.27 \times 10^4}{65 \times 85^2 \times 142} = 0.16 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.22 , \quad z = 0.77 \text{ m}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{1079.27 \times 10^4}{77 \times 3480} = 40.27 \text{ cm}^2$$

#### B) Ferrailage de la partie supérieure

On a :  $f_{c28} = 250 \text{ bar}$  ,  $F_c = 4000 \text{ bar}$  ,  $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$  ,  $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_a} = \frac{907.24 \times 10^4}{65 \times 85^2 \times 142} = 0.13 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.183 , \quad z = 78.77 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{907.24 \times 10^4}{78.77 \times 3480} = 33.09 \text{ cm}^2$$

#### C) Ferrailage vis à vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1190.37 \times 10^2}{65 \times 85} = 21.54 \text{ bar}, \quad f_{tk} = 21 \text{ bar}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3f_{tk})}{0.9 \times f_e} = \frac{1.15 \times (21.54 - 6.3)}{0.9 \times 4000} = 4.86 \times 10^{-3}$$

Pour  $A_t = 8\text{HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2$



$$S_t \leq \frac{6.28}{4.86 \times 10^{-3} \times 65} = 19.87 \text{ cm}$$

• **Espacement maximal (CBA 93)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 4 \text{ bar} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 4} = 96.61 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale ,et  $S_t = 30 \text{ cm}$  en zone courante .

• **Les armatures de peau**

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend  $2HA12=2.26\text{cm}^2$

**Remarque:** Compte tenu des ferraillements élevés on augmente les sections des poutres de libage tel que :  $b_0=65 \text{ cm}, h_0=90 \text{ cm}$ .

Les résultats de calcul des semelles à l'ELU sont récapitulés dans le tableau suivant

Semelle	B(m)	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>t</sub> (m)	L (m)	h <sub>p</sub> (m)	Ferrailage transversal		Ferrailage poutre libage		
						A <sup>trans</sup>	A <sup>transR</sup>	A <sup>sup</sup>	A <sup>inf</sup>	A <sup>t</sup>
SF1	3	0.2	0.7	19.25	0.9	5.31	2.61	33.09	40.27	6.28
SF2	3.2	0.2	0.7	19.25	0.9	6.32	4.1	34.38	42.13	6.28
SF3	2.7	0.2	0.6	19.25	0.9	4.8	3.77	28.38	35.93	6.28
SF4	2.1	0.2	0.5	19.25	0.9	4.2	3.37	22.53	26.8	6.28
SF5	1.7	0.2	0.4	19.25	0.9	3.8	3.01	17.022	20.25	6.28
SF6	1.4	0.2	0.3	16.75	0.9	3.07	2.23	10.23	12.32	6.28
SF7	1	0.2	0.2	16.75	0.9	4.1	1.8	20.98	25.277	6.28

**Tableau VI .3** Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.

**Choix:** On prend le plus défavorable entre l'ELU et L'ELA.

Semelle	A <sub>Sup</sub> P.L (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Inf</sub> P.L (cm <sup>2</sup> )	A <sub>trans</sub> semelle(cm <sup>2</sup> )	A <sub>transRep</sub> (cm <sup>2</sup> )
SF1	5HA20+5HA25=40.25	5HA20+5HA25=40.25	5HA12=5.65	6HA10=4.71
SF2	5H20+5HA25=40.25	10HA25=49.09	5HA12=5.65	6HA10=4.71
SF3	10HA20=31.42	5HA20+5HA25=40.25	5HA12=5.65	6HA10=4.71
SF4	10HA20=31.42	10HA20=31.42	5HA12=5.65	6HA10=4.71
SF5	5HA14+5HA16=17.75	5HA16+5HA20=25.76	5HA12=5.65	6HA10=4.71
SF6	5HA12+5HA14=13.35	5HA14+5HA16=17.75	5HA12=5.65	6HA10=4.71
SF7	5HA16+5HA20=25.76	5HA16+5HA20=25.76	5HA12=5.65	6HA10=4.71

**Tableau VI .4** Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.

### VI.2.7 Schéma de ferrailage

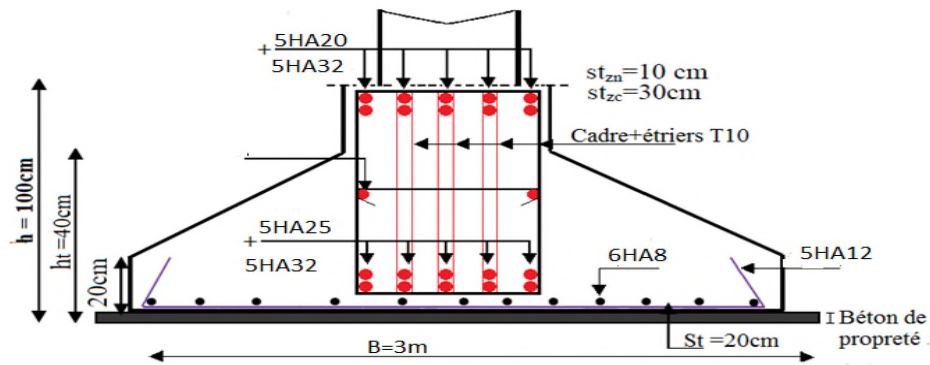


Figure VI.8 Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante 1

## VI.4 Les longrines

**VI.4.1 Pré dimensionnement des longrines:** Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S3 sont :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$ .
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$  avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm;  $15\phi_1$ ).

