

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
Université Djilali Bounaama - Khemis Miliana



**Faculté des Sciences et de la Technologie**  
**Département de la Technologie**

Mémoire du Projet de Fin d'Etude  
Pour l'obtention de diplôme

**Master**

En

« Génie civil »

Option :

« Conception et calcul des constructions »

Titre :

**CONCEPTION ET CALCUL D'UN  
BATIMENT A USAGE D'HABITATION  
(R+7)**

Réalisé par :

- ❖ IKEDICHE Salah Eddine
- ❖ BOUMAD Mohamed Amine

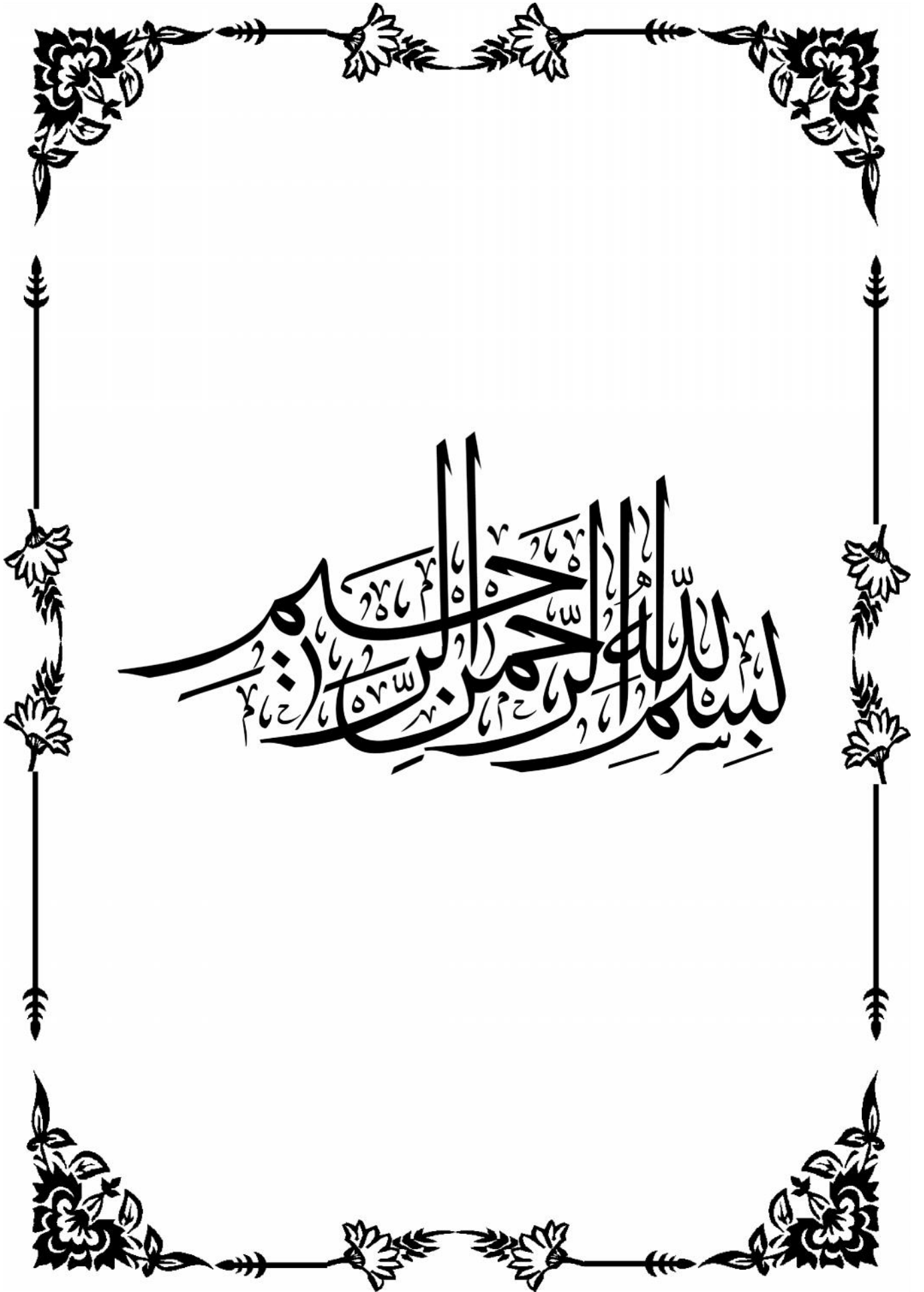
Encadré par :

- ❖ M<sup>r</sup> : BENYAMINA Smain

Examineurs :

- ❖ M<sup>r</sup> : MERABTI Salem
- ❖ M<sup>r</sup> : HAMLİ BENZAHAR Hamid

**Année Universitaire 2015/2016**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *DEDICACES*

### *SALAH EDDINE :*

*Je dédis ce modeste travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont soutenu durant les moments les plus pénibles depuis mes premiers pas à l'école.*

*A mes frères et sœur pour leur précieux aide.*

*Ainsi, qu'a mes chers amis pour tous les moments de bonheurs.*

### *MOHAMED AMINE :*

*Je dédis ce modeste travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé et poussé vers l'avant durant ce long trajet rempli de bosses.*

*A mes frères pour leur précieux soutient.*

*Ainsi, qu'a mes chers amis pour tous les moments de bonheurs, de joie et de folie, des moments que je n'oublierai jamais.*

## *Remerciements*

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur*

*Mr BENYAMINA SMAIN pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

*Nos sincères remerciements à tous les membres de l'université de DJILALI BOUNAAMA pour leurs soutiens et leurs aides.*

*Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué au cours de notre formation.*

---

---

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+7) implanté à la wilaya de Chlef qui est classée dans la zone 3. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles), dont la vue en plan est en forme de L, La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91)

L'étude dynamique a été faite à l'aide logiciel ETABS V9.7.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

الهدف من هذا هو عمارة سكنية ( + ) تمت بنايتها في ولاية الشلف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3 مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط ( + ) لها التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91, الديناميكية . ETABS V.9.7. ن من حصير العام.

## Abstract

The goal of this work is the study of a structure of building with use of reinforced concrete dwelling (R+7) established in Chlef which is classified like a zone 3. The resistance of the building is ensured by a mixed system of wind bracing (gantries + veils).which the sight in plan is in the shape of L .The design was made according to payments of construction in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

The dynamic study was made on software (ETABS V.9.7).

The building foundation is composed of a main floor.

---

---

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : Présentation et description de l’ouvrage</b>	
I-1- Présentation de l’ouvrage.....	3
I-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	5
I-3-hypothèses de calculs.....	12
I.4. sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	14
<b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement</b>	
II.1. Introduction.....	15
II.2. Données technique.....	15
II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	15
II.4. Evaluation des charges et surcharges .....	19
II.5. Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	26
<b>CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires</b>	
III.1. Calcul de l'acrotère .....	37
III.2. Calcul de plancher .....	42
III.3. Calcul des balcons .....	64
III.4. Calcul des escaliers .....	69
III.5. Etude de la dalle machine.....	77

## **CHAPITRE IV : Etude dynamique**

IV.1. Introduction .....	84
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	84
IV.3. Choix de la méthode de calcul .....	84
IV.4. Présentation du logiciel de calcul ETABS .....	85
IV.5. Modélisation.....	85
IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	89
IV.7. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 .....	94
IV.8. Vérification de la stabilité au renversement.....	97
IV.9. Calcul de la largeur du joint sismique .....	102

## **CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux**

V.1. Ferrailage des poteaux.....	104
V.2. Ferrailage des poutres.....	120
V.3. Ferrailage des voiles .....	137

## **CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction .....	165
VI.2. Choix du type de fondation .....	165
VI.3. Etude de radier général.....	168
VI.4. Ferrailage du radier .....	176
VI.5. Etude le débord de radier .....	180
VI.6. Calcul les armatures des nervures.....	182
VI.7. Calcul le voile périphérique .....	188

**Conclusion :**.....192

**Annexe**

**Bibliographie**

# *Liste des figures*

## *Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage*

<i>Figure I.1</i> : Dimension en plan et en élévation -----	03
<i>Figure I.2</i> : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU du béton -----	09
<i>Figure I.3</i> : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS du béton -----	09
<i>Figure I.3</i> : Diagramme contraintes-déformations d'acier. -----	11

## *Chapitre II : Pré dimensionnement*

<i>Figure II-1</i> : Plancher en corps creux -----	16
<i>Figure II.2</i> : Dalle pleine -----	17
<i>Figure II.3</i> : Vue en plan de l'escalier -----	18
<i>Figure II.4</i> : Coupe plancher terrasse inaccessible -----	20
<i>Figure II.5</i> : Coupe verticale du plancher courant à corps creux. -----	21
<i>Figure II.6</i> : Charges et surcharges sur console -----	22
<i>Figure II.7</i> : Coupe de mur extérieur. -----	23
<i>Figure II.8</i> : Schéma d'un escalier -----	23
<i>Figure II.9</i> : Coupe de l'acrotère -----	25
<i>Figure II.10</i> : Coupe de voile en élévation -----	28
<i>Figure II.12</i> : Section réduite du poteau -----	32
<i>Figure II.12</i> : Les charges sur le poteau central C3 -----	34
<i>Figure II.13</i> : Les charges sur le poteau d'angle C4 -----	35

## *Chapitre III : Calcul des éléments secondaires*

<i>Figure III.1</i> : Acrotère. -----	35
<i>Figure III.2</i> : Schéma de ferrailage de l'acrotère. -----	38
<i>Figure III-3</i> : Dimensions de la poutrelle. -----	43



<i>Figure .III-4</i> : Dimensions numériques. -----	44
<i>Figure .III-5</i> : Schéma statique coupe des travées. -----	45
<i>Figure III.6</i> : Diagrammes des Moments Et des efforts tranchants à ELU -----	49
<i>Figure .III-7</i> : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS. -----	50
<i>Figure .III-8</i> : Schéma statique coupe des travées. -----	50
<i>Figure .III-9</i> : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU. ---	52
<i>Figure .III-10</i> : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS. ----	53
<i>Figure III.11</i> : Dimensions de la poutrelle -----	53
<i>Figure III.12</i> : Liaison table de compression-nervure. -----	57
<i>Figure III.13</i> : Dimensionnements et positionnement du centre de gravité -----	60
<i>Figure III.14</i> : Ferrailage de la dalle de compression -----	63
<i>Figure III.15</i> : Ferrailage d'un plancher à corps creux. -----	63
<i>Figure III.16</i> : Ferrailage de la poutrelle en travée et sur appuis. -----	63
<i>Figure III.17</i> : Dimensionnement et répartition des charges. -----	65
<i>.Figure III.18</i> : Ferrailage du balcon -----	69
<i>Figure .III-19</i> : Schéma RDM de l'escalier. -----	70
<i>Figure .III-20</i> : Diagramme des moments. -----	70
<i>Figure .III-21</i> : Diagramme des efforts tranchants. -----	71
<i>Figure .III-22</i> : Schéma de ferrailage. -----	73
<i>Figure .III-23</i> : Schéma statique de la poutre palière. -----	73
<i>Figure .III-24</i> : Schéma de ferrailage de la poutre palière. -----	77
<i>Figure .III-25</i> : Schéma de ferrailage de la dalle machine. -----	83

### ***Chapitre IV: l'étude dynamique***

<i>Figure .IV-1</i> : Modélisation de la structure. -----	86
<i>Figure .IV-2</i> : Spectre de réponse de calcul -----	87
<i>Figure .IV-3</i> : Première disposition des voiles. -----	89
<i>Figure .IV-4</i> : Les trois premiers modes de déformation -----	90
<i>Figure .IV-5</i> : Deuxième disposition des voiles -----	91
<i>Figure .IV-6</i> : Premier mode de déformation (translation suivant x). -----	92
<i>Figure .IV-7</i> : Deuxième mode de déformation (translation suivant y). -----	92

<b>Figure .IV-8</b> : Troisième mode de déformation (rotation) -----	93
<b>Figure .IV-9</b> : Les forces agissent sur la stabilité au renversement -----	97
<b>Figure .IV-10</b> : Distribution des forces sismiques -----	98
<b>Figure .IV-11</b> : Concentration des forces sismiques aux étages suivant. -----	99
<b>Figure .IV-12</b> : Concentration des forces sismiques aux étages suivants Y. -----	100

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

<b>Figure .V-1</b> : La zone nodale -----	106
<b>Figure .V-2</b> : Poteau de RDC -----	118
<b>Figure .V-3</b> : Poteau de 1 <sup>er</sup> étage -----	119
<b>Figure .V-4</b> : Poteau de 2,3 <sup>eme</sup> étage -----	119
<b>Figure .V-5</b> : Poteau de 4, 5 ,6 ,7 <sup>eme</sup> étage -----	119
<b>Figure .V-6</b> : L'arrêt des barres -----	135
<b>Figure .V-7</b> : Ferrailage des P.P 7 <sup>eme</sup> étage -----	135
<b>Figure .V-8</b> : Ferrailage des P.P 6,5,4,3,2,1 <sup>eme</sup> étage -----	136
<b>Figure .V-9</b> : Ferrailage des P.P-RDC -----	136
<b>Figure .V-10</b> : Ferrailage des P.N.P 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1 et RDC -----	136
<b>Figure .V-11</b> : Vue en plan des voiles de contreventements -----	139
<b>Figure .V-12</b> : Vue en plan du voile en L -----	140
<b>Figure .V-13</b> : Disposition des armatures du voile Vy5 -----	144
<b>Figure .V-13</b> : Vue en plan du voile en T -----	145
<b>Figure .V-14</b> : Disposition des armatures du voile VxE -----	149
<b>Figure .V-15</b> : Vue en plan du voile en I1 -----	150
<b>Figure .V-16</b> : Disposition des armatures du voile Vy7 -----	153
<b>Figure .V-17</b> : Schéma de ferrailage du linteau -----	161
<b>Figure .V-18</b> : Schéma de ferrailage du linteau (Ascenseur) -----	164

## ***Chapitre VI : Etude de l'infrastructure***

<b><i>Figure .VI-1</i></b> : Schéma de transmission des charges	-----	170
<b><i>Figure .VI-2</i></b> : Schéma de transmission des charges	-----	171
<b><i>Figure .VI-3</i></b> : Section de radier générale	-----	172
<b><i>Figure .VI-4</i></b> : Contrainte appliqué sur le radier	-----	173
<b><i>Figure .VI-5</i></b> : Le panneau le plus sollicité	-----	177
<b><i>Figure .VI-6</i></b> : Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m	-----	180
<b><i>Figure .VI-7</i></b> : Représentation schématique de débord	-----	180
<b><i>Figure .VI-8</i></b> : Transmission des charges des dalles aux poutres	-----	183
<b><i>Figure .VI-9</i></b> : Dimensions de la nervure	-----	184
<b><i>Figure .VI-10</i></b> : Schéma de ferrailage des nervures	-----	188
<b><i>Figure .VI-11</i></b> : Ferrailage du voile périphérique	-----	191



# *Liste des tableaux*

## *Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage*

<i>Tableau I.1:</i> Caractéristiques mécaniques des aciers .....	11
--	----

## *Chapitre II : Pré dimensionnement*

<i>Tableau II.1 :</i> Les règlements de calcul .....	15
<i>Tableau II.2 :</i> Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse .....	20
<i>Tableau II.3 :</i> Evaluation des charges permanentes du plancher courant .....	21
<i>Tableau II.4 :</i> Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon .....	22
<i>Tableau II.5 :</i> Evaluation des charges permanentes du mur extérieur .....	23
<i>Tableau II.6 :</i> Evaluation des charges permanentes de palier .....	24
<i>Tableau II.7 :</i> Evaluation des charges permanentes de volée .....	24
<i>Tableau II.8 :</i> Charges et surcharges de tous les éléments .....	25
<i>Tableau II.9 :</i> Dégressions des surcharges .....	30
<i>Tableau II.10 :</i> Dimensionnement de la section du poteau centrale C3 .....	34
<i>Tableau II.11 :</i> Dimensionnement de la section du poteau d'angle C4 .....	35
<i>Tableau II.12 :</i> section du poteau .....	36

## *Chapitre III : Calcul des éléments secondaires*

<i>Tableau III.1 :</i> Charges et surcharge de l'acrotère .....	37
<i>Tableau III.2:</i> Charges et surcharge du plancher terrasse .....	46
<i>Tableau III-3:</i> Charges et surcharge du plancher courant .....	47
<i>Tableau III.4 :</i> Moments de flexion à ELU. ....	47
<i>Tableau III.5:</i> Moments de flexion à ELS .....	48
<i>Tableau III.6 :</i> L'effort tranchant à l'ELU. ....	48

<b>Tableau III.7 :</b> L'effort tranchant à l'ELS	49
<b>Tableau III.8:</b> Moments de flexion à ELU	51
<b>Tableau III.9:</b> Moments de flexion à ELS	51
<b>Tableau III.10 :</b> L'effort tranchant à l'ELU	51
<b>Tableau III.11 :</b> L'effort tranchant à l'ELS	52
<b>Tableau III.12 :</b> combinaison des charges	70
<b>Tableau III.13 :</b> Ferrailage de l'escalier	71
<b>Tableau III.14 :</b> Vérification des contraintes de compression	73
<b>Tableau III.15:</b> Calcul des armatures	75
<b>Tableau III.16 :</b> Vérification des contraintes de compression	76
 <i>Chapitre IV : Etude dynamique</i>  	
<b>Tableau IV-1:</b> Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses...	89
<b>Tableau IV-2:</b> Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	91
<b>Tableau IV-3:</b> Vérification d'interaction sous charges verticale	93
<b>Tableau IV-4:</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontale	94
<b>Tableau IV-5:</b> Vérification de la période	94
<b>Tableau IV-6:</b> Vérification de l'effort sismique à la base	94
<b>Tableau IV-7:</b> Résultats des déplacements	95
<b>Tableau IV-8:</b> Résultats de l'effet $P-\Delta$	96
<b>Tableau IV-9:</b> l'effort normal réduit	97
<b>Tableau IV-10:</b> Force sismiques selon la hauteur suivant X	99
<b>Tableau IV-11:</b> Force sismiques selon la hauteur suivant Y	100
<b>Tableau IV-12:</b> Calcul du moment de renversement	101
<b>Tableau IV-13:</b> Calcul du moment stabilisant	101
<b>Tableau IV-14:</b> Vérification de stabilisation	102

<b>Tableau IV-15:</b> Résultats des déplacements pour la structure de l'ascenseur	-----	102
---	-------	-----

## *Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux*

<b>Tableau V-1:</b> Caractéristiques des matériaux.	-----	105
<b>Tableau V-2:</b> Combinaison des charges.	-----	105
<b>Tableau V-3:</b> Caractéristiques géométriques des sections.	-----	105
<b>Tableau V-4:</b> Valeurs des $N_{max}$ , $M_{corr}$ de l'ETABS.	-----	107
<b>Tableau V-5:</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ).	-----	107
<b>Tableau V-6:</b> Valeurs des $M_{max}$ , $N_{corr}$ de l'ETABS.	-----	108
<b>Tableau V-7:</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ).	-----	108
<b>Tableau V-8:</b> Valeurs des $N_{max}$ , $M_{corr}$ de l'ETABS	-----	109
<b>Tableau V-9:</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ).	-----	109
<b>Tableau V-10:</b> Valeurs des $M_{max}$ , $N_{corr}$ de l'ETABS	-----	110
<b>Tableau V-11:</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ).	-----	110
<b>Tableau V-12:</b> Valeurs des $N_{max}$ , $M_{corr}$ de l'ETABS	-----	111
<b>Tableau V-13:</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ).	-----	111
<b>Tableau V-14:</b> Valeurs des $M_{max}$ , $N_{corr}$ de l'ETABS	-----	112
<b>Tableau V-15:</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ).	-----	112
<b>Tableau V-16:</b> Choix des armatures des poteaux carrés.	-----	113
<b>Tableau V-17:</b> Vérification au flambement	-----	114
<b>Tableau V-18:</b> Ferrailage transversale	-----	116
<b>Tableau V-19:</b> Choix des barres	-----	116
<b>Tableau V-20:</b> Vérification des contraintes pour les poteaux.	-----	117
<b>Tableau V-21:</b> Vérification des contraintes pour les poteaux	-----	118
<b>Tableau V-22:</b> Les combinaisons de calcul	-----	120
<b>Tableau V-23:</b> Caractéristiques géométriques des poutres	-----	121
<b>Tableau V-24:</b> Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)	-----	122
<b>Tableau V-25:</b> Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	-----	123
<b>Tableau V-26:</b> Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)	-----	124
<b>Tableau V-27:</b> Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).	-----	125