### VI.4.2 Vérification

Nous avons  $N = 2180.86 \text{ KN}$ , d'après le RPA on a:  $\alpha = 12$  en zone II, site S3.

$$F = \frac{2180.86}{15} = 145.39 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

### VI.4.3 Ferrailage

#### A) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.1454 \times 1.15}{400} = 4.18 \text{ cm}^2;$$

on choisit une section de :  $(30 \times 40)\text{cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$

Choix:  $4\text{HA}14+2\text{HA}12=8.42 \text{ cm}^2$ .

### B) Armatures transversales

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$  on choisit un cadre et une épingle  $\phi 8$ , pour un espacement de 15cm.

• **Vérification:** Condition de non fragilité:  $B = 1200 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ cm}^2$

### C) Schéma de ferrailage

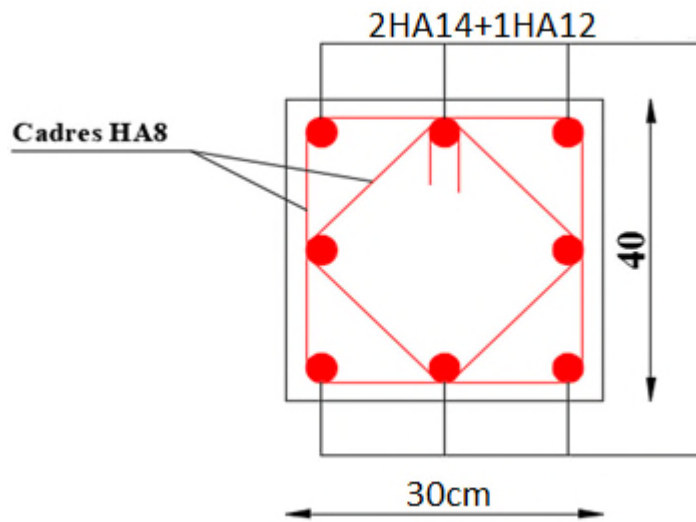


Figure VI. Schéma de ferrailage de la longrine

## VI.5 Le voile périphérique

**VI.5.1 Introduction:** Selon le RPA99/2003 les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce dernier aura pour objectif de rigidifier l'infrastructure du bâtiment.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans le sens horizontal et vertical.

### VI.5.2 Dimensionnement des voiles périphériques

On prend le panneau recouvrant la plus grande travée

La hauteur  $L_x=2.55\text{m}$ .

La longueur  $L_y=4.8\text{m}$ .

L'épaisseur  $e=0.2\text{m}$ .

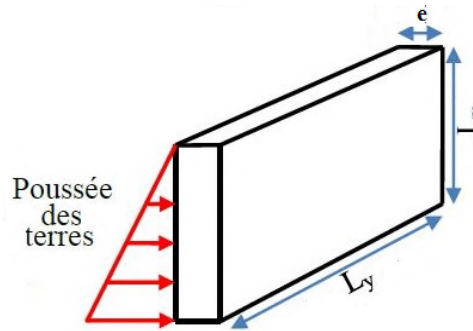


Figure VI.10 Schéma du voile périphérique

**VI.5.3 Caractéristiques géotechniques du sol:** D'après le rapport de sol on a

Le poids spécifique:  $\gamma_h = 20.16 \text{KN/m}^3$ ; La cohésion  $C=0.325 \text{ bar}$ ; l'angle de frottement  $\varphi = 12^\circ$ .

**VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges**

• La

$$G = h \left( \gamma \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) = 33.38 \text{ KN/m}^2$$

• La surcharge accidentelle: on a  $q=10 \text{KN/m}^2$

$$Q = q \left[ \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \left( \frac{2C}{\gamma \times h} \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] = 6.55 \text{ KN/m}^2$$

**VI.5.5 Ferrailage du voile périphérique**

Le voile périphérique sera calculer comme étant une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux ainsi que les fondations.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 43.63 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 43.63 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes:

$L_x=2.05 \text{ m}$ ;  $b=1 \text{ m}$ ;  $L_y=4.25 \text{ m}$ ;  $e=0.2 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.48 < 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille dans deux sens.

Tableau. VI.5 : Section des armatures du mur adossé.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	16.67	0.036	0.046	0.176	2.71	2	6HA10=4.71
	y-y	3.679	0.42	0.01	0.179	0.59	2	3HA10=2.36
Appui		9.81	0.021	0.026	0.178	1.59	2	4HA10=3.14

• **Calcul des espacements:**  $S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$  on prend  $S_t=20\text{cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{uX} = 45.67 \text{ KN}; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

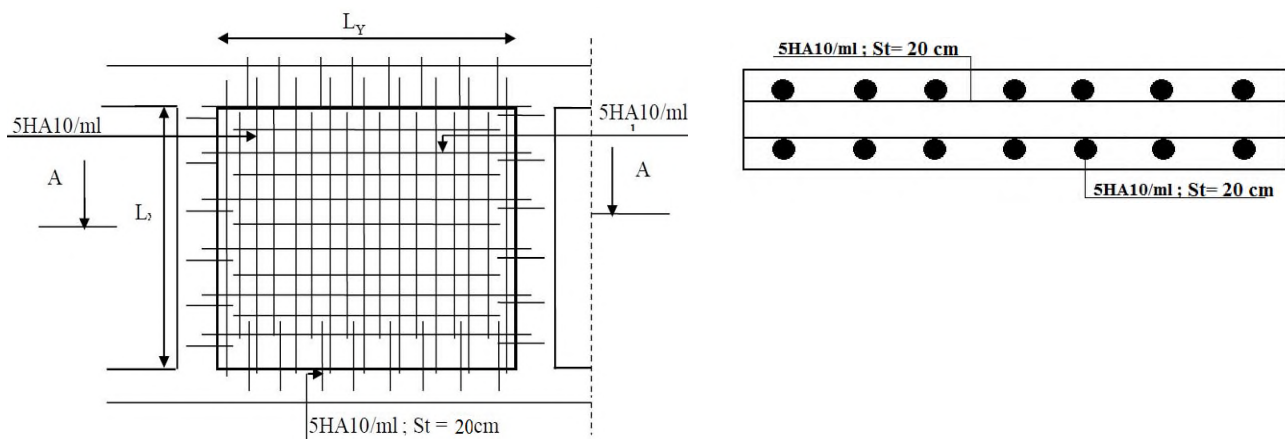
$$V_{uy} = 5.126 \text{ KN}$$

### VI.5.7 Vérification à l'ELS

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
Travée xx	11.568	4.38	15906.51	3.18	15	148.57	201.63
Travée yy	1.0425	3.23	8844.76	0.38	15	26.11	201.63
Appui	6.8058	3.67	12951.98	1.92	15	7.53	201.63

**Tableau VI .6** Vérification des contraintes du béton et de l'acier

### VI.5.8 Schéma de ferrailage



**Figure VI .11** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

### VI.6 Comportement vis-à-vis des tassements différentiels

Compte tenu de l'absence d'essais oedométriques et pressiométriques permettant généralement la prédiction des tassements absolus et différentiels, on suppose que le sol d'assise de portance 1.26 bars est suffisamment raide pour que les tassements de consolidations et les distorsions entre les points d'appui seront négligeables, et par conséquent n'affectent pas la stabilité de forme de l'ouvrage.

**VI.7 Conclusion**

L'étude de l'infrastructure est une étape importante de toute étude partant du choix du type de fondations qui dépendent de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, allant jusqu'au choix des armatures.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées, cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait, alors nous avons opté pour des semelles filantes unidirectionnelles (sens x).

## Conclusion Général

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation de master, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

Les étapes de conception et de calcul que nous avons suivi au cours du déroulement de cette étude sont résumées comme suit :

- La présentation de l'ouvrage.
- Le pré dimensionnement des éléments secondaires de notre structure.
- Le ferrailage des éléments non structuraux et leurs vérifications, tout en respectant les prescriptions apportées par les règlements.
- La résolution de l'étude dynamique qui permet de définir les modes, les périodes et la force sismique à la base. La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions de système de contreventement, pour avoir une bonne distribution des voiles qui peut réduire les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliorer le comportement de la structure durant le séisme. La justification de l'interaction portique voiles permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celles repris par les portiques.
- Pour le ferrailage des éléments principaux et leurs vérifications, avec l'utilisation de L'ETAPS qui permet de déterminer les sollicitations (M,N,T).
- Finalement on a opté pour un système de fondation qui nous assure la stabilité de notre ouvrage.

Notons qu'à la fin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique dont l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps. Et en clôturant, on espère que ce modeste travail apporte un plus aux promotions futures.

---

## **Bibliographie**

- ✓ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
  - ✓ Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
  - ✓ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
  - ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
  - ✓ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
  - ✓ DTR-BC 2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
-



ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					



ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33