<b>Tableau V-28:</b> Choix des armatures pour les poutres porteuses.-----	126
<b>Tableau V-29:</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses:-----	127
<b>Tableau V-30:</b> Vérification de la condition de non fragilité -----	127
<b>Tableau V-31:</b> Vérification de la contrainte de cisaillement. -----	128
<b>Tableau V-32:</b> Calcul des armatures transversales. -----	129
<b>Tableau V-33:</b> Vérification des poutres porteuses à l'ELS -----	131
<b>Tableau V-34:</b> Vérification des P.N.P à l'ELS -----	132
<b>Tableau V-35:</b> Tableau récapitulatif du calcul de la flèche. -----	134
<b>Tableau V-36:</b> Vérification de la flèche. -----	134
<b>Tableau V-37:</b> Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles. -----	154
<b>Tableau V-38:</b> Contraintes des voiles. -----	155
<b>Tableau V-39:</b> Ferrailage des voiles. -----	156
<b>Tableau V-40:</b> Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles.-----	157
<b>Tableau V-41:</b> Vérification de l'effort tranchant des voiles. -----	158
<b>Tableau V-42:</b> Calcul des contraintes. -----	160
<b>Tableau V-43:</b> Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau. -----	160

### *Chapitre VI : Etude de l'infrastructure*

<b>Tableau VI-1:</b> Les surfaces des semelles. -----	167
<b>Tableau VI-2 :</b> Vérification des contraintes. -----	174
<b>Tableau VI-3 :</b> Vérification de renversement. -----	175
<b>Tableau VI-4:</b> Vérification de soulèvement. -----	175
<b>Tableau VI-5:</b> Le ferrailage a L'ELU. -----	179
<b>Tableau VI-6 :</b> Le ferrailage a L'ELS. -----	179
<b>Tableau VI-8 :</b> Calcul le ferrailage du débord à L'ELU. -----	181
<b>Tableau VI-9 :</b> Calcul le ferrailage du débord à L'ELS. -----	181
<b>Tableau VI- 10:</b> Choix des barres de débord. -----	181
<b>Tableau VI-11 :</b> Ferrailage des nervures à l'ELU. -----	185
<b>Tableau VI-12 :</b> Choix des armatures des nervures. -----	185
<b>Tableau VI-13 :</b> Vérification des contraintes. -----	187



<b>Tableau VI-14</b> : Vérification des contraintes. -----	187
<b>Tableau VI-15</b> : Calcul des moments.-----	189
<b>Tableau VI-16</b> : Ferrailage du voile périphérique. -----	190
<b>Tableau V-17</b> : Calcul des moments.-----	191
<b>Tableau V-18</b> : Vérification des contraintes à l'ELS:-----	191



*Introduction*

*Général*

# *INTRODUCTION GENERALE*

L'implantation des constructions en zone de forte sismicité nécessite une attention particulier surtout lorsque la hauteur de la bâtisse devienne très importante. La seule prévention valable en zone à 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 d'éviter 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 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 coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation(R + 7) qui regroupe des logements d'habitationF3. Le type structurel est un contreventement mixte (portique avec voiles).

Le présent travail est subdivisé en six chapitres, dont les trois premiers chapitres comportent des calculs statiques, avec un intérêt spécifique pour le chapitre quatre qui a pour but de rechercher un bon 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 V9.7.0. 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 six.

Et pour couronner le tout, nous achevons notre travail par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## *Présentation et description de l'ouvrage*

## I.1 Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude il nous a été confié une étude d'un bâtiment à usage d'habitation, Sa structure est en R+7, ayant une forme en L, implantée dans la wilaya de **Chlef**. Cette région est classée en zone sismique III selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003). Chaque étage courant comprend 3 appartements (F3).

Selon **RPA99/VER2003** notre ouvrage est un ouvrage courant ou d'importance moyenne puisque il n'est pas classé dans les groupes 1A, 1B et sa hauteur est inférieure à 48m, donc cet ouvrage est classé dans le groupe 2.

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

### ➤ Dimension en plan :

❖ Largeur en plan	-----	18,40 m
❖ Longueur en plan	-----	24,70 m

### ➤ Dimension en élévation :

❖ Hauteur du RDC	-----	3,06 m
❖ Hauteur étage courant	-----	3,06 m
❖ Hauteur totale sans acrotère	-----	24,48 m
❖ Hauteur totale avec acrotère	-----	25,08 m
❖ Hauteur d'acrotère	-----	0,60 m

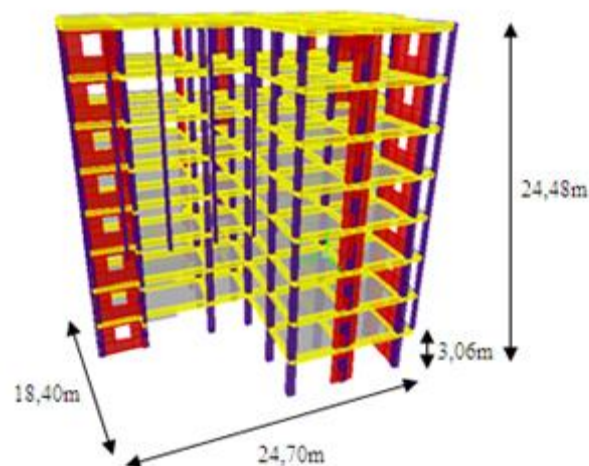


Figure .I-1 : Dimensions en plan et en élévation.

Cet ouvrage comprend un ascenseur et 1 seul type d'escaliers qui relie le rez-de-chaussée aux différents étages.

Les éléments de l'ouvrage sont :

### **1. Ossature :**

Le bâtiment est en ossature mixte composé par des poteaux et des poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble des voiles en béton armé disposés dans les deux sens.

### **2. Plancher :**

En ce qui concerne le type de plancher, tous les niveaux seront réalisés en corps creux avec une table de compression en béton armé et poutrelles disposées suivant le sens longitudinal.

Pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ❖ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ❖ Minimiser le coût de coffrage.

### **3. Maçonnerie:**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ❖ Murs extérieurs : ils sont constitués en double cloisons (murette) :

Brique creuse de 15cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10cm d'épaisseur.

- ❖ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur.

### **4. Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différent de construction. Pour la conception on a choisis des escaliers à marches droites pour la facilité d'exécution, ils sont constitués par des deux volées, un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

### **5. Revêtement :**

- ❖ céramique pour la salle d'eau et la cuisine.
- ❖ carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ enduits en plâtre pour les murs intérieurs.



❖ mortier de ciment pour les façades extérieures.

## 6. Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

## 7. Acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé.

## 8. L'ascenseur :

Les ascenseurs sont des appareils élévateurs installés dans les immeubles afin d'assurer le transport des personnes ou des marchandises pour accéder aux différents niveaux d'un bâtiment. Prévus à l'origine pour équiper des immeubles ayant au minimum quatre cinq étages, les ascenseurs s'imposent actuellement dans l'habitat collectif et individuel comme éléments de confort, quelle que soit la hauteur.

Les ascenseurs sont placés à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment dans un volume dont les parois sont en béton armé ou en structure métallique habillée en tôle ou en verre feuilleté. En générale, ces appareils sont à déplacement vertical, mais une inclinaison inférieure à 15° par rapport à la verticale est admise.

## I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé tels que (BAEL91 révisé 99) et (CBA 93).

### I.2.1. Le béton :

**I.2.1.1. Définition :** une roche artificielle, obtenue par un mélange composé d'un liant hydraulique (ciment), des agrégats (sable et gravier) et de l'eau propre.

### I.2.1.2. Composition du béton :

**a/ Le ciment :** un matériau se présentant sous forme de poudre très fine, qui durcit au contact de l'eau, est ainsi utilisé comme liant. Le ciment est également appelé liant hydraulique. Cette capacité de prise est recherchée en construction, par exemple pour préparer les bétons.

**b/ Les agrégats :** c'est une agglomération de sable et de gravier, liée pour faire du béton ou du mortier, en respectant certaines propriétés.

❖ **Les graviers** : matériaux meubles, constitués de fragments de roches ou de minéraux, qui sont classés comme suit :

- ♦ **3/8** → pour les chapes en béton.
- ♦ **8/15** → pour béton armé de section moyenne.
- ♦ **15/25** → pour béton de grande section.

❖ **Les sables** : roche sédimentaire meuble, constituée principalement de quartz, provenant de la désagrégation de roches, sous l'action de divers agents d'érosion, le sable est l'un des principaux composants du béton.

**c/ Eaux de gâchage** : elles doivent répondre à des qualités chimiques assurant l'intégrité du mélange, dont l'analyse au laboratoire est recommandée.

### I.2.1.3. Le dosage du béton:

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, dont il doit assurer une bonne résistance et ouvrabilité.

Un bon dosage de  $1\text{m}^3$  d'un béton armé doit être composé de :

- ♦  **$350\text{ kg/m}^3$**  de ciment de classe CPJ 42,5 CEM II.
- ♦ **400 litres** de sable de diamètre ( $0,08\text{mm} < D_s < 5\text{mm}$ ).
- ♦ **800 litres** de gravier de diamètre ( $5\text{mm} < D_G < 25\text{mm}$ ).
- ♦ **175 litres** d'eau.

### I.2.1.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

#### a. Caractéristiques physiques :

##### ❖ La masse volumique du béton :

- ♦ A granulats courants (normal) →  $2200$  à  $2400\text{ kg/m}^3$ .
- ♦ A granulats légers →  $700$  à  $1500\text{ kg/m}^3$ .
- ♦ A granulats lourds →  $3500$  à  $4000\text{ kg/m}^3$ .
- ♦ Du béton armé →  $2500\text{ kg/m}^3$ .

## b. Caractéristiques mécaniques :

### b.1. Résistances caractéristiques du béton :

D'après les Règles du (**BAEL91 modifié 99**) ; Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

#### ❖ La résistance à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de  $200 \text{ cm}^2$  de section (32cm d'hauteur et 16cm de diamètre).

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique, dans notre cas on prendra comme données :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Le BAEL 91 préconise pour  $j < 28$  jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{c_j} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \dots \text{BAEL 91 / Modifier 99}$$

#### ❖ La résistance à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- ♦ Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- ♦ Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien).
- ♦ Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté " a " et de longueur " 4a " reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{tj}$  » ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \text{ (MPa)}, \quad f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa} \quad \dots \text{BAEL 91 / Modifier 99}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on trouve :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

Le module de déformation longitudinale, d'après BAEL 91 est fixé aux valeurs suivantes:

- ❖ **Module instantané** : Pour les charges d'une durée d'application  $< 24 h$  :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} \quad \text{.....BAEL 91 / Modifier 99}$$

- ❖ **Module différé** : Pour les charges de longue durée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad \text{.....BAEL 91 / Modifier 99}$$

### **b.3. 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 :  $= 0,0 \rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).
- ❖ E.L.S :  $= 0,2 \rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré).

### **b.4. Le retrait :**

Le béton après sa confection (fabrication), contient un excès d'eau, si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer. Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution du volume. Cette diminution s'appelle **Le retrait**.

### **b.5. Le fluage :**

Le fluage c'est l'augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes; ça veut dire si on maintient l'effort constant l'éprouvette va se déformer.

### **b.6. Ouvrabilité :**

Elle se définit comme la facilité de mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait des coffrages. L'ouvrabilité dépend la plupart du temps de la qualité de l'ouvrage :

1. la résistance.
2. l'enrobage et l'adhérence des armatures.

Elle se mesure avec les essais suivants :

- ❖ cône d'ABRAHAMS.

- ❖ table à secousse.

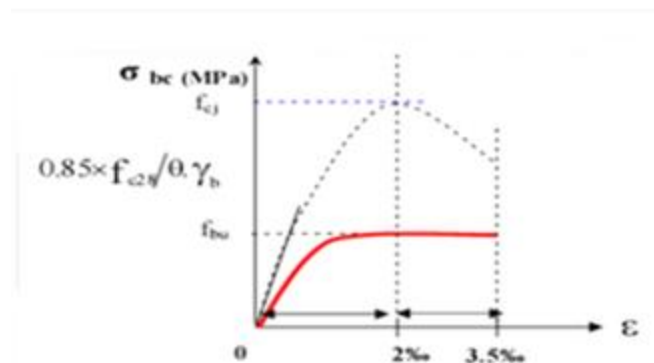
### I.2.1.5. Contraintes de calcul du béton aux états limites :

#### a. Les contraintes ultimes à la compression :

**a.1. E.L.U :** L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. La figure ci-dessous représente la contrainte de béton en fonction de même raccourcissement ; (**Selon BAEL 91 modifié 99**).

Avec :

- ❖  $\sigma_{bc}$  : contrainte de béton à la compression
- ❖  $f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à la compression à 28js d'âge.
- ❖  $f_{bc}$  : la contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \nu_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ .
- ❖  $\varepsilon_{bc}$  : la déformation de béton à la compression.



**Figure .I-2 :** Diagramme contraintes-déformations à l'ELU du béton.

Contrainte du béton comprimé est sous la formule suivante :  $\dagger_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $\gamma_b = 1$  ..... durée  $\geq 24 h$
- $\gamma_b = 0,9$  .....  $1h \leq \text{durée} \leq 24 h$
- $\gamma_b = 0,85$  ..... durée  $< 1h$  (état accidentel )

$\nu_{bc} = 1,15$  situation accidentelles  $\longrightarrow \dagger_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

$\nu_{bc} = 1,5$  situation durable  $\longrightarrow \dagger_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$

**a.2. E. L. S :** L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ❖ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- ❖ L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- ❖ L'état limite de service de déformation.



**Figure .I-3 :** Diagramme contraintes-déformations à l'ELS du béton.

La contrainte admissible du béton donnée par la formule suivante :  $\ddagger_{bc} = 0,6 f_{c28}$

**b. Contrainte ultime de cisaillement : Selon le BAEL 91 modifié 99**

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $\ddagger_u = \frac{v_u}{b \cdot d}$

Avec :

- ❖  $V_u$  : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.
- ❖  $b$  : Largeur de la section.
- ❖  $d$  : Hauteur utile de la section.

**I.2.2. Les aciers :**

**I.2.2.1. Définition :** L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ❖ Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- ❖ Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$ .

### I.2.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Le tableau suivant nous récapitule quelques caractéristiques mécaniques des aciers les plus connus :

**Tableau (I-1):** Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique $f_e$ (MPa)	$\varepsilon_{es}$ ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1,74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0,935	Emploi courant
	FeE24	235	1,02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2,261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1,917	

### I.2.2.3. Contraintes de calcul de l'acier aux états limites :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $f_e$  et la déformation relative  $v_s$ .

#### a/ Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

❖  $f_e$  : contrainte limite élastique.

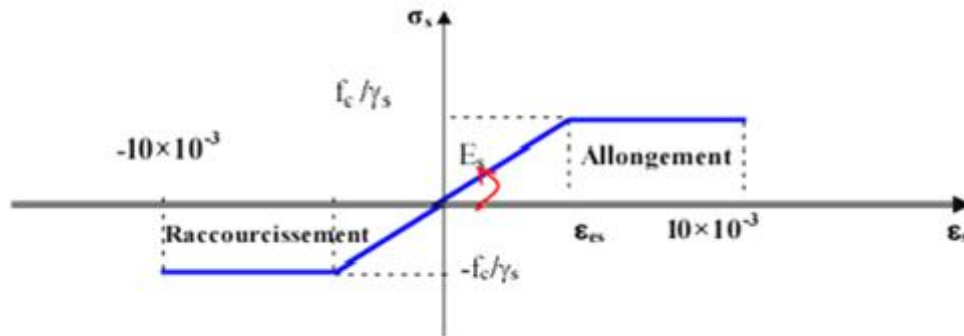
❖  $\varepsilon_s$  : déformation (allongement) relative de l'acier : 
$$v_s = \left( \frac{f_e}{\chi_s E_s} \right)$$

❖  $f_s$  : contrainte de l'acier.

❖  $\chi_s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\chi_s = 1,15$  en cas de situations durables ou transitoires.

$\chi_s = 1,00$  en cas de situations accidentelles.

**b/Contrainte à ELS:****Figure .I-4 :** Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ❖ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- ❖ Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; \text{max} (240\text{MPa}, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$
- ❖ Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; \text{max} (200\text{MPa}, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$

....BAEL 91 / Modifier 99

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$y = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$y = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

❖ **Coefficient d'équivalence:**

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

- ♦  $n$  : coefficient d'équivalence.
- ♦  $E_s$  : module de déformation de l'acier.
- ♦  $E_b$  : module de déformation du béton.

### I.3. Hypothèses de calculs :

Notre étude sera effectuée conformément aux règlements (BAEL91/modifié 99), basé sur la théorie des états limites.



### I.3.1. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- ❖ Equilibre statique.
- ❖ Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- ❖ Stabilité de forme.

#### ➔ Hypothèses :

- ❖ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ❖ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ❖ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ❖ L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10 ‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3.5 ‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C). (**Règle des trois pivots\_ B.A.E.L91modifié99**)

### I.3.2. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ❖ Ouverture des fissures.
- ❖ Déformation des éléments porteurs.
- ❖ Compression dans le béton.

#### ➔ Hypothèses:

- ❖ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ❖ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- ❖ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ❖ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15** fois plus grand que celui du béton ( **$E_s=15E_b$  ;  $n=15$** ).

---

#### I.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

❖ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q.$$

❖ **Etat limite de service :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q.$$

❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux due au séisme, les règles parasismiques algériennes (p53) ont prévu des combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

G : charge permanente.

$$0,8G + E$$

avec :

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

# *Chapitre II*

## *Pré-dimensionnement*

## II.1. Introduction:

Avant d'entamer tout calcul de la structure il faudra passer par leur pré dimensionnement (phase avant projet). En s'appuyant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements, notamment le «**BAEL 91**», le «**RPA99 version 2003**» et «**CBA**» qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

## II.2. Données Technique :

**Tableau (II-1):** Les règlements de calcul

Règlement de calcul
❖ RPA 99/ version 2003
❖ BAEL 91
❖ CBA 93
❖ DTRBC.C22

## II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

### II.3.1. Les planchers :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plans. Ils assurent l'isolation thermique et acoustique entre les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs. Ils assurent également la protection contre l'incendie. Notre structure comporte deux types de planchers : Planchers à corps creux ; Plancher à dalle pleine (balcon).

#### II.3.1.1. Planchers à corps creux :

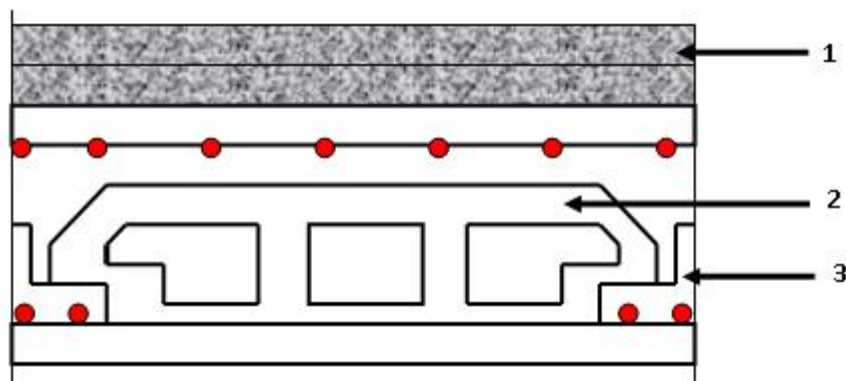
- **Composants du plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué par des éléments non porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions **(16×20×53) cm<sup>3</sup>**, avec une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

- ❖ **Dalle de compression** : La dalle à une épaisseur de **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.
- ❖ **Poutrelle (Nervure)** : Est un élément non structural qui supporte les charges verticales comme la poutre.
- ❖ **Corps creux** :

Plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation parce que le choix de ce type répond aux conditions suivantes:

- ♦ Facilité et rapidité d'exécution.
- ♦ Economie du coffrage et main d'œuvre.
- ♦ Plus légère que la dalle pleine.
- ♦ Une très bonne isolation phonique.
- ♦ Résistance au feu.



**Figure .II-1** : Plancher en corps creux.

- **1** : Hourdis et blocage coulé en place.
- **2** : Entrevous.
- **3** : Poutrelle.

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur de plancher on utilisera la formule empirique

suivante :  $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$  ... **Thonier Henry-tome 6.**

- ♦  $h_t$  : l'épaisseur de plancher.
- ♦  $L$  : la portée de la poutrelle mesurée entre axe des appuis.

On a:  $L = 4,70$  d'ou:  $18,8 \text{ cm} \leq h_t \leq 23,5 \text{ cm}$

Donc on adopte une épaisseur de:  $h_t = 20 \text{ cm}$  : Tel que  $h_t = d + e$   $\begin{cases} d = 16 \text{ cm} \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$

- ♦  $d = 16 \text{ cm}$  : épaisseur corps creux.
- ♦  $e = 4 \text{ cm}$  : épaisseur de dalle de compression.

### II. 3.1.2. Plancher à dalle pleine (Balcon) :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans les poutres. Il est calculé à la flexion simple. Dans ce projet, il y a des balcons encastres sur trois côtés et libre d'un côté.

Le balcon est soumis à une charge permanente  $G$  (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre  $P$  (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation  $Q$ .

D'après **Thonier Henry (p52-tome6)** on a :

Dalle reposant sur deux appuis  $e \geq \frac{L}{30}$

Dalle reposant sur quatre appuis  $e \geq \frac{L}{40}$

Avec  $L$  : longueur max entre axe des poutres supportées la dalle.

Dans notre cas on a une dalle repose sur deux appuis, avec:  $L = 410 \text{ cm}$ .

$$e \geq \frac{L}{30} = \frac{410}{30} = 13,66 \text{ cm}$$

- ♦ On choisit  $e = 15 \text{ cm}$  (pour la stabilité, la sécurité et la facilité de coffrage).

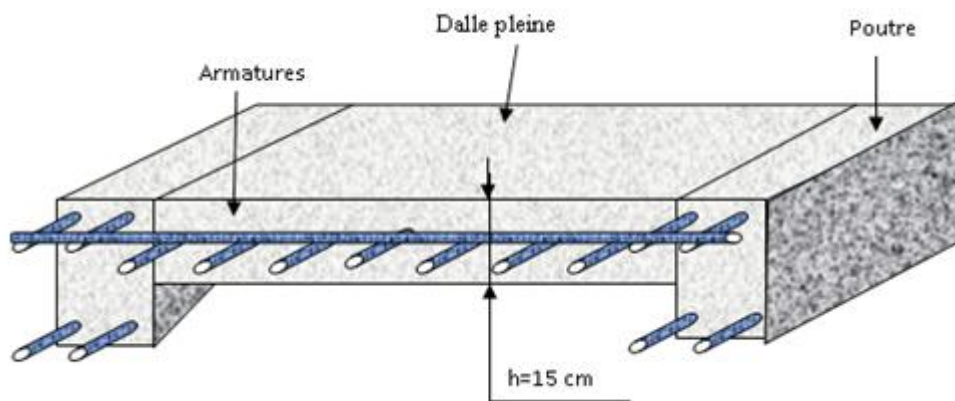


Figure .II-2 : Dalle pleine.

### II.3.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- ❖ Rapidité d'exécution.
- ❖ Utilisation immédiate de l'escalier.

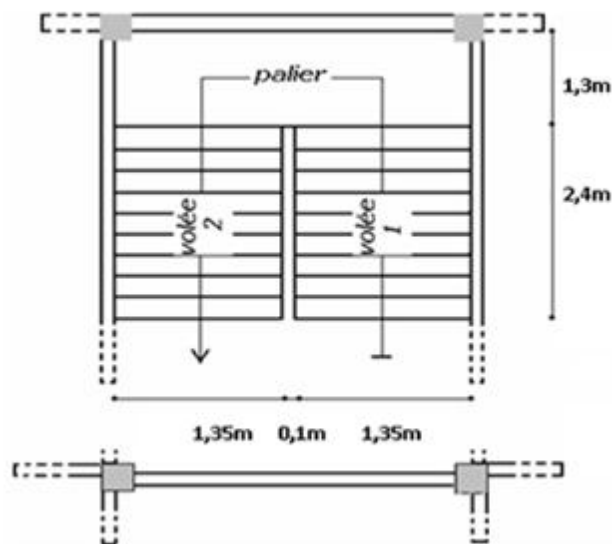


Figure .II-3 : Vue en plan de l'escalier.

#### ✓ Caractéristiques techniques :

Pour le RDC, et les étages:

- ♦ Hauteur :  $H=3.06\text{m}$  ;
- ♦ Giron :  $g=30\text{ cm}$ .

La Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 59 < 2h + g < 66 \quad \Rightarrow \quad \frac{59 - g}{2} < h < \frac{66 - g}{2} \quad \Rightarrow \quad 14,5 < h < 18$$

- ♦  $h$  : varié de 14 cm à 20 cm.
  - ♦  $g$  : varié de 22 cm à 33 cm.
- } Pour :  $h=17\text{ cm}$  ; Avec :  $N_c = H/h$   
 $N_c = \frac{306}{17} = 18$  contres marche.

- ♦  $N_C$  : Le nombre des contres marches dans les deux volets.

Donc on aura **18** contres marches  $\rightarrow$  **9** contres marches par volée.

Aussi on a :  $n = n_C - 1 \rightarrow n = 9 - 1 = 8$  marches.

- ♦  $n$  : le nombre de marches dans l'un des volets.
- ♦  $n_C$  : le nombre de contres marche dans l'un des volets.

✓ Inclinaison de la paillasse:

$$\text{On a: } \text{Tg} = H' / L'; \text{ Avec: } \begin{cases} H' = N_C \times h \rightarrow H' = 9 \times 0,17 \rightarrow H' = 1,53\text{m} \\ L' = (n-1) \times g \rightarrow L' = (8-1) \times 0,3 \rightarrow L' = 2,1\text{m} \end{cases}$$

Alors :  $\text{Tg} = 1,53/2,1 \rightarrow = 36,08^\circ$ .

La longueur de volée est :  $L = 2,1 / \sin \rightarrow L = 3,56\text{m}$ .

- ♦ L'épaisseur du paillasse est :  $L/30 < e < L/20 \rightarrow 3,56/30 < e < 3,56/20 \rightarrow 0,12 < e < 0,17\text{m}$

Alors :  **$e = 15\text{cm}$**

## II.4. Evaluation des charges et surcharges :

### II.4.1. Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à partir du plancher jusqu'aux fondations ; dont les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

Les différentes charges et surcharges sont motionnées selon le **DTR B.C.2.2** " Charges permanentes et charges d'exploitations".

### II.4.2. Les planchers :

#### II.4.2.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant le drainage des eaux pluviales.



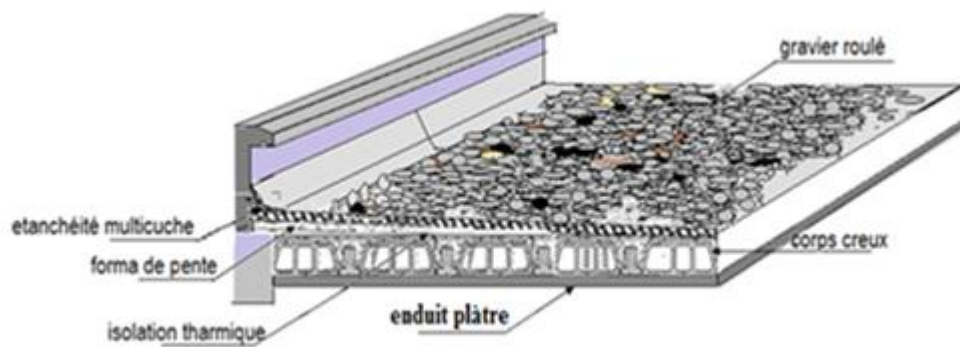


Figure .II-4 : Coupe plancher terrasse inaccessible.

❖ Charge permanente :

Tableau (II-2): Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (kg / m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G (KN / m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	0,05	18	0,90
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,10	24	2,40
Isolation liège	0,04	4	0,16
Dalle en corps creux	16+4	/	2,8
Enduit plâtre	0,02	/	0,21

- ♦ L'accumulation des charges permanentes donne :  $d G = 6,59 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ♦ Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

### II.4.2.2. Planchers étages courant:

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

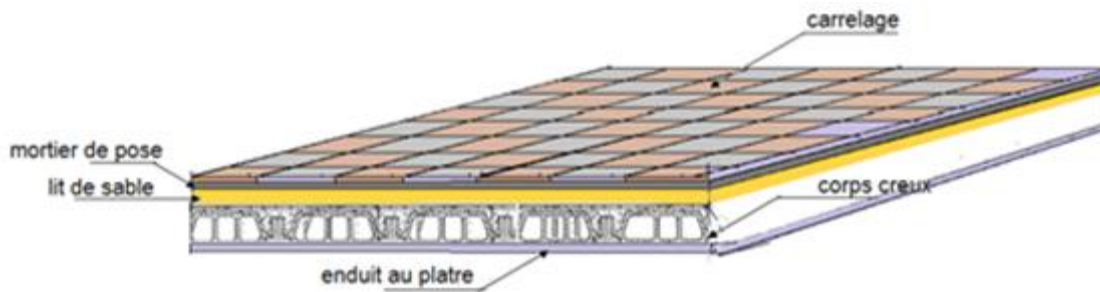


Figure II-5 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

#### ❖ Charge permanente :

Tableau (II-3): Evaluation des charges permanentes du plancher courant

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (kg / m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G (KN / m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,5
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en corps creux	16+4	/	2,8
Enduit plâtre	0,02	/	0,21
cloison de séparation	/	/	0,75

- ♦ L'accumulation des charges permanentes donne :  $d G = 5,02 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ♦ Charge d'exploitation :  $Q = 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

### II.4.2.3. Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine.

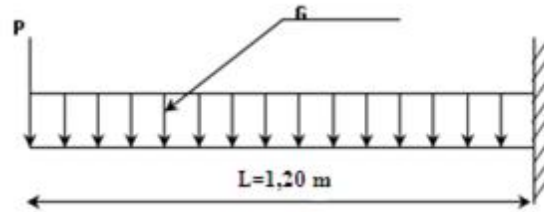


Figure .II-6 : Charge et surcharge sur console.

#### ❖ Charge permanente :

Tableau (II-4): Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (kg / m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G (KN / m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,5
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit ciment	0,02	20	0,40

- ♦ L'accumulation des charges permanentes donne :  $d G = 5,41 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ♦ Charge d'exploitation :  $Q = 3,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

### II.4.2. Murs extérieurs :

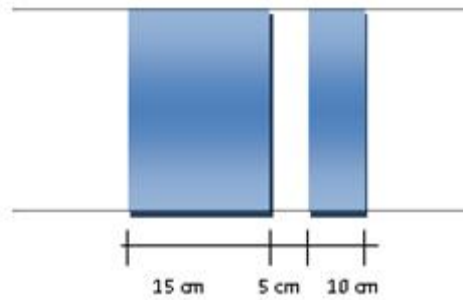


Figure .II-7 : Coupe de mur extérieur.

#### ❖ Charges permanentes :

Tableau (II-5): Evaluation des charges permanentes du mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (kg / m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G (KN / m <sup>2</sup> )
Brique creux	0,25	/	2,15
Enduit plâtre	0,02	12	0,24
Enduit ciment	0,02	20	0,40

- ♦ L'accumulation des charges permanentes donne : d  $G = 2,79 \text{ KN} / \text{m}^2$

### II.4.3. L'escalier :

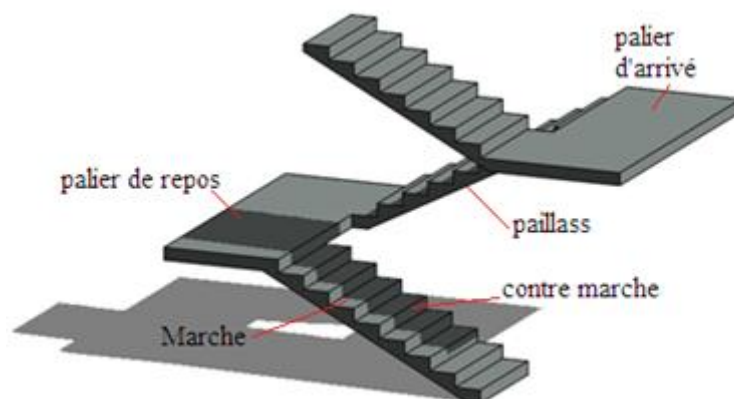


Figure .II-8 : Schéma d'un escalier.

◆ **Palier :**

❖ **Charges permanentes :**

**Tableau (II-6):** Evaluation des charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (kg / m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G (KN / m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	25	0,5
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit ciment	0,02	18	0,4

- ◆ L'accumulation des charges permanentes donne : d **G = 5,41 KN / m<sup>2</sup>**
- ◆ Charge d'exploitation : **Q = 2,5KN / m<sup>2</sup>**

◆ **Volée :**

❖ **Charges permanentes :**

**Tableau (II-7):** Evaluation des charges permanentes de volée

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (kg / m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G (KN / m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	25	0,5
Mortier de pose	0,03	36	0,72
Lit de sable	0,02	44	0,88
Marche	0,17/2	22	$22 \times 0,17/2 = 1,87$
Paillasse	0,15	25	$(25 \times 0,15) / \cos 36,08^\circ = 3,03$
Enduit ciment	0,02	18	0,4
Garde de corps	/	/	1,00

- ◆ L'accumulation des charges permanentes donne : d **G = 8,4 KN / m<sup>2</sup>**
- ◆ Charge d'exploitation : **Q = 2,50KN / m<sup>2</sup>**

#### II.4.4. L'acrotère:

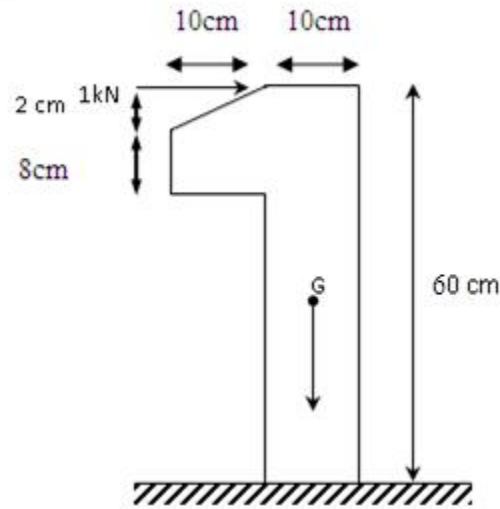


Figure .II-9: Coupe de l'acrotère.

◆ On calcule la surface:  $S = (0,02 \times 0,1) / (2) + (0,08 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) = \mathbf{0,069 \text{ m}^2}$

◆ On calcule la charge :  $G = (0,069 \times 25) = \mathbf{1,725 \text{ KN/ml}}$

❖ Charge permanentes:  $dG = \mathbf{1,725 \text{ KN/ml}}$

❖ Charge d'exploitation :  $Q = \mathbf{1 \text{ KN/m}^2}$

Les charges permanentes et d'exploitations seront récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau (II-8):** Charges et surcharges de tous les éléments

Eléments	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Charges d'exploitations (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	6,59	1
Plancher étage courant	5,02	1,5
Balcon	5,41	3,5
Mur extérieur	2,79	/
Escalier : palier	5,41	2,5
Escalier : volet	8,4	2,5
Acrotère	1,725	1

## II.5. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- ❖ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- ❖ Sollicitations horizontales concernant le séisme.

### II.5.1. Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait généralement en deux étapes, le choix des sections selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 Modifié 99** » et vérifié selon « **RPA 99 version 2003** ».

#### II.5.1.1 Poutre porteuse «PP»:

Les dimensions des poutres sont :

- ❖ **h** : la hauteur de la poutre.
- ❖ **b** : la largeur de la poutre.
- ❖ **L** : la longueur de la poutre ayant la plus grande.

#### ◆ Pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  .... « V. Davidovici »

Avec :

- ❖ L : portée de la poutre entre nus.

Il vient que :  $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$  d'où :  $33,33 \leq h \leq 50$  On prend **h = 45 cm**.

Hauteur de la poutre «PP1» : **h = 45 cm**

Largeur de la poutre :  $0,3h \leq b \leq 0,6h \rightarrow$  d'où :  $0,3 \times 45 \leq b \leq 0,6 \times 45$

Il vient :  $13,5 \leq b \leq 27$

Donc on prend la largeur de la poutre «PP1» : **b = 30 cm**

Vérification des exigences conditionnées par «RPA 99 version 2003 » p69 :

✓ **h = 45 cm** et **b = 30 cm**

❖  $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm}$  .....C.V

❖  $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \geq 30 \text{ cm}$  .....C.V

$$\diamond h/b \ 4,0 \rightarrow 45 / 30 = 1,5 \ 4,0 \dots\dots\dots C.V$$

Selon le règlement *RPA 99 version 2003* », la section choisie de la poutre porteuse est de  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

### II.5.1.2. Poutre non porteuse ‘PNP’ :

$$\blacklozenge \text{ Pré dimensionnement : } L = 470 - 40 = 430 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \text{Il vient : } 29,33 \leq h \leq 43 \quad \text{On prend: } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

Hauteur de la poutre ‘PNP’:  $\mathbf{h = 40 \text{ cm}}$

Largeur de la poutre ‘PS’:  $0,3h \leq b \leq 0,7h$  d’où :  $0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$

Il vient que :  $12 \leq b \leq 28$  Donc on prend la largeur de la poutre ‘PNP’ :  $\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

Vérification des exigences conditionnées par *”RPA 99 version 2003”* :

$$\checkmark \mathbf{h = 40 \text{ cm}} \text{ et } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$$

$$\diamond h/b \leq 4,0 \rightarrow 40 / 30 = 1,33 \leq 4,0 \dots\dots\dots C.V$$

Selon le règlement *RPA 99 version 2003* », la section choisie de la PNP est de  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### CONCLUSION :

*Poutre Porteuse :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$*

*Poutre non porteuse :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$*

### II.5.2. Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé justifiés par l’**article 7.7.1** du *”RPA 99 version 2003* », ils servent d’un part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (**séisme**) et d’autre part de reprendre les efforts verticaux qu’ils transmettent aux fondations. D’après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition  $(L \geq 4 \times e)$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires »



avec :

- ◆ L : portée du voile.
- ◆ e : épaisseur du voile.

L'article 7.7. RPA 99 version 2003 (p74) exige que « l'épaisseur minimale est de 15cm » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

A partir de la hauteur d'étage courant  $h_e = 3,06\text{m}$  et la hauteur d'étage RDC

$h_e = 3,06\text{m}$  :

- ◆  $e = h / 25 \rightarrow e = 12,24\text{cm}$
- ◆  $e = h / 22 \rightarrow e = 13,91\text{cm}$
- ◆  $e = h / 20 \rightarrow e = 15,3\text{cm}$

Pour satisfaire toutes les conditions on prend :

- ◆  $e = \max ( e_{\min} , h_e / 25 , h_e / 22 , h_e / 20 ) \rightarrow e = \max ( 15 ; 12,24 ; 13,91 ; 15,3 )$ .

On adopte **e = 20cm**.

Pour les voiles de l'ascenseur on a :

- ◆  $h/25 \rightarrow 306 / 25 = 12,24$

On prend : **e = 15cm**

Pour les voiles d'Escalier à deux volées

- ◆  $h/20 \rightarrow 306 / 20 = 15,3$

On prend : **e = 20cm**

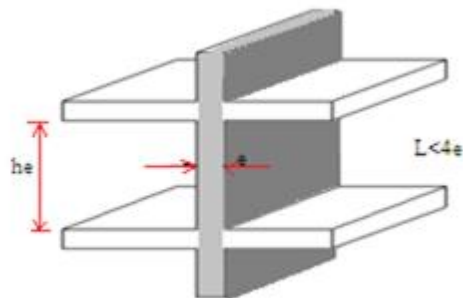


Figure .II-10 : Coupe de voile en élévation.

### II.5.3. Les poteaux

#### II.5.3.1. Principe :

Le calcul de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant deux types de poteaux à savoir les poteaux centraux et les poteaux de rives; On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

##### ◆ Les étapes de calcul :

- ❖ On considère le poteau le plus sollicité.
- ❖ On calcule la surface reprise par le poteau.
- ❖ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- ❖ On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).
- ❖ Vérification de la section a l'ELS selon la formule ci-dessous :

$$\dagger_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \gamma A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

- ◆  $N_{ser}$  : Effort normal à l'ELS ( $N_{ser} = N_G + N_Q$ ).
- ◆  $B$  : Section de béton du poteau.
- ◆  $A_s$  : Section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ).
- ◆  $n$ : Coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .
- ◆  $_{ser}$  : Contrainte de compression à l'ELS.

##### ✓ Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5 Q**.

Ce qui donne :  $Q_N = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Donnée par : **"DTR B.C.2.2"**.

Avec :

- ◆  $Q_1 ; Q_2 ; \dots ; Q_n$  : charges d'exploitations respectives des planchers des étages .
- ◆  $1 ; 2 ; \dots ; n$  : numérotés à partir du sommet du bâtiment.

- ♦  $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$  : Coefficient étant valable pour  $n \geq 5$  étages.

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

- ♦ Sur toit terrasse :  $Q_0$ .
- ♦ Sous dernier étage :  $Q_1$ .
- ♦ Sous étages immédiatement inférieur (étages 2)= $0,9 Q$ .
- ♦ Sous étages immédiatement inférieur (étages 3)= $0,8 Q$ .
- ♦ ET ainsi de puits en réduisant de **10%** par étage jusqu'à **0,50 Q** ; valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

●	$Q_0$	$Q_0$ (niveau terrasse)
●	$Q_1$	$Q_0 + Q_1$
●	$Q_2$	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2$
●	$Q_3$	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3$
●	$Q_4$	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4$
●	$Q_5$	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 + 0,6Q_5$
●	$Q_6$	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 + 0,6Q_5 + 0,5Q_6$
●	$Q_7$	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 + 0,6Q_5 + 0,5(Q_6 + Q_7)$
●	.	.
●	.	.
●	.	.
●	$Q_n$	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 + 0,6Q_5 + 0,5(Q_6 + Q_7 + \dots + Q_n)$

**Tableau (II-9):** Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharges	surcharges (KN/m <sup>2</sup> )
terrasse	$Q_0$	1
6	$Q_1$	2,5
5	$Q_2$	3,85
4	$Q_3$	5,05
3	$Q_4$	6,1
2	$Q_5$	7
1	$Q_6$	7,75
RDC	$Q_7$	9,25

✓ **Pré dimensionnement du poteau :**

◆ **La formule générale :**

$$Br \geq \frac{N_u}{r \left( \frac{f_{c28}}{0,9\alpha_b} + A_s \frac{f_e}{\alpha_s} \right)} = 0,066 N_u \quad \dots\dots \text{“BAEL 91 modifié 99”}$$

Tel que :

- ◆  $N_u$  : Effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$ .
- ◆  $r$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $r = f(\lambda)$ ).
- ◆  $\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- ◆  $l_f$  : Longueur de flambement.
- ◆  $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- ◆  $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- ◆  $B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $l_{cm}$  d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- ◆  $\alpha_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\alpha_b = 1,5$ ) pour une situation durable.
- ◆  $\alpha_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\alpha_s = 1,15$ ) pour une situation durable.
- ◆  $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- ◆  $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).
- ◆  $A_s$  : Section d'acier comprimée.

✓ **Pour une section carrée**

$B = a \times b$  ce qui donne la section réduite :  $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$  ( $\text{m}^2$ ).

- Le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'elancement mécanique forfaitairement à  $\lambda = 35$  (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le **BAEL 91**

$$\lambda = 35 \rightarrow r = 0,708$$

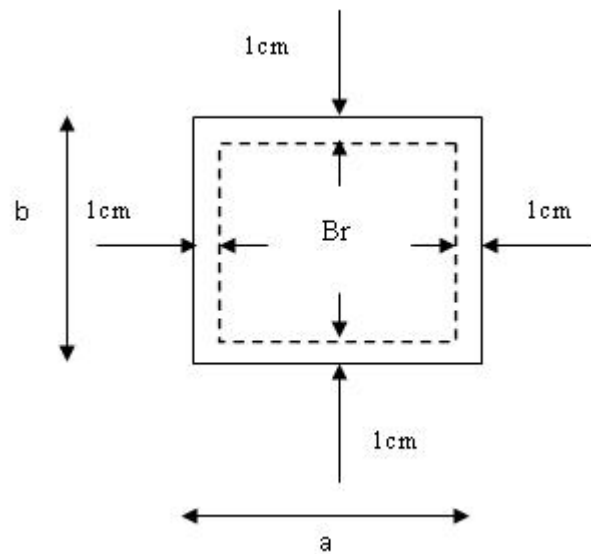


Figure .II-11 : Section réduite du poteau.

Avec :

$$\left. \begin{aligned} \bullet r &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\} }{35} \right)^2} & \text{si } \} \leq 50 \\ \bullet r &= 0,6 \left( \frac{50}{\} \right)^2 & \text{si } 50 < \} \leq 100 \end{aligned} \right\} \dots \text{“BAEL 91 modifié 99”}$$

❖ **Calcul des surfaces d’influence pour chaque poteau :**

**Charge Permanente :**

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente.

S: surface.

**Charge d’exploitation :**

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d’exploitation (avec dégression de charge)

S : surface.

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), On doit majorer l’effort de compression ultime **Nu** à :

- ◆ Poteau central (2 travées): **G+15% G.**
- ◆ Poteau intermédiaire voisin de poteau de rive (Au moins 3 travées) : **G+10% G.**

✓ **Vérification selon RPA 99 V 2003 (p65):**

**Pour la zone** : on doit avoir au minimum : Section rectangulaire:

- Min (a, b) 30cm
- Min (a, b)  $h_e / 20$
- $1/4 < (a / b) < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section du poteau.

$h_e$  : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés (a=b).

**II.5.3.2. Détermination de la section :**

Pour une section carrée  $B_r = (a - 0,02)^2$  d'où :  $a = b = B_r + 0,02$  (*en m*).

les résultats du calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

➤ **Poteau centrale C3 :**

$$S = (1,8 \times 2,1) + (2,2 \times 2,1)$$

$$+ (1,8 \times 1,85) + (2,2 \times 1,85) = \mathbf{15,8m^2}$$

✓ Terrasse :

$$G = 6,59 \times 15,8 = \mathbf{104,12 KN}$$

$$Q = 1,00 \times 15,8 = \mathbf{15,8 KN}$$

✓ Etage courant :

$$G = 5,02 \times 15,8 = \mathbf{79,32 KN}$$

$$Q = 1,5 \times 15,8 = \mathbf{23,7 KN}$$

✓ Poutre :

$$PP : G = 0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = \mathbf{13,33 KN}$$

$$PNP : G = 0,3 \times 0,4 \times 4 \times 25 = \mathbf{12 KN}$$

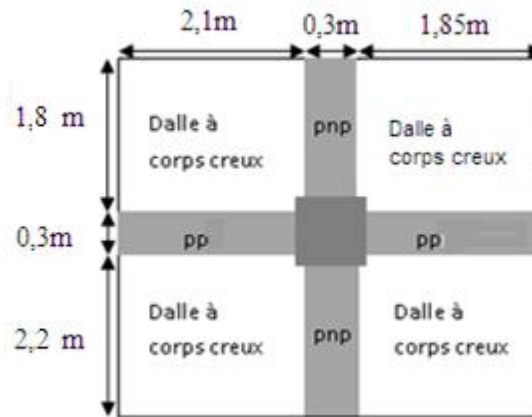


Figure .II-12 : Les charges sur le poteau central C3.

Tableau (II-10): Dimensionnement de la section du poteau centrale C3

Niveaux	G(KN)	G cumulé	Q cumulé	Nu (KN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	a×b (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	129,46	129,46	15,8	297,70	196,484	16,01	35×35
N6	112,64	242,1	39,5	579,12	382,219	21,55	35×35
N5	120,63	362,73	60,83	876,73	578,640	26,05	35×35
N4	128,62	491,35	79,79	1190,51	785,736	30,03	35×35
N3	136,61	627,96	96,38	1520,47	1003,510	33,68	40×40
N2	147,05	775,01	110,6	1871,57	1235,236	37,15	40×40
N1	157,49	932,5	122,45	2243,81	1480,916	40,48	45×45
RDC	170,7	1103,2	146,15	2642,81	1744,251	43,76	50×50

➤ **Poteau d'angle C4 :**

$$S = (1,8 \times 1,85) + (1,85 \times 2,2) + (1,45 \times 1,75) = 9,94 \text{ m}^2$$

✓ Terrasse :

$$G = 6,59 \times 9,94 = 65,50 \text{ KN}$$

$$Q = 1,00 \times 9,94 = 9,94 \text{ KN}$$

✓ Etage courant :

$$G = 5,02 \times 9,94 = 49,90 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times 9,94 = 14,91 \text{ KN}$$

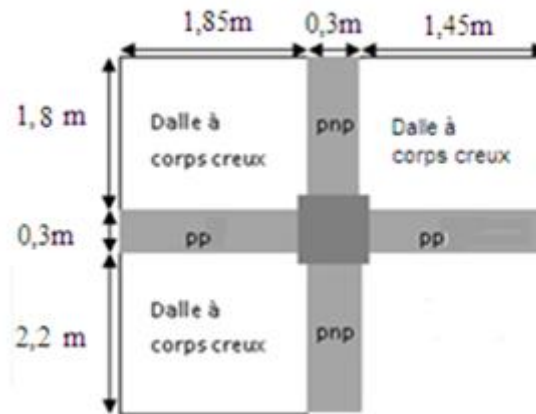
✓ Poutre :

$$PP : G = 0,3 \times 0,45 \times 3,3 \times 25 = \mathbf{11,14 \text{ KN}}$$

$$PNP : G = 0,3 \times 0,4 \times 4 \times 25 = \mathbf{12 \text{ KN}}$$

✓ Mur :

$$G = 2,79 \times 4 = \mathbf{11,16 \text{ KN}}$$



**Figure .II-13** : Les charges sur le poteau d'angle C4.

**Tableau (II-11)**: Dimensionnement de la section du poteau d'angle C4

Niveaux	G(KN)	G cumulé	Q cumulé	Nu (KN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	a×b (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	88,64	88,64	9,94	134,57	88,816	11,42	30×30
N6	78,91	167,55	24,85	263,47	173,889	15,19	30×30
N5	84,78	251,78	39,76	399,54	263,698	18,24	30×30
N4	90,65	342,43	54,67	544,29	359,228	20,95	30×30
N3	96,52	438,95	69,58	696,95	459,989	23,45	30×30
N2	102,39	596,08	84,49	857,54	565,979	25,79	30×30
N1	108,26	704,34	99,4	1099,96	725,973	28,94	30×30
RDC	114,13	818,47	114,31	1276,40	842,424	31,02	35×35



**II.5.3.3. Vérification de la section :**

❖ **Par le BAEL :**  $\sigma_{ser\ max} \leq \sigma_{s\ max}$

$$\dagger_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} \Rightarrow \dagger_{ser} = \frac{1284,9 \times 10^3}{1,15 \times 500 \times 500} \leq 0,6 \times 25 \Rightarrow 4,47 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Par le RPA :**

L'article 7.4.1 de **RPA99 V 2003** exige : Pour la zone **III** on a :

◆  $\text{Min}(a,b) \geq 30 \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq 30 \dots\dots\dots \text{C.V}$

◆  $\text{Min}(a,b) \geq h_e / 20 \rightarrow \text{Min}(35, 35) = 35 \geq 3,06 / 20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

◆  $1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < (35 / 35) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

✓ **Choix des sections des poteaux :**

D'après le **RPA99 V 2003** les poteaux de rive et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

On choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.

**Tableau (II-12):** section du poteau

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup>
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×40	35×35

# *Chapitre III*

## *Calcul des éléments secondaires*

## Introduction :

Tout d'abord, dans n'importe quelle structure en béton armé on distingue deux types d'éléments :

- ❖ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- ❖ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Ensuite, dans le présent chapitre nous allons présenter les éléments secondaires qui constitue notre ouvrage ; dont il s'agit de planchers " poutrelles", l'escalier, l'acrotère, l'ascenseur, chaînage, et le balcon.

L'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure (étude statique).

Enfin, le calcul de ses éléments s'effectuera suivant les règlements **BAEL91/modif99**, et en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/vers2003**.

### III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre, à une force latérale due à l'effort sismique et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à L'E.L.U, et à L'E.L.S.

#### III.1.2 Evaluation des charges et surcharges :

- ✓ **Verticales :**

**Tableau (III-1):** charge et surcharge de l'acrotère

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,059	1,725	$14 \hat{+} 0,02 \hat{+} (10+60) \hat{+} 10^{-2} = 0,392$	2,117	1

- ✓ **Horizontales** (dues au séisme) :

D'après le **RPA99 V 2003**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_P ;$$

Tel que :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le (tab 4.1) du **RPA99 V 2003** pour la zone et le groupe appropriés.
- **C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (tab 6.1) du **RPA99 V 2003**.
- **W<sub>P</sub>** : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2 et la zone III (Chelf).

- ♦  $A = 0,25$ .
- ♦  $C_p = 0,8$ .
- ♦  $W_P = 2,117 \text{ KN/ml}$ .

Donc :  $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117$

$F_p = 1,69 \text{ KN/ml} > 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_u = 1,69 \text{ KN/ml}$ .

**N.B :**

La section de calcul en flexion composée sera de  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ , car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

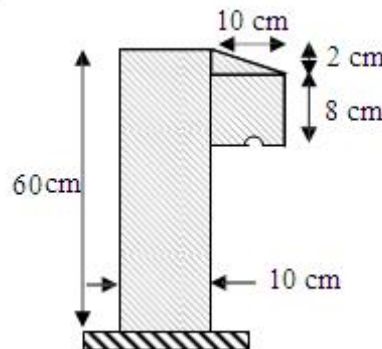


Figure .III-1 : Acrotère.

### III.1.3 Calcul des sollicitations :

- ♦ **Moments engendrés par les efforts normaux :**

Selon la combinaison accidentelle :  $1,35G + 1,5Q_u$  (ELU).

$G + Q_u$  (ELS).

- $N_u = 1,35G \times L = 2,85 \text{ KN}$ .
- $M_u = 1,5Q_u \times h \times L = 1,52 \text{ KN.m}$ .
- $N_{ser} = G \times L = 2,117 \text{ KN}$ .
- $M_{ser} = Q_u \times h \times L = 1,01 \text{ KN.m}$ .

### III.1.4 Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{array}{l} \diamond e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,52}{2,85} = 0,53 \text{ m} \\ \diamond \frac{H}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ m} \end{array} \right\} e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

✓  $e_2 = e_1 + e_a$ ; tel que :  $e_a$  : excentricité additionnelle.

$e_1$  : excentricité structurale (résultant des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{50}{250}\right) = 2\text{cm}.$$

D'où :  $e_2 = 0,53 + 0,02 = 0,55 \text{ m}$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité  $e_3$  du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots \dots \dots \text{BAEL91.}$$

$$\text{Tel que } \alpha : \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0,6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,864 \text{ cm}$$

D'où :  $e_t = e_2 + e_3 = 55 + 0,864 = 55,86 \text{ cm}$ .

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,85 \text{ KN et } M_u = N_u \times e_t = 1,59 \text{ KN.m.}$$

### III.1.5 Ferrailage:

✓ **A l'ELU** : On a :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,16 \text{ MPa} ; \sigma_s = 347,82 \text{ MPa}.$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par l'assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$ ;

Tel que :  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au CDG de la section de béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\rightarrow M_{uA} = 1,59 + 2,85 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,16} = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow (FeE400)$$

D'où :  $\alpha \approx 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,019}) = 0,024$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,08(1 - 0,4 \times 0,024) = 0,079 \text{ m}$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,68 \times 10^{-3}}{0,079 \times 347,82} = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,61 \times 10^{-4} - \frac{2,85 \times 10^{-3}}{347,82} = 0,53 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,08}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} > A_s \rightarrow \text{on adopte: } A_s = 4T8 \left( 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \right).$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3T8 \left( 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \right)$$

- **Espacements :**

$$\checkmark \text{ Armatures principales : } st < \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte: } st = 30 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Armatures de répartitions : } st < \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte: } st = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$f_u \leq \min (0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MP} ) \leftrightarrow f_u \leq \min (2,5 \text{ MP} ; 3 \text{ MP} ) \leftrightarrow f_u \leq 2,5 \text{ MP}$$

$$V_u = Q_u \times L = 1,69 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,021 \text{ MP} \rightarrow \tau_u < f_u \text{ (pas de risque de cisaillement)}$$

- ✓ **A P'ELS :** (vérification des contraintes) :

D'après le **BAEL91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**  $c = d - e_A$ ;

Tel que : la distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = \frac{1,01}{2,117} + \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,51 \text{ m}$$

$$e_A > d \rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0,08 - 0,51 = -0,43 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q;$$

$$\text{Tel que : } p = -3 \times c^2 - (c - d') \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} + (d - c) \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (c - d')^2 \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}$$

$$p = -3 \times (-0,43)^2 + (0,08 + 0,43) \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{1} = 91,7 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0,43)^3 - (0,08 + 0,43)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{1} = -46,89 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-46,89)^2 + \frac{4 \times (91,7)^3}{27} = 116435m^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0,5 \times (341,23 + 46,89) = 194,06m^3$$

$$Z = t^{\frac{1}{3}} = 5,8m$$

$$y_c = Z - \frac{p}{3 \times Z} = 5,8 - \frac{91,7}{3 \times 5,8} = 0,53m \text{ (Distance de l'axe neutre au centre de pression C.)}$$

comptée positivement avec un effort normal  $N_{ser}$  de compression. Négativement en traction).

→  $y_{ser} = 0,53 - 0,43 = 0,1m$  (distance entre axe neutre et la fibre supérieure de la section).

• **Calcul des contraintes :**

$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2)$  → (Moment d'inertie homogène de la section réduite).

$$I = \frac{1 \times (0,1)^3}{3} + 15 \times (2,01 \times (0,08 - 0,1)^2) = 12,4 \times 10^{-3}m^4$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} = \frac{2,117 \times 0,53}{12,4} = 0,09KN/m^3 \text{ (Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 0,09 \times 0,1 = 0,009 MP \rightarrow \text{béton.}$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 0,09 \times (0,1 - 0,08) = 0,027MPa \rightarrow \text{acier.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots C.V$$

Fissuration préjudiciable :

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \times f_{ei}; \max (0,5f_{ei}; 110\sqrt{n \times f_{t28}}) \right); Tq; n = 1,6(HA) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63MP .$$

$$\bar{\sigma}_s > \sigma_s \dots \dots \dots C.V$$

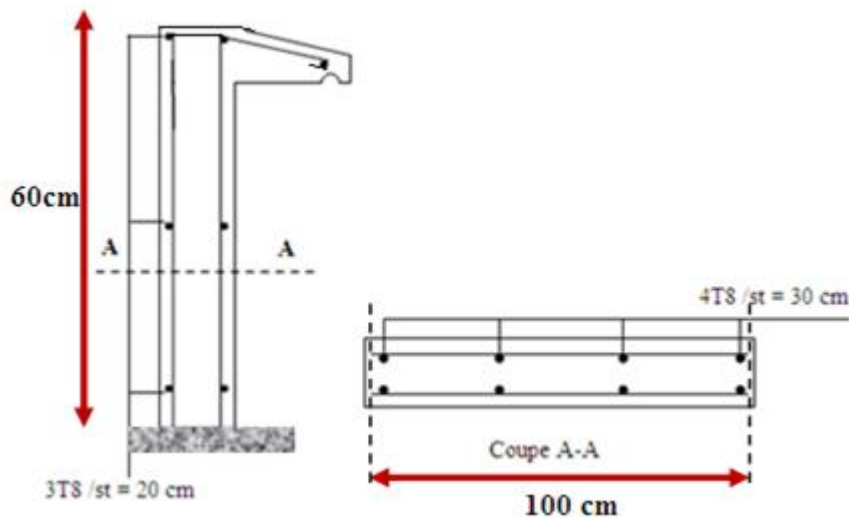


Figure .III-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## III.2. Calcul de plancher :

### III.2.1. Initiation :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur rôle est d'assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ; ils transmettent les charges et surcharges du bâtiment aux éléments porteurs. Ils assurent également la protection contre l'incendie. Notre structure comporte un plancher en corps creux constitué par des éléments préfabriqués ou coulés sur place (*les poutrelles*), et par des éléments de remplissage (*corps creux*), De dimensions  $(16 \times 20 \times 53) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de  $(4 \text{ cm})$  d'épaisseur.

Le choix de plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- ❖ Facilité et rapidité d'exécution.
- ❖ Economie du coffrage et main d'œuvre.
- ❖ Plus légère que la dalle pleine
- ❖ Une très bonne isolation thermique et phonique.

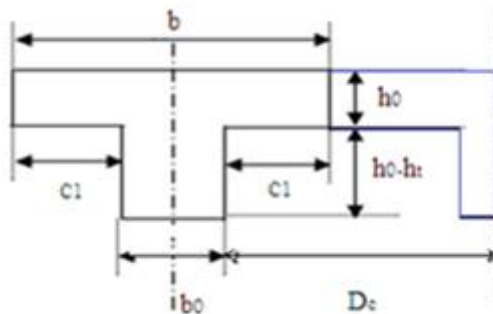


Figure .III-3 : Dimensions de la poutrelle.

### III.2.2. Etude des poutrelles :

#### III.2.2.1. Dimensionnements :

- **Hauteur de la poutrelle :**

La hauteur du plancher est celle de la poutrelle, donc on utilisera la formule empirique suivant :  $\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$  .....Formule de Davidovici " **Formulaire de B.A**"

- ♦  $h_t$  : hauteur de la poutrelle.
- ♦  $L$  : la portée de la poutrelle mesurée entre axe des appuis.



On a:  $L = 470 \text{ cm}$  d'ou:  $18,8 \text{ cm} < h_t < 23,5 \text{ cm}$

Donc on adopte une hauteur de:  $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Tel que } h_t = d + h_0 \begin{cases} d = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

- ♦  $d = 16 \text{ cm}$  : épaisseur corps creux.
- ♦  $h_0 = 4 \text{ cm}$  : épaisseur de dalle de compression.

• **Largeur de la poutrelle :**

On a :  $b = b_0 + 2 C_1$  avec :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

- ♦ Le corps Creux utilisé pour ce plancher est de largeur:  $D_C = 53 \text{ cm}$
- ♦  $C_1$  est calculé d'après les conditions suivantes :

$$C_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_C}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \\ (6;8).h_0 = (6;8) \times 4 \text{ cm} = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend :  $C_1 = 26,5 \text{ cm}$  ; D'où  $b = 12 + 2 \times 26,5$  ; Alors :  $b = 65 \text{ cm}$

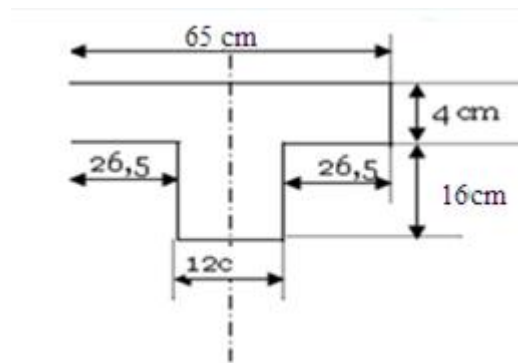


Figure .III-4 : Dimensions numériques.

### III.2.2.2. Méthode de calcul :

Il y a deux méthodes de calculs, La méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

#### “ Méthode forfaitaire pour éléments fléchis ”

❖ **Hypothèses d'application de la méthode :**

- ♦ **H1 : Pour constructions courantes :  $Q \leq \text{Max}(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ .**

**Plancher terrasse :**

$$Q_{ter} = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max(2 \times 6,59; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$$

$$Q_{ter} = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max(13,18; 5 \text{ KN} / \text{m}^2) = 13,18 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

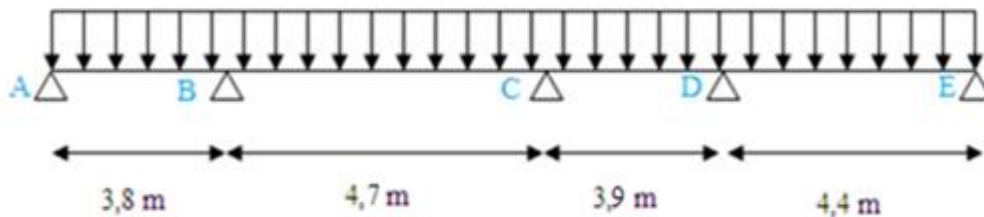
**Etage courant :**

$$Q_{et} = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max(2 \times 5,02; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$$

$$Q_{et} = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max(10,04; 5 \text{ KN} / \text{m}^2) = 10,04 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- ◆ **H2 :** Les moments d’inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité..... C.V
- ◆ **H3 :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

**Cas 1 :**



**Figure .III-5 :** Schéma statique coupe des travées.

$$0,8 \leq \left( \frac{L_{AB}}{L_{BC}} = \frac{3,80}{4,70} \right) = 0,81 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,8 \leq \left( \frac{L_{BC}}{L_{CD}} = \frac{4,70}{3,90} \right) = 1,21 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,8 \leq \left( \frac{L_{CD}}{L_{DE}} = \frac{3,90}{4,40} \right) = 0,89 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- ◆ **H4 :** La fissuration est considérée comme non préjudiciable...C.V
- ❖ **Le principe de la méthode :**

On a le rapport de charge :  $r = \frac{Q}{G + Q}$

Et les moments fléchissant sont :

- ◆ **M<sub>0</sub> :** Moment fléchissant maximal dans la travée isostatique.

- ♦  $M_s$  et  $M_e$  : Moments aux appuis gauche (S) et droit (e) dans la travée considérée.
- ♦  $M_t$  : Moment maximal en travée.

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_s$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- ♦  $M_t \leq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3 \times \Gamma) M_0 \} - \frac{M_s + M_e}{2}$
- ♦  $M_t \leq \frac{1 + 0,3 \times \Gamma}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire.
- ♦  $M_t \leq \frac{1,2 + 0,3 \times \Gamma}{2} M_0$  dans une travée de rive.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après **RPA 99** le moment des appuis de rive sont égale (15%- 20%) de moment isostatique encadrant de l'appui considéré.

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

\* $0,6 \times \max \{ M_{01}; M_{02} \}$  Pour une poutre à 02 travées.

\* $0,5 \times \max \{ M_{01}; M_{02} \}$  Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 02 travées.

\* $0,4 \times \max \{ M_{01}; M_{02} \}$  Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 03 travées.

Les efforts tranchant sont :

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses **a** et **b**, tels que **L=a+b**.

- ♦  $a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_s + M_t}}}$  .... Appuis gauche.

- ♦  $b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_s + M_t}{M_e + M_t}}}$  ..... Appuis droit.

- ♦ Effort tranchant à gauche :  $V_w = -2 \frac{M_s + M_t}{a}$

- ♦ Effort tranchant à droite :  $V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$

- ♦ Moment isostatique : 
$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

### III.2.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

- Plancher terrasse :

**Tableau (III-2):** Charges et surcharge du plancher terrasse

<b>Charge Permanente</b>	$G_T = 6,59 \times 0,65$	<b>4,28 KN/ml</b>
<b>La surcharge</b>	$Q_T = 1 \times 0,65$	<b>0,65 KN/ml</b>
<b>q<sub>u</sub> (E.L.U)</b>	$1,35 G_T + 1,5 Q_T$	<b>6,75 KN/ml</b>
<b>q<sub>ser</sub> (E.L.S)</b>	$G_T + Q_T$	<b>4,93 KN/ml</b>

- Plancher Courant:

**Tableau (III-3):** Charges et surcharge du plancher courant

<b>Charge Permanente</b>	$G_{ET} = 5,02 \times 0,65$	<b>3,26 KN/ml.</b>
<b>La surcharge</b>	$Q_{ET} = 1,5 \times 0,65$	<b>0,98 KN/ml.</b>
<b>q<sub>u</sub> (E.L.U)</b>	$1,35 G_{ET} + 1,5 Q_{ET}$	<b>5,87 KN/ml.</b>
<b>q<sub>ser</sub> (E.L.S)</b>	$G_{ET} + Q_{ET}$	<b>4,24 KN/ml.</b>

D'après, le **Tableau (III-2) et (III-3)** le chargement le plus défavorable est au niveau du plancher terrasse, donc le calcul des poutrelles se fera pour le plancher terrasse.

### III.2.2.4. Application de la méthode forfaitaire :

- ❖ **Moment de flexion** : Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau (III.4):** Moments de flexion à ELU

Plancher	Travée	Longueur (m)	ELU				
			M0 (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Mt max (KN.m)
Terrasse	AB	3,8	12,18	A	0,2	2,44	7,55
				B	0,5	9,72	
	BC	4,7	19,44	C	0,4	7,78	11,66
	CD	3,9	12,38	D	0,5	8,17	6,33
	DE	4,4	16,33	E	0,2	3,27	11,43

**Tableau (III.5):** Moments de flexion à ELS

Plancher	Travée	Longueur (m)	ELS				
			M0 (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Mt max (KN.m)
terrasse	AB	3,8	8,9	A	0,2	1,78	5,51
				B	0,5	7,1	
	BC	4,7	14,19	C	0,4	5,68	8,51
	CD	3,9	9,1	D	0,5	5,97	4,62
	DE	4,4	16,33	E	0,2	2,39	8,35

❖ **Efforts tranchants :**

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**(Tableau III.6) :** L'effort tranchant à l'ELU

Plancher	Travées	Longueur (m)	Appuis	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Abscisses		V <sub>w</sub> (KN)	V <sub>u</sub> (KN)
						a	b		
Terrasse	AB	3,8	A	2,44	7,55	a	1,64	-12,18	15,99
			B	9,72		b	2,16		
	BC	4,7	C	7,78	12,04	a	2,46	-17,69	16,94
						b	2,34		
	CD	3,9	D	8,17	7,65	a	1,89	-16,22	16,46
						b	1,91		
	DE	4,4	E	3,27	11,43	a	2,36	-16,61	14,41
						b	2,04		

(Tableau III.7) : L'effort tranchant à l'ELS

Plancher	Travées	L (m)	Appuis	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Abscisses		V <sub>v</sub> (KN)	V (KN)
						a	b		
Terrasse	AB	3,8	A	1,78	5,51	a	1,64	-8,89	11,68
			B	7,1		b	2,16		
	BC	4,7	C	5,68	8,79	a	2,46	-12,92	12,37
			b	2,34					
	CD	3,9	D	5,97	7,55	a	1,89	-14	14,16
			b	1,91					
	DE	4,4	E	2,39	8,35	a	2,36	-12,14	10,53
			b	2,04					

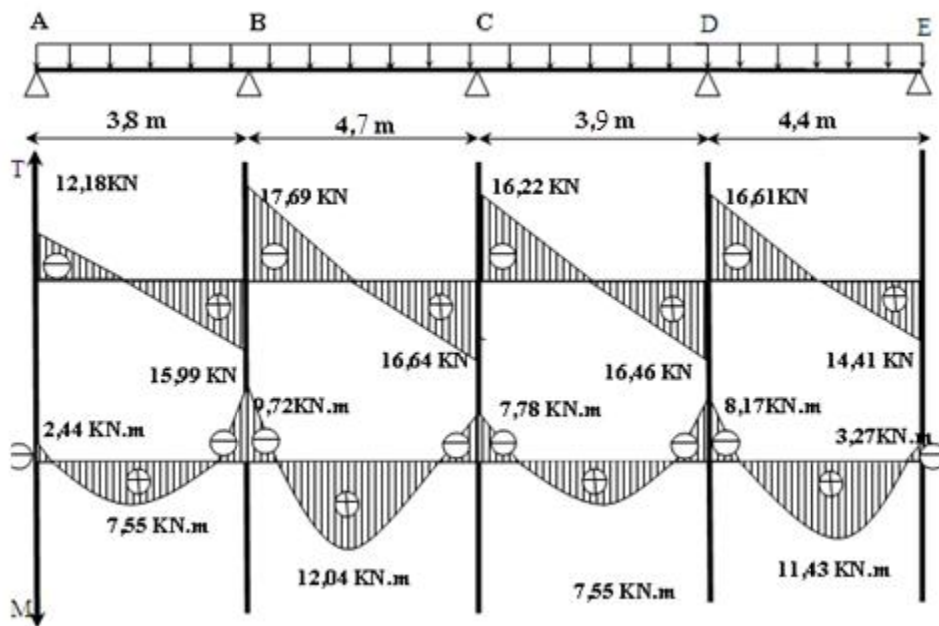


Figure .III-6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

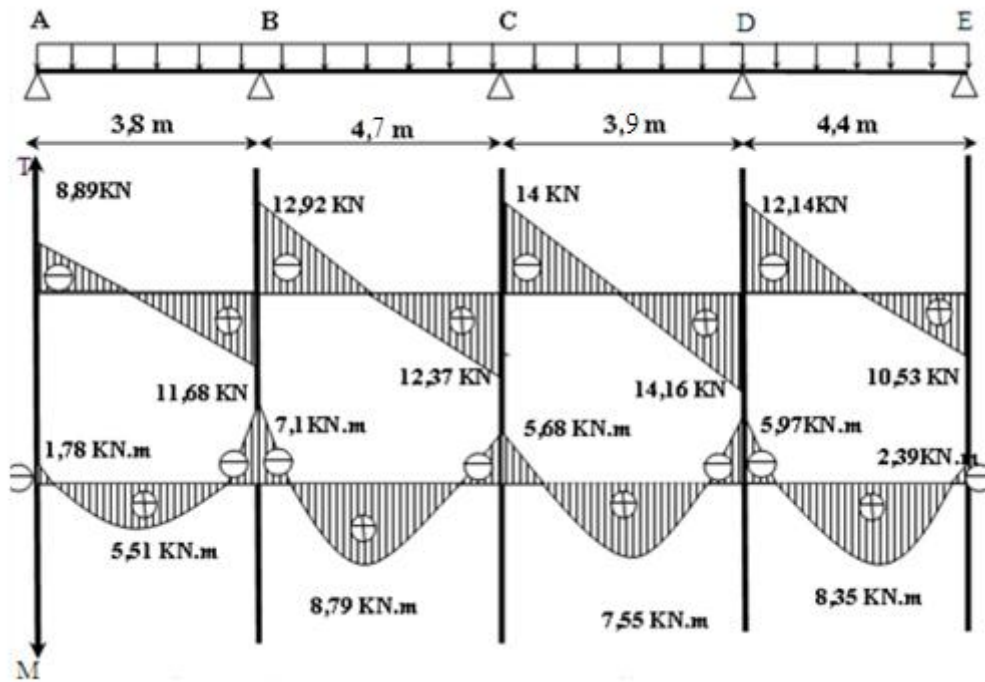


Figure .III-7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

**Cas 2 :**

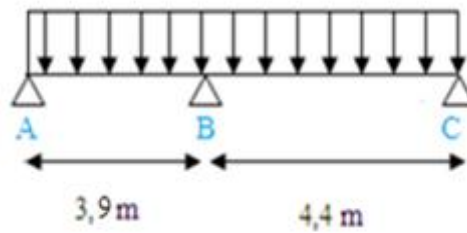


Figure .III-8 : Schéma statique coupe des travées.

❖ **Moment de flexion** : Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau (III.8):** Moments de flexion à ELU

Plancher	Travée	Longueur (m)	ELU				
			M0 (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Mt max (KN.m)
Terrasse	AB	3,9	12,18	A	0,2	2,44	7,55
				B	0,6	9,80	
	BC	4,4	16,34	C	0,2	3,27	10,12

**Tableau (III.9):** Moments de flexion à ELS

Plancher	Travée	Longueur (m)	ELS				
			M0 (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Mt max (KN.m)
terrasse	AB	3,9	8,9	A	0,2	1,78	5,51
				B	0,6	7,16	
	BC	4,4	11,93	C	0,2	2,39	8,27

❖ **Efforts tranchants** :

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

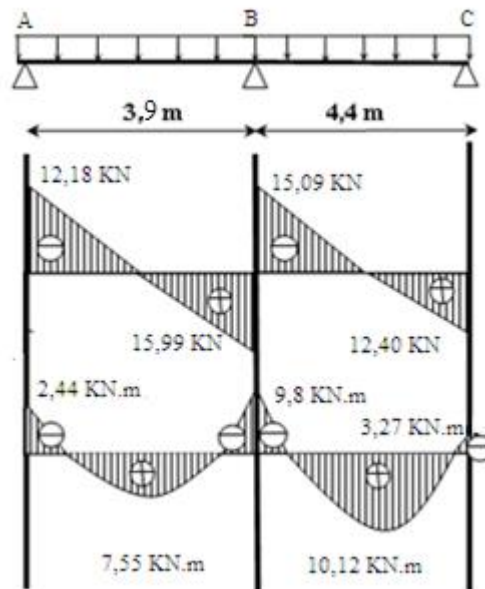
**Tableau (III.10) :** L'effort tranchant à l'ELU

Plancher	Travées	L (m)	Appuis	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Abscisses		V <sub>w</sub> (KN)	V <sub>e</sub> (KN)
						a	b		
Terrasse	AB	3,9	A	2,44	7,55	a	1,64	-12,18	15,99
			B	9,80		b	2,16		
	BC	4,4	C	3,27	10,12	a	2,64	-15,09	12,40
						b	2,16		



**Tableau (III.11) : L'effort tranchant à l'ELS**

Plancher	Travées	L (m)	Appuis	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Abscisses		V <sub>w</sub> (KN)	N (KN)
						a	b		
Terrasse	AB	3,9	A	1,78	5,51	a	1,64	-8,89	11,68
			B	7,16		b	2,16		
	BC	4,4	C	2,39	8,27	a	2,64	-11,69	9,87
						b	2,16		



**Figure .III-9 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.**

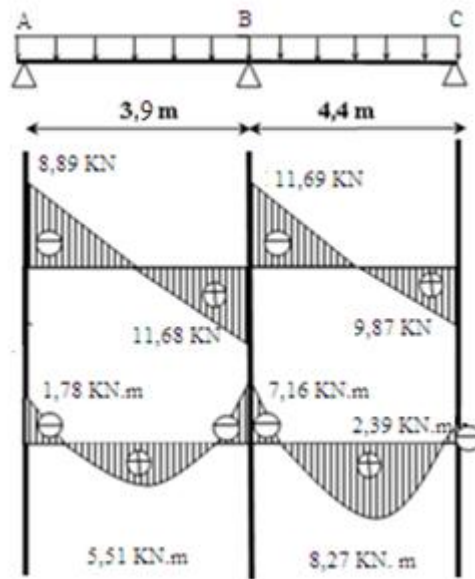


Figure .III-10 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

### III.2.2.5. Ferrailage de la poutrelle :

♦ A l'ELU :

• En travée :

$$M_u = M_t = 11,66 \text{ KN.m} \quad \text{Et: } M_{appuit} = 9,8 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$b = 65 \text{ cm} \text{ --- } h = 20 \text{ cm} \text{ --- } b_0 = 12 \text{ cm} \text{ --- } h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

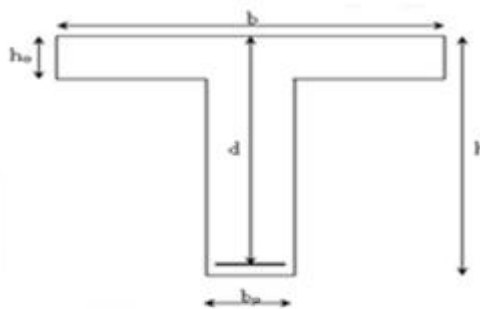


Figure .III-11: Dimensions de la poutrelle.

• Moment de la table :  $M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$

❖  $M_{tu} = 72,16 \text{ KN.m}$

Il vient que :  $M_{tu} = 72,16 \text{ KN.m} > M_u = 11,66 \text{ KN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se déroulera comme pour une section rectangulaire (0,65×0,20).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \dots \text{BAEL 91 / Modifier 99}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,66 \cdot 10^6}{650 \cdot (180)^2 \cdot 14,16} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < 0,186$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot \gamma - 0,171$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11,66}{8,51} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,37 - 0,171 = 0,290$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_{lu} = 0,290$$

**Donc  $A' = 0$**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,034) = 0,213 \text{ m}$$

$$Z = 21,3 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \cdot Z_b} = \frac{11,66 \cdot 10^6}{347,82 \times 213} = 157,39 \text{ mm}^2 = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

D'après le tableau de section des armatures, notre choix est tombé sur :

**3T10 Avec :  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \left\{ \frac{0,23}{f_e} \times f_{t28} \times b \times d \right\}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1$$

$$A_{s \min} \geq \left\{ \frac{0,23}{400} \times 2,1 \times 0,65 \times 0,18 \right\}$$

$$A_{s \min} = 1,64 \text{ cm}^2 < A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Sur appuis :**

$$M_u = 9,8 \text{ KN.m} \quad \text{Et : } M_{ser} = 7,16 \text{ KN.m}$$

- **Moment de la table :**

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 72,16 \text{ KN.m}$$

Il vient que :  $M_{tu} = 72,16 \text{ KN.m} > M_u = 9,8 \text{ KN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se déroulera comme pour une section rectangulaire (0,12×0,20).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad D'ou: \mu_{bu} = \frac{9,8 \cdot 10^6}{120 \cdot (180)^2 \cdot 14,16} = 0,023$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < 0,186$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot \gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,8}{7,16} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,37 - 0,171 = 0,290$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_{lu} = 0,290$$

**Donc  $A' \approx 0$**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,029$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,029) = 0,213 \text{ m}$$

$$Z = 21,3 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \cdot Z_b} = \frac{9,8 \cdot 10^6}{347,82 \times 213} = 132,3 \text{ mm}^2 = 1,32 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de section des armatures, notre choix est tombé sur :

**2T12 Avec :  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,65 \times 0,18}{400} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1,7 \text{ cm}^2 > A_{su} = 2,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

- **Ferraillage transversal :**

**Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_t \quad \min (h / 35 ; \phi_1 ; b_0 / 10)$$

$$\phi_t \quad \min (200 / 35 ; 10 ; 120 / 10) \Rightarrow \phi_t = 5,71 \text{ mm}$$

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

- ✓ **Efforts tranchants :**

$$V = T_u = 17,69 \text{ KN}$$

- **Vérification de cisaillement du béton :**

- \* Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{17,69 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,68 \text{ MPa}$$

- \* Valeur limite de  $\tau_u$  " fissuration non préjudiciable" :

$$\tau_u < \min(0,17f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- \* Armatures transversales : Choix de  $\phi t$  :  $\phi t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5,71 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ \phi_{l \min} = 10 \text{ mm} \end{array} \right.$

Alors d'après ces conditions on prend :  $\phi t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = m \times \phi t = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$$

- ❖ m : nombre des sections.

- ❖  $\phi t$  : 2T6 = 0,57 cm<sup>2</sup> (tableau des sections réelles d'armatures).

- **Espacement minimal :**

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj})}; 0,9 \times d; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{12(0,68 - 0,3 \times 2,1)}; 0,9 \times 18; 40 \text{ cm} \right\} = 16,2 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{235} \left\{ \frac{0,68}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 1 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = \frac{0,56}{12 \times 15} = 3,11 \times 10^{-3} \geq \rho_{t \min} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ **Vérification des appuis :**

❖ **Appuis de rive :**

\* Armatures longitudinales :  $A_s = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{17,69 \times 10}{347,82} = 0,51 \text{ cm}^2$

\* Compression du béton :

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{cj}}{\alpha_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = (0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12) = 155,5 \text{ KN}$$

$V_u = 17,69 \leq 155,5 \text{ kN} \dots\dots\dots C.V$

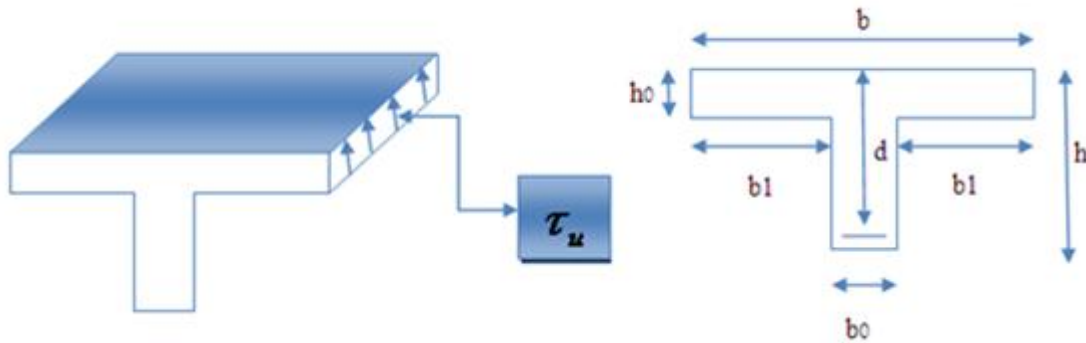
❖ **Appuis Intermédiaire :**

\* Armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\alpha_s}} = \frac{17,69 + \frac{7,78 \times 10^2}{0,9 \times 18}}{\frac{400}{1,15}} = 0,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

\* Compression du béton :  $V_u \leq 155,5 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$

▪ **Vérification de la liaison table et nervure :**



**Figure .III-12 :** Liaison table de compression-nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \left( \frac{17,69 \times 26,5}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0,44 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

♦ **A l'E.L.S :**

• **Sur Appuis :**

$q_s = 4,93 \text{ KN / ml}$

**2T12** Avec :  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

$M_{ser} = 7,16$  Avec :  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et :  $d = 18 \text{ cm}$

\* **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b_0} \left[ \sqrt{1 + \frac{b_0 \cdot d \cdot A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2,26}{12} \left[ \sqrt{1 + \frac{12 \times 18 \times 2,26}{7,5 \times 2,26^2}} - 1 \right] = 11,02 \text{ cm}$$

\* **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{12 \times 11,02^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 11,02)^2 = 9147,73 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,16 \times 10^3}{9147,73} = 0,78 \text{ Mpa/cm}$$

\* **Calcul des contraintes maximales :**

## ❖ Béton comprimé :

$$\dagger_b = K \times y = 0,78 \times 11,02 = 8,60 \text{ MPa}$$

## ❖ Armatures tendu :

$$\dagger_s = 15 \times K (d - y) = 15 \times 0,78 \times (21,6 - 11,02) = 123,79 \text{ MPa}$$

\* **Vérification :**

## ❖ Contraintes limites de compression du béton :

$$\dagger_{bc} = 8,60 < \overline{\dagger}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\dagger_s = 123,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

• **En Travée :**

$$M_{ser} = 8,51 \text{ KN.m Avec: } b = 65 \text{ cm et: } A_s = 2,36 \text{ cm}^2 (3T10)$$

\* **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times d \times A}{7,5 \times A^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2,36}{65} \left[ \sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 2,36}{7,5 \times 2,36^2}} - 1 \right] = 4,81 \text{ cm}$$

\* **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{12 \times 4,81^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,81)^2 = 10424,55 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,51 \times 10^3}{10424,55} = 0,82 \text{ MPa/cm}$$

❖ **Calcul des contraintes maximales :**

## ❖ Béton comprimé

$$\dagger_b = k \times y = 0,82 \times 4,81 = 3,94 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification :**❖ **Contraintes limites de compression du béton :**

$$\dagger_b = 3,94 \text{ MPa} < \overline{\dagger}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**III.2.2.6. Vérification de la flèche :**

On doit vérifier d'après le 'BAEL91/modifié99':

$$\checkmark \quad h/L \geq \frac{M_t}{15M_0}; \text{D'ou : } \frac{24}{470} = 0,05 \geq \frac{11,66}{15 \times 19,44} = 0,040 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\checkmark \quad A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4,2 \times 65 \times 18}{400} = 14,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \leq 14,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\checkmark \quad h/L \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{470} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,042 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de flèche est nécessaire.

❖ **Position du centre de gravité :**

$$G_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2}) + b_0 (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2}) + 15 \times A \times (h - 2 - \frac{W}{2})}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + 15 \times A}$$

$$G_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 2,36 \times 21,95}{65 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36} = 16,62 \text{ cm}$$

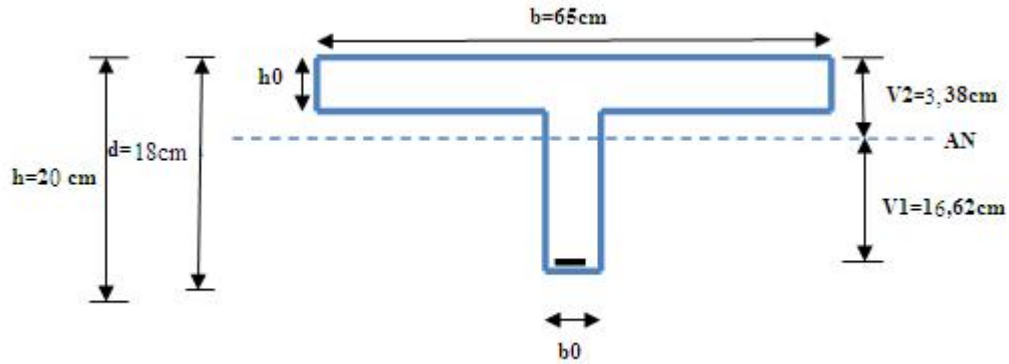
$$G_2 = h - G_1 = 20 - 16,62 = 3,38 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (7,38 - 2)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times [16,62 - 8]^2 + 15 \times 2,36 \times (7,38 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 27233,09 \text{ cm}^4$$





**Figure .III-13 :** Dimensionnements et positionnement du centre de gravité.

### III.2.2.7. Evaluation des charges:

- Charge de faible durée :  $q_i = \left(\frac{Q}{2}\right) \times b = 0,5 \times 0,65 = 0,325 \text{ KN / ml}$
- Charge de longue durée :  $q_v = \left(G + \frac{Q}{2}\right) \times b = (6,59 + 0,5) \times 0,65 = 4,61 \text{ KN / ml}$

#### ❖ Calculs des moments :

- Moment dû à la charge instantanée :

$$M_i = \frac{M_{ser} \times q_i}{q_s} = \frac{8,51 \times 0,325}{4,93} = 0,561 \text{ kN.m}$$

- Moment dû à la charge différée :

$$M_v = \frac{M_{ser} \times q_v}{q_s} = \frac{8,51 \times 4,61}{4,93} = 7,96 \text{ kN.m}$$

#### ❖ Contraintes de traction dans les armatures :

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0,561 \times 10^3}{27233,09} = 0,021 \text{ MPa /cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{7,96 \times 10^3}{27233,09} = 0,29 \text{ MPa /cm}$$

- Charge instantanée :

$$\dagger_{si} = 15 \times K_i \times (d - y) = 15 \times 0,021 \times (21,6 - 11,02) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Charge différée :

$$\dagger_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0,29 \times (21,6 - 11,02) = 46,02 \text{ MPa}$$

❖ **Evaluation des flèches :**• **Flèches due aux charges instantanées :**

$$\dots = \frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{2,36}{18 \times 12} = 0,0091$$

$$\} _i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\dots \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0091 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 4,52$$

$$\sim_i = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \dots \times \uparrow_{si} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0091 \times 3,33 + 2,1} = -0,65 < 0 \Rightarrow \sim_i = 0$$

$$\bullet \text{ L'inertie fissurée vaut : } I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_i} = \frac{1,1 \times 27233,09}{1 + 4,52 \times 0,65} = 7607 \text{ cm}^4$$

## • Flèche Maximale de la travée :

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{8,51 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 7607} = 0,12 \text{ cm}$$

## • Flèches dues aux charges de longue durée :

$$\sim_v = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \dots \times \uparrow_{sv} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0091 \times 46,02 + 2,1} = 0,027 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ L'inertie fissurée : } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_v} = \frac{1,1 \times 27233,09}{1 + 4,52 \times 0,027} = 29956,40 \text{ cm}^4$$

## • Flèche Maximale de la travée :

$$f_v = \frac{ML^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,51 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 10818,68 \times 29956,40} = 0,033 \text{ cm}$$

## • Vérification de la flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad f_i \text{ et } f_v < \bar{f} \dots\dots\dots C.V$$

**III.2.2.8. Dalle de compression :**

On a une dalle d'épaisseur **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65$  cm)

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$F_e=520$  MPa (quadrillage de TS. 6mm)

A.N :

$A_1=0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $5\emptyset 5=0,98 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

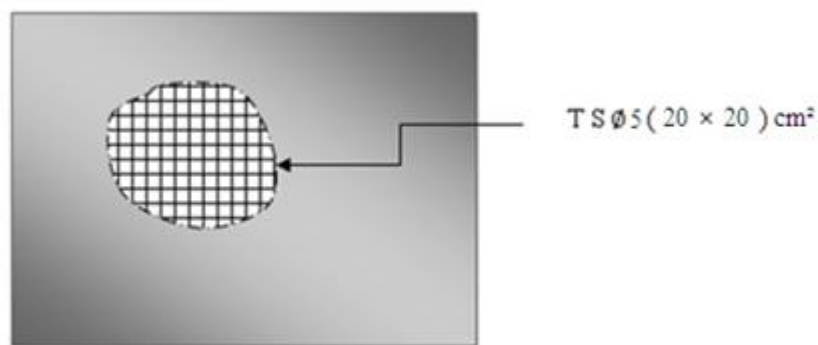
- Armatures de répartitions :

$A_2=0,705 \text{ cm}^2$

On prend :  $5 \emptyset 5=0,98 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc on choisi un treillis soudé de dimensions  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$  et de diamètre **5 mm**.

#### ❖ Schéma de ferrailage:



**Figure .III-14** : Ferrailage de la dalle de compression.

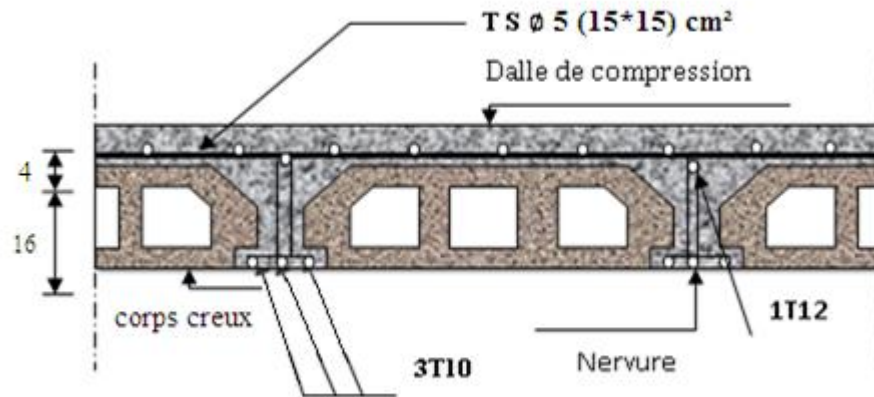


Figure .III-15: Ferrailage d'un plancher à corps creux.

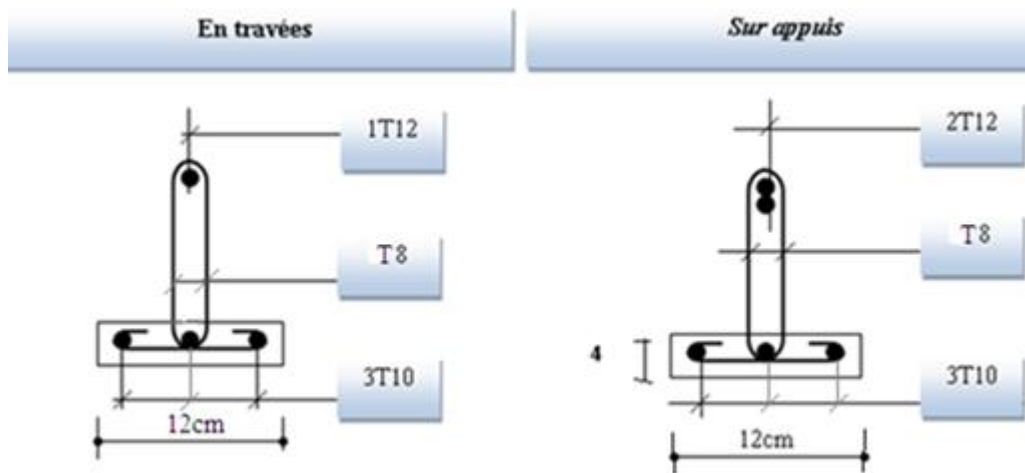


Figure .III-16 : Ferrailage de la poutrelle en travée et sur appuis.

### III.3. Calcul des balcons :

#### III.3.1. Définition :

Un balcon est un élément d'architecture décoratif dans les constructions à usage d'habitation, il peut être construit en plancher à corps creux ou en béton armé (*dalle pleine*), ce dernier est encastré dans la poutre.

#### III.3.2. Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{410} = 0,29 < 0,4 \quad ; \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

### III.3.3. Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon (chapitre II) :  $h = 15\text{cm}$

### III.3.4. Evaluation des charges :

On va estimer que le calcul se fera pour une bande de **1 m** linéaire.

#### ✓ Charges permanentes :

La charge permanente sera tirée directement du "Tableau II.5 (chapitre II)" :

$$d G_1 = 5,41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

#### ✓ Charge due au Poids propre du mur :

\* Brique creuse de **10 cm** d'épaisseur :  $0,1 \times 1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/ml}$ .

\* Enduit en ciment d'épaisseur de (**2cm**) :  $0,02 \times 1 \times 18 \times 2 = 0,72 \text{ KN/ml}$ .

$$\Sigma G_2 = 1,62 \text{ KN} / \text{ml}$$

#### ✓ Charges d'exploitations :

\* Surcharge sur la dalle :  $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ml}$ .

\* Surcharge sur le garde corps :  $Q_2 = 0,6 \text{ KN/ml}$ .

### III.3.5. Les sollicitations :

#### • A P.E.L.U :

$$q_u = 1,35 \cdot G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times (5,41 + 1,62) + 1,5 \times (3,5 + 0,6) = 14,74 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times G_2 \times h = 1,35 \times 1,62 \times 0,15 = 2,187 \text{ KN}$$

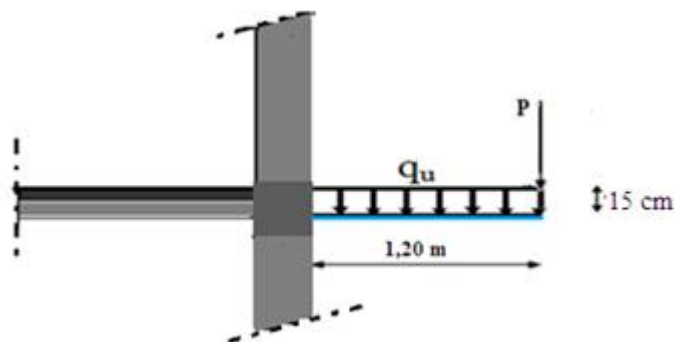


Figure .III-17 : Dimensionnement et répartition des charges.

- **A l'E.L.S :**

$$* q_s = G_1 + Q_1 = (5,41 + 1,62) + 3,5 = \mathbf{10,53 \text{ KN/ml.}}$$

$$* P_s = G_1 \times h = 1,62 \times 1 = \mathbf{1,62 \text{ KN/ml.}}$$

### III.3.6. Détermination des efforts :

- **A l'E.L.U :**

- ❖ **Moment fléchissant :**

$$M_u = \left( q_u \frac{L^2}{2} + p_u L \right) + (Q_2 \times 1,5 \times 1)$$

$$M_u = \left( 14,74 \times \frac{1,20^2}{2} + 2,187 \times 1,2 \right) + (0,9) = \mathbf{13,24 \text{ KN.m}}$$

- ❖ **Effort tranchant :**

$$T = q_u \cdot L + p_u = 14,74 \times 1,20 + 2,187 = \mathbf{19,88 \text{ KN}}$$

- **A l'E.L.S :**

- ❖ **Moment fléchissant :**

$$M_s = \left( q_s \frac{L^2}{2} + p_s \cdot L \right) = \left( 10,53 \times \frac{(1,20)^2}{2} + 1,62 \times 1,2 \right) = \mathbf{9,53 \text{ KN.m}}$$

- ❖ **Effort tranchant :**

$$T = q_s \cdot L + P_s = (10,53 \times 1,2 + 1,62) = \mathbf{14,26 \text{ KN}}$$

### III.3.7. Ferrailage à l'E.L.U :

Pour une bande de **1 m** linéaire, on a les données suivantes :

$$* \text{ Longueur : } h = 1 \text{ m.}$$

$$* \text{ Epaisseur : } b = 0,15 \text{ m. Et : } d = 0,9b \rightarrow d = 0,135 \text{ m.}$$

$$* \text{ Espacement : } c = 0,02 \text{ m.}$$

$$\text{On a: } M_u = 13,24 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d.f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{13,24 \times 10^{-3}}{1.(0,135)^2.14,16} = 0,051$$

$$\mu_{bu} = 0,051 < 0,186$$

$$\text{Pivot A : } \mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711 \rightarrow = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13,24}{9,53} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,39 - 0,1711 = 0,3 \rightarrow \mu_{bu} = 0,051 < \mu_{lu} = 0,3$$

Alors : **A = 0**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,065) = 0,13 \text{ m} \rightarrow \mathbf{Z = 13 \text{ cm}}$$

$$\mu_{bu} = 0,051 < 0,186 \rightarrow \epsilon_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MP}$$

❖ **Section d'armature tendue :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{13,24 \times 10^6}{347,82 \times 130} = 292,81 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 2,92 \text{ cm}^2$$

### III.3.8. Ferrailage à l'E.L.S :

On à:  $M_s = 9,53 \text{ KN.m}$  (La fissuration est préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \approx 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,6 \times f = 0,6 \times 400 = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,48$$

$$y_1 = \bar{\alpha} \times d = 0,48 \times 0,135 = 0,065 \text{ m}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0,135 \times \left(1 - \frac{0,48}{3}\right) = 0,113 \text{ m}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b \times y_1 \times \bar{\sigma}_{st} \times Z = \frac{0,15}{2} \times 0,065 \times 201,63 \times 0,113 = 881,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < M_{rsb} \rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{9,53 \times 10^{-3}}{0,113 \times 201,63} = 3,51 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq A_{s_{min}} = \max(1,5 ; 1,63)$$

$$A_{s_{min}} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad A_s = 3,51 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

On va opter pour un ferrailage de : **5T12 de  $A = 5,65 \text{ cm}^2$**  pour des raisons pratiques.

❖ **Espacement :**

$$St \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = \text{min}(3 \times 15; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend : **St = 25 cm.**

❖ **Section d'armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T8 = 2,51 cm<sup>2</sup>.**

❖ **Espacement :**

$$St \leq \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = \text{min}(4 \times 15; 45) = 45\text{cm}$$

On prend : **St = 20 cm**

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

$$\text{On a : } V_u = T_u = 19,88 \text{ KN}$$

❖ **Valeur de la contrainte tangentielle ( $\tau_u$ ) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,15 \text{ MPa}$$

❖ **Valeur limite de la contrainte tangentielle :**

La fissuration est préjudiciable  $\rightarrow \tau_u \leq \text{min}\{0,1 \times f_{c28}; 4\text{MP}\} = 2,5\text{MP}$

$$\tau_u = 0,15\text{MP} < \tau_u = 2,5\text{MP} \dots \dots \dots C.V$$

❖ **Armature d'effort tranchant :**

- Le bétonnage est sans reprise  $\rightarrow V_u \leq 0,07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\rightarrow V_u \leq 0,07 \times 0,135 \times \frac{25}{1,5}$$

Il vient que :  $h \leq 15\text{cm} \rightarrow$  Donc aucune armature d'âme à prévoir.

**Vérification à l'état limite de service :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

On a l'équation suivante :  $by^2 + 30(As + A')y - 30(d.As + d'.A') = 0$

Il vient :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.As + d'.A')}{7.5(As + A')^2}} \right]$$



$$y = \frac{15 \times (5,65 + 0)}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5 \times (5,65 + 0)}{7,5 \times (5,65 + 0)^2}} \right] \quad y = 4,01 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + 15 \times [5,65 \times (13,5 - 4,01)^2 + 0] = 9781,97 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{9,53 \times 10^3}{9781,97} = 0,97 \text{ MPa/cm}$$

### III.3.9. Calcul des contraintes :

❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\dagger'_b = K \cdot y = 0,97 \times 4,01 = 3,89 \text{ MPa}$$

❖ **Contrainte dans les armatures tendues :**

$$\dagger_s = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 0,97 \times (13,5 - 4,01) = 138,08 \text{ MPa}$$

Avec :

- n : coefficient d'équivalence.

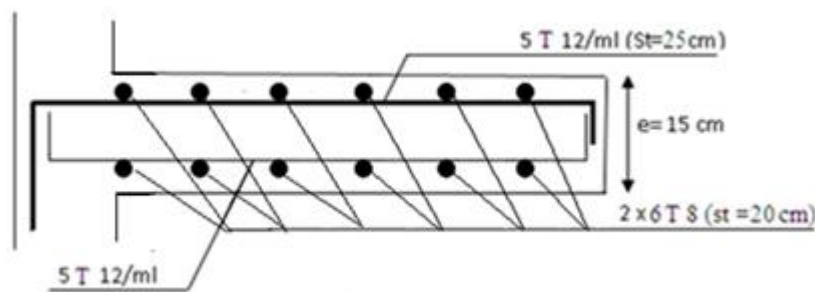
❖ **Vérifications :**

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

$$\dagger'_b = 3,89 \text{ MPa} \leq \overline{\dagger}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

$$\dagger_s = 138,08 \text{ MPa} \leq \overline{\dagger}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$



**Figure .III-18 :** Ferrailage du balcon.

### III.4. Calcul des escaliers :

#### III.4.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments qui permettent de se déplacer à pied d'un niveau à un autre d'une même construction. Notre construction comporte un seul type d'escalier.

#### III.4.2. Caractéristiques techniques :

Ils sont calculés dans (**chapitre II**) dont :

- ♦ Hauteur :  $H=3,06\text{m}$  ; Giron :  $g=30\text{ cm}$  ;  $N_C=18$  contre marche dans les 2 volées.
- 9 contres marches par volée. Aussi on a :  $n = n_C - 1 \rightarrow n = 9 - 1 = 8$  marches.

L'inclinaison de la paillasse =  $36,08^\circ$ . Avec une épaisseur de  $e=15\text{cm}$ .

- ♦ La charge permanente sera tirée directement du " **Tab II.7 et II.8 (chapitre II)** " :
- ✓ **Palier** :  $G_1 = 5,41\text{ KN / m}^2$
- ✓ **Volée** :  $G_2 = 8,4\text{ KN / m}^2$
- ♦ Charge d'exploitation :  $Q = 2,5\text{ KN/m}^2$

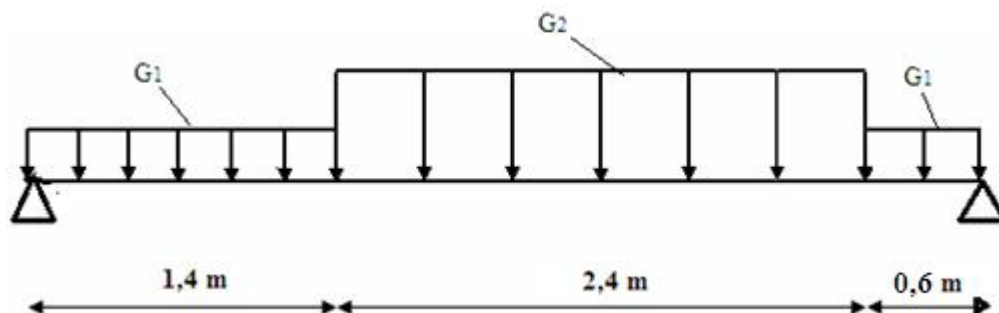
**III.4.3. Les sollicitations** : Le calcul est pris pour une bande de 1m.

(**Tableau III.12**) : combinaison des charges

	ELU	ELS
	$1,35G+1,5Q$ (KN/ml)	$G+Q$ (KN/ml)
<b>Palier</b>	<b>11,05</b>	<b>7,91</b>
<b>paillasse</b>	<b>15,09</b>	<b>10,9</b>

#### III.4.4. Calcul des moments et des efforts tranchants:

On calcule l'escalier comme une poutre appuyée sur la poutre palière et la poutre d'étage ; suivant le schéma statique ci-après :



**Figure .III-19** : Schéma RDM de l'escalier.

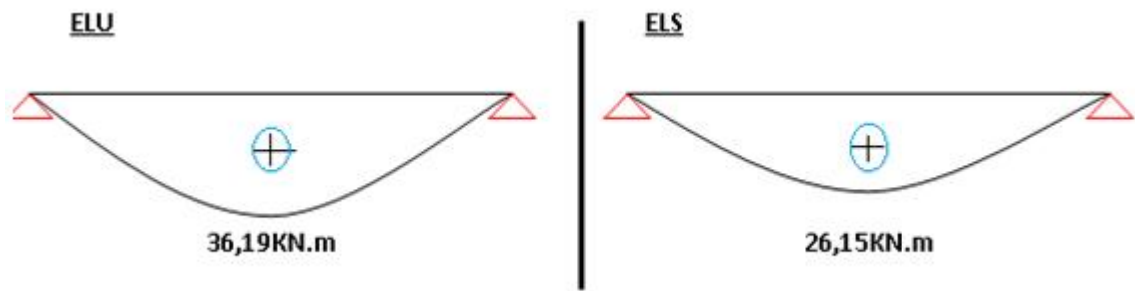


Figure .III-20 : Diagramme des moments.

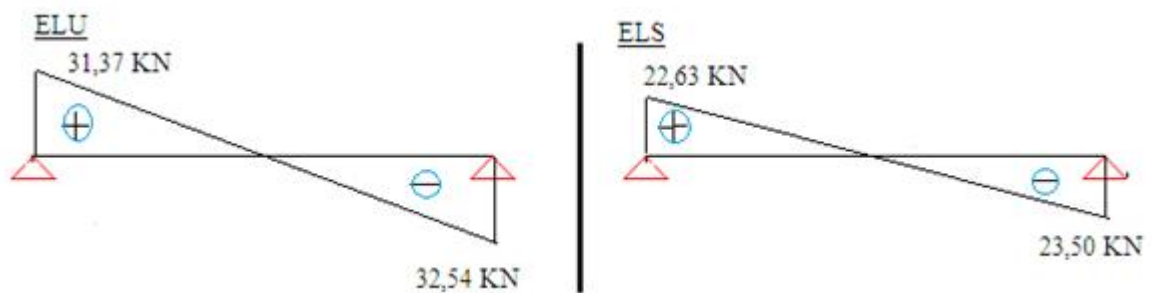


Figure .III-21 : Diagramme des efforts tranchants.

**III.4.5. Ferrailage :**  $b=1\text{m}$  ;  $h = 0,15\text{m}$  ;  $d = 0,9 h = 0,135\text{m}$ .

✓ **Armatures longitudinales :**

◆ **En travée :**

$M_u = 36,19 \text{ KN.m}$

◆ **En appui :**

$M_u = 0,15 \times 36,19 = 5,43 \text{ KN.m}$

(Tableau III.13) : Ferrailage de l'escalier

	$M_u$ (KN.m)	$\gamma_{bu}$	$\gamma_1$	$\gamma$	$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	$Z \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopte}} \text{ (cm}^2\text{)}$
travée	36,19	0,14	0,392	0,19	0,00	12,47	8,32	6T14 = 9,24
Appuis	5,43	0,021	0,392	0,027	0,00	13,35	1,17	5T12=5,65

✓ **Espacement :**

◆ **En travées :**  $S_t = \frac{100}{6} = 16\text{cm}$

◆ **En appuis :**  $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

✓ **Armatures de répartitions :**

◆ **En travées :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T8 = 2,51 cm<sup>2</sup> avec :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

◆ **En appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec:  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

### III.4.6. Vérifications :

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

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,135}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} > A_s \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Vérification de la disposition des armatures:**

➤ **Armature longitudinale :**

$$S_t \text{ min } (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$S_t \text{ min } (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

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

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera pour le cas le plus défavorable ( $T_u = 32,54 \text{ KN}$ ) donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MP}$$

$$\tau_u = \frac{32,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,24 \text{ MP}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MP} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MP} \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que  $\sigma_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k \cdot y$ ) ; avec :  $k = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2) \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s (d - y)^2 \text{ car } A'_s = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

(Tableau III.14) : Vérification des contraintes de compression

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$k$ (MPa/m)	$\uparrow_{bc}$ (MPa)	$\uparrow_{bc}$ (MPa)	observation
26,15	9,24	14187,59	4,73	180	8,5	15	C.V
3,92	5,65	9784,37	3,94	4	1,58	15	C.V

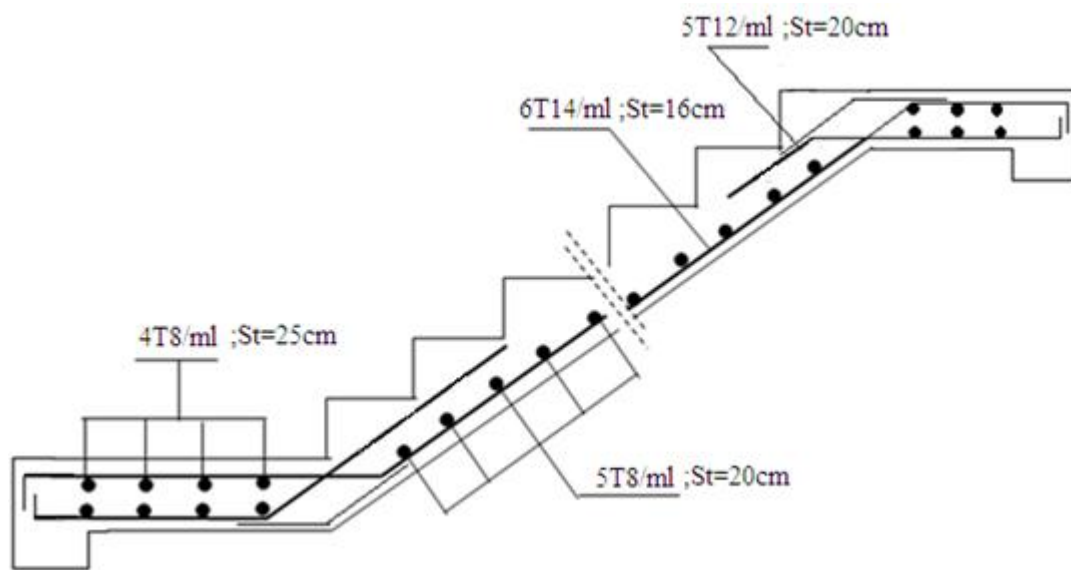
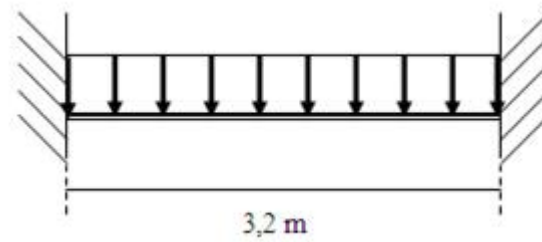


Figure .III-22 : Schéma de ferrailage.

### III.4.7. Etude de la poutre palière :

#### III.4.7.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées. Elle est aussi sollicitée par un couple de torsion.



**Figure .III-23 :** Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

#### III.4.7.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 18,67 \quad h \leq 28 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 9 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Le **RPA99** préconise :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Nous prenons : **h = 30 cm ; b = 30 cm**

#### III.4.7.3. Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

- ◆ Son poids propre le long de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$ .
- ◆ Poids de la maçonnerie :  $G_{\text{maçon}} = 2,79 \times (3,06 - 0,35) = 7,56 \text{ KN/ml}$ .
- ◆ Réaction d'appui provenant de volée et du palier :
  - à l'ELU :  $G_{\text{réact}} = 31,37 \text{ KN/ml}$ .
  - à l'ELS :  $G_{\text{réact}} = 22,63 \text{ KN/ml}$ .

#### • Combinaison de charge :

- ◆ à l'ELU :

$$q_u = 1,35(G_p + G_{\text{maçon}}) + G_{\text{réact}} = 1,35(2,25 + 7,56) + 31,37 = 44,61 \text{ KN/ml}$$

- ◆ à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = (G_p + G_{\text{maçon}}) + G_{\text{réact}} = (2,25 + 7,56) + 22,63 = 32,44 \text{ KN/ml}$$

**III.4.7.4. Evaluation des moments :**

$$\text{En travée : } M_u^t = \frac{Q_u \times l^2}{24} = 18,46 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s^t = \frac{Q_s \times l^2}{24} = 13,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_u^a = \frac{Q_u \times l^2}{12} = 39,33 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s^a = \frac{Q_s \times l^2}{12} = 28,95 \text{ KN.m}$$

**III.4.7.5. Ferrailage de la poutre palière :**

$$h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm.}$$

**(Tableau III.16) :** Calcul des armatures

	$M_u$ (KN.m)	$\tilde{\mu}_u$	$\tilde{\mu}_1$	$\tilde{\mu}$	$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	$Z \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
travée	18,46	0,06	0,28	0,08	0,00	26,14	2,02
Appuis	39,33	0,13	0,28	0,17	0,00	25,16	4,48

**III.4.7.6. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,3 \times 0,27}{400} = 0,978 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A = 2,02 \text{ cm}^2 > 0,978 \dots \text{C.V}$$

$$\text{En appuis : } A = 4,48 \text{ cm}^2 > 0,978 \dots \text{C.V}$$

**III.4.7.7. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau < \bar{\tau}_u$  tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{73,75 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,91 \text{ MP} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MP} \dots \text{C.V}$$

- Calcul des armatures transversales :**

$$w_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, w_l, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow w_t \leq \min(8,5 \text{ mm}, 10 \text{ mm}, 30 \text{ mm}). \text{ On adopte } w_t = 8 \text{ mm}$$

D'après le **BAEL91** nous avons ce qui suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Nous avons  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

On adopte  $A_t = 0,75 \text{ cm}^2$

#### III.4.7.8. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :  $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$

$$\text{Avec : } \tau = \frac{M_{SER}}{I} y$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

(Tableau III.17) : Vérification des contraintes de compression

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/m)	$\tau_{bc}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$
En travée	13,59	1,50	6,29	12138,9	111,9	7,04	C.V
Sur appui	28,95	3,19	9,12	22882,9	12,65	1,15	C.V

#### III.4.7.9. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \frac{30}{320} = 0,094 > 0,00625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f} \frac{1,5}{30 \times 27} = 0,0016 > 0,0105 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t}{M_0} \right) \quad 0,094 > 0,03 \dots\dots\dots C.V$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. **III.4.7.10. Ferrailage final :**

- **Armatures longitudinales :**

$$\text{Travée : } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage totale : } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$



- **Armatures transversales :**

$$A_t = 3T8 = 1,51\text{cm}^2$$

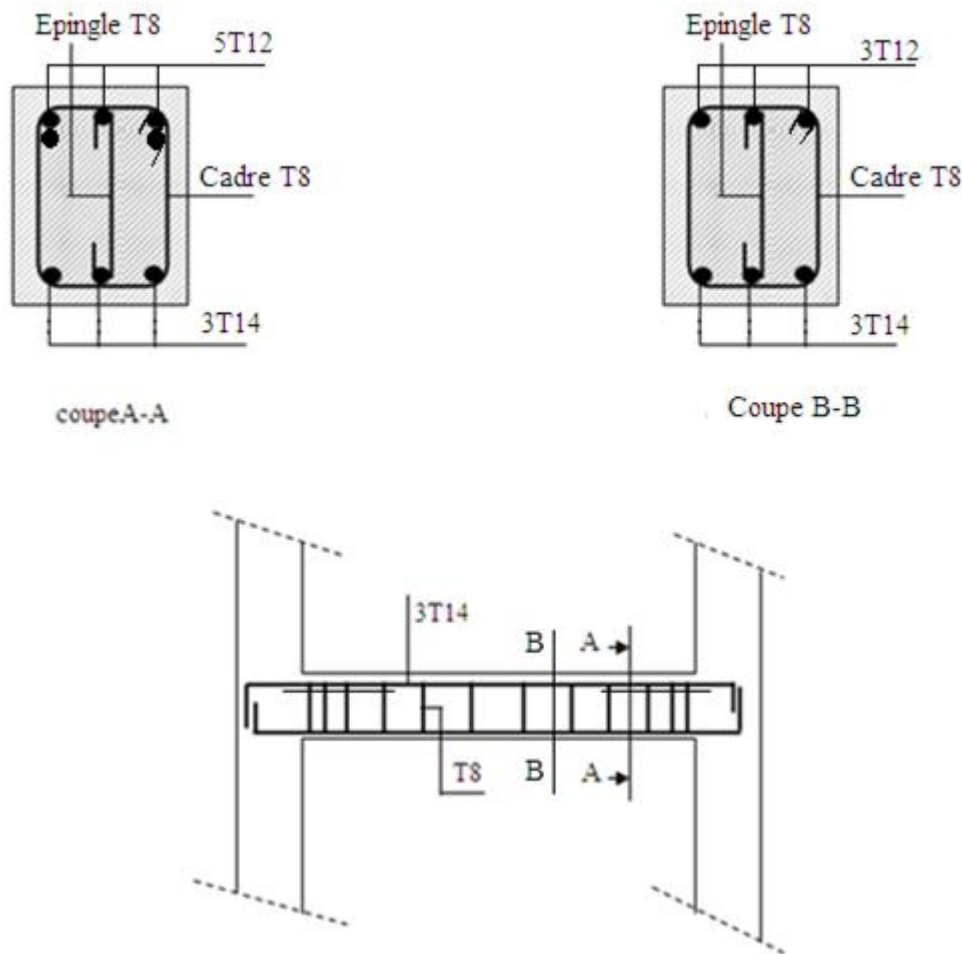


Figure .III-24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.5. Etude de la dalle machine :

#### III.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

#### III.5.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion**

$$\frac{L_x}{50} \text{ e } \frac{L_x}{40} \quad \frac{240}{50} \text{ e } \frac{240}{40} \quad 4,8 \text{ e } 6$$



**III.5.6. Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de  $1m$ , on aura une section  $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$  qui travaille en flexion simple.

✓ **Ferrailage en travée :**

✓ **Dans le sens «  $L_x$  »:**

On a :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=0,9h=22,5\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $f_{bc}=14,16\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348,82\text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_u^{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{61,74 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,16} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad (\mu < 0,1)$$

Pour déterminer la section des armatures tendues, on utilise la méthode rapide :

$$A_s = \frac{1,07M_u^{tx}}{\sigma_s d} = \frac{1,07 \times 61,74 \times 10^3}{348,82 \times 22,5} = 8,44\text{cm}^2$$

On choisit : 6T14/ml  $\rightarrow A_s = 9,23\text{cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23bd}{f_e} \times f_{t28} \approx 2,72\text{cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

• **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Dans le sens «  $L_y$  »:**

On a :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=d_x-\emptyset_x=21,1\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $f_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348,82\text{MPa}$ .

$$\mu = \frac{M_u^{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{61,74 \times 10^3}{100 \times 21,1^2 \times 14,16} = 0,098 < \mu_1 = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad (\mu < 0,1)$$

Pour déterminer la section des armatures tendues, on utilise la méthode rapide :

$$A_s = \frac{1,07M_u^{tx}}{\sigma_s d} = \frac{1,07 \times 61,74 \times 10^3}{348,82 \times 21,1} = 8,98\text{cm}^2$$

On choisit : 6T14/ml  $\rightarrow A_s = 9,23\text{cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23bd}{f_e} \times f_{t28} \approx 2,55\text{cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

• **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Ferrailage sur appuis :**

On a :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=22,5\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $f_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348,82\text{MPa}$ .

$$\mu = \frac{M_u^{ax}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{21,79 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,16} = 0,030 < \mu_1 = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad (\mu < 0,1)$$

Pour déterminer la section des armatures tendues, on utilise la méthode rapide :

$$A_s = \frac{1,07M_u^{ax}}{\sigma_s d} = \frac{1,07 \times 21,79 \times 10^3}{348,82 \times 22,5} = 2,97cm^2$$

On choisit : 5T10/ml  $\rightarrow A_s = 3,93cm^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23bd}{f_e} \times f_{t28} \approx 2,72cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{100}{5} = 20cm < \min(3h; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots C.V \\ S_t = \frac{100}{5} = 20cm < \min(4h; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

• **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25MP$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{82,2 \times 2,4 \times 2,4}{2 \times 2,4 + 2,4} = 65,76KN.$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{82,2 \times 2,4}{3} = 65,76KN.$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 65,76KN.$$

$$\tau_u = \frac{65,76 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,29MP \quad \bar{\tau}_u = 1,25MP \dots\dots\dots C.V$$

**III.5.7. Vérification à l'E.L.S :**

❖ **Vérification des contraintes :**

➤ **Béton :**

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

➤ **Acier :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\right) = 240MPa ; \text{ avec: } \eta = 1,6 \text{ pour HA; } f = 400MPa.$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0441 \rightarrow M_s^x = 64,36 \text{KN.m} \\ \text{et} \\ \mu_y = 1,00 \rightarrow M_s^y = 64,36 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées :**

$$M_s^{tx} = 0,85M_x = 54,71 \text{KN.m}$$

$$M_s^{ty} = 0,85M_y = 54,71 \text{KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_s^{ax} = 0,3M_x = 19,31 \text{KN.m}$$

$$M_s^{ay} = 0,3M_y = 19,31 \text{KN.m}$$

**En travée:**

• **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

$$50y^2 + 138,45y - 3115,125 = 0$$

$$\Delta = 138,45^2 - 4 \times 50 \times (-3115,125) = 642193,40$$

$$y = \frac{-138,45 + \sqrt{642193,40}}{2 \times 50} = 6,63 \text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 6,63^3}{3} + 15 \times 9,23 \times (22,5 - 6,63)^2 = 44584,06 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{54,71 \times 10^3}{44584,06} \times 6,63 = 8,14 \text{MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= 1 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{54,71 \times 10^3}{44584,06} \times (22,5 - 6,63) = 30,18 \text{MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} \\ &= 240 \text{MPa} \dots \text{C.V} \end{aligned}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

**En appuis :**

• **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

$$50y^2 + 58,95y - 1326,375 = 0$$

$$\Delta = 58,95^2 - 4 \times 50 \times (-1326,375) = 268750,10$$

$$y = \frac{-58,95 + \sqrt{268750,10}}{2 \times 50} = 4,59 \text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,59^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (22,5 - 4,59)^2 = 22132,70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{19,31 \times 10^3}{22132,70} \times 4,59 = 4,00 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \approx 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = 1 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{19,31 \times 10^3}{22132,70} \times (22,5 - 4,59) = 25,00 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots \text{ C.V}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

❖ **Vérification de la flèche :**

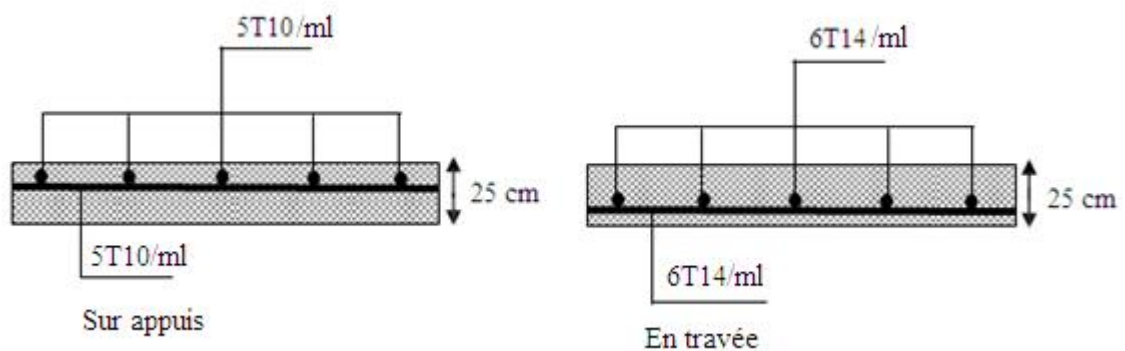
Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées

Ci-dessous ne sont pas vérifiées simultanément :

$$D'après : \begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \end{cases} \leftrightarrow \begin{cases} 0,051 \quad 0,042 \dots \dots \dots \text{ C.V} \\ \text{et} \\ 0,051 \quad 0,037 \text{ à } 0,028 \dots \text{ C.V} \\ \text{et} \\ 4,1 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \text{ C.V} \end{cases}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Disposition des armatures de la dalle machine :**



**Figure .III-25 :** Schéma de ferrailage de la dalle machine.

# *Chapitre IV*

## *Etude dynamique*

---

## **IV- Etude dynamique:**

### **IV.1. Introduction:**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **IV.2. Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

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. Choix de la méthode de calcul:**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.

Dans le cas de notre bâtiment étudié on a l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. En utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS V9.7.0**).



#### 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.

Les caractéristiques principales d'**ETABS** sont :

*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 de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, 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).

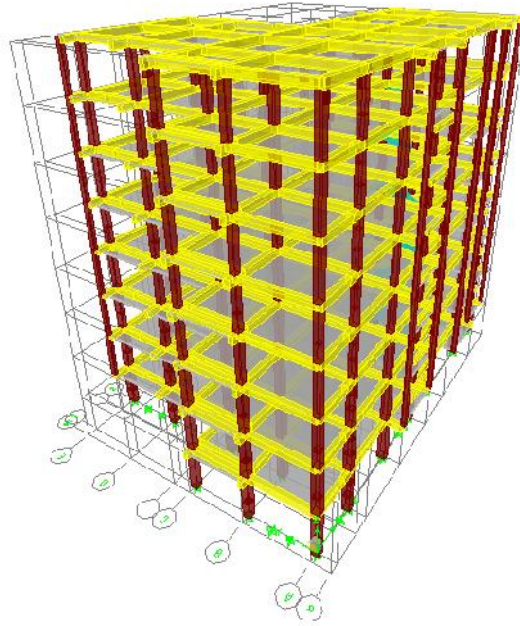
*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

#### IV.5. 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.

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*.



**Figure .IV-1 : Modélisation de la structure.**

#### IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5y (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5y (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur.

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

$R$ : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : facteur de qualité égale à 1,2.

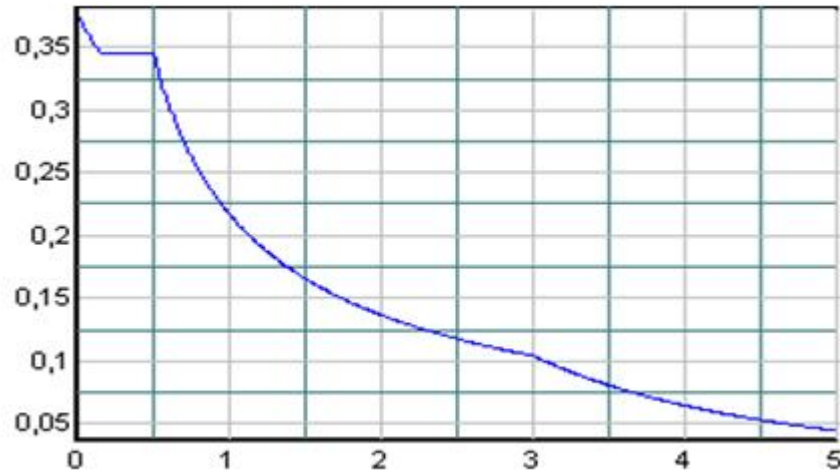


Figure .IV-2 : Spectre de réponse de calcul.

#### IV.5.2. Calcul de force sismique :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas,  $A = 0,25$ .
- Avec :  $w = w_G + \beta w_Q = 2482,77 \times 9,81 = 24355,97KN$ .
- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\gamma$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \gamma & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \gamma (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \gamma (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du RPA99/ version 2003, (site meuble  $S_3$ ) :  $T_2 (S3) = 0,5 \text{ sec}$ .

$y$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$y = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : Nous avons une structure (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc  $\xi = 8,5 \%$

D'où  $y = 0,816 > 0,7$

#### IV.5.3. Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 25,08\text{m.}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0,05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (25,08)^{3/4} = 0,560\text{s.}$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{d}$$

$d$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

- sens transversale :  $d_y = 18 \text{ m} \longrightarrow T = 0,53\text{s}$
- sans longitudinale :  $d_x = 24,7 \text{ m} \longrightarrow T = 0,45\text{s}$

## IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

### IV.6.1. Première disposition :

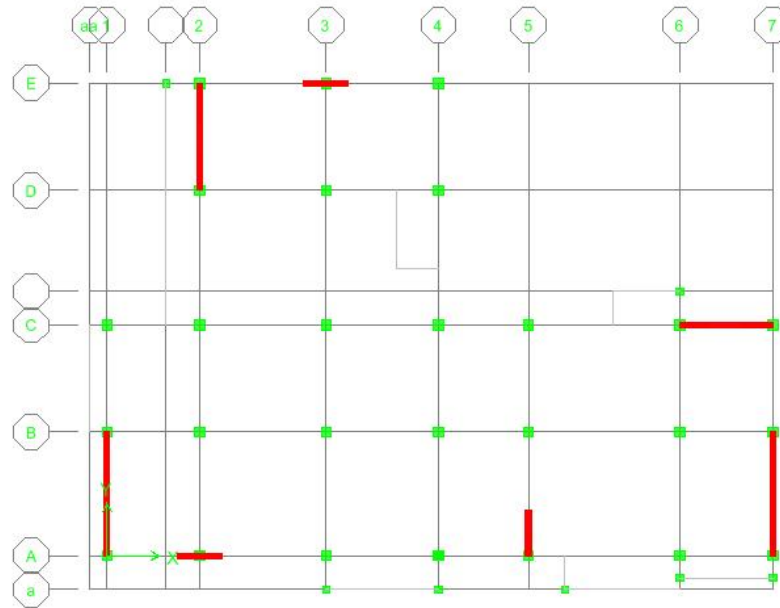
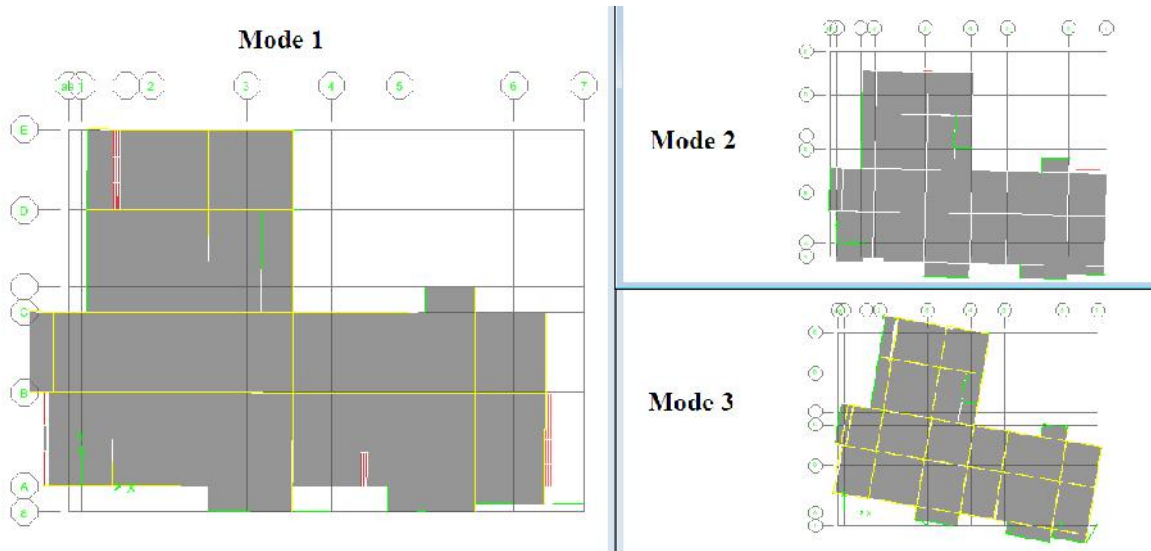


Figure .IV-2 : Première disposition des voiles.

Tableau (IV-1): Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	1,428791	65,4113	0	0	65,4113	0	0	0,0101
2	0,716233	0,0005	64,2228	0	65,4118	64,2229	0	0,4987
3	0,566417	0,0079	0,5965	0	65,4197	64,8193	0	64,3894
4	0,440133	0,1127	0,0043	0	65,5324	64,8236	0	0,0308
5	0,36606	0,0029	0,1237	0	65,5353	64,9473	0	0,0028
6	0,300718	0,3932	0,0002	0	65,9284	64,9476	0	0,0174
7	0,29777	20,3354	0,0002	0	86,2639	64,9477	0	0,0046
8	0,163409	0,0083	0,0008	0	86,2722	64,9486	0	0,0013
9	0,151745	0	0,1437	0	86,2722	65,0922	0	0,0178
10	0,142452	0,0013	22,1333	0	86,2735	87,2255	0	0
11	0,125999	6,9604	0,0028	0	93,2339	87,2284	0	0,0119
12	0,113763	0,0191	0,0018	0	93,253	87,2302	0	22,0885
13	0,075371	3,254	0,0003	0	96,507	87,2305	0	0,0039
14	0,061171	0,0003	7,1514	0	96,5073	94,3818	0	0,0175



**Figure .IV-3 :** Les trois premiers modes de déformation.

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que les modes les trois premiers modes sont vérifiés (translation-translation-rotation), tel que montré sur la **Figure .IV-3**. On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de 30% ( $1,3 \times 0,55 < 1,42$ ), car le pourcentage de participation modale est inférieur à 70% dans les deux directions, donc cette disposition de voiles est à éviter.

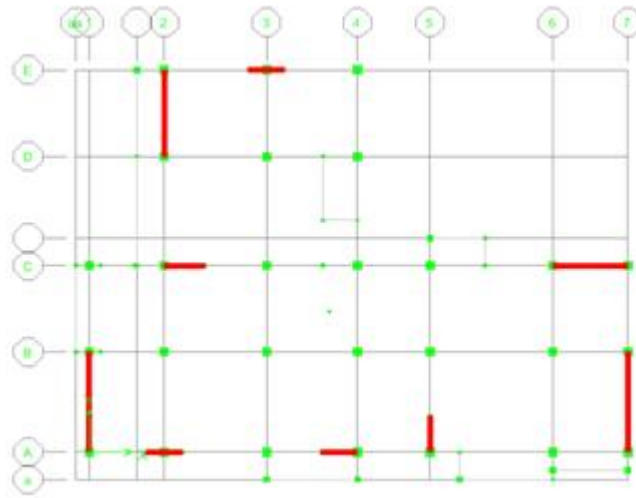
✓ **Conclusion :**

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte, 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 :

**IV.6.2. Deuxième disposition :**

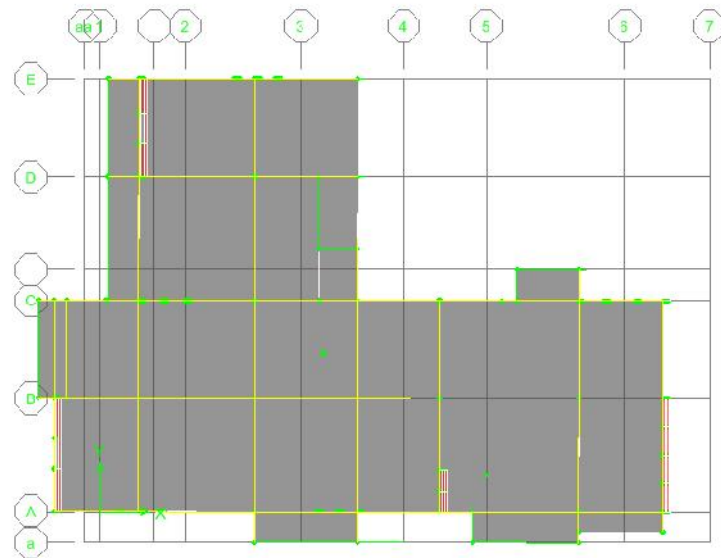
Après modélisation de nouveau de la structure, nous avons obtenus des résultats qui méritent d'être exposés.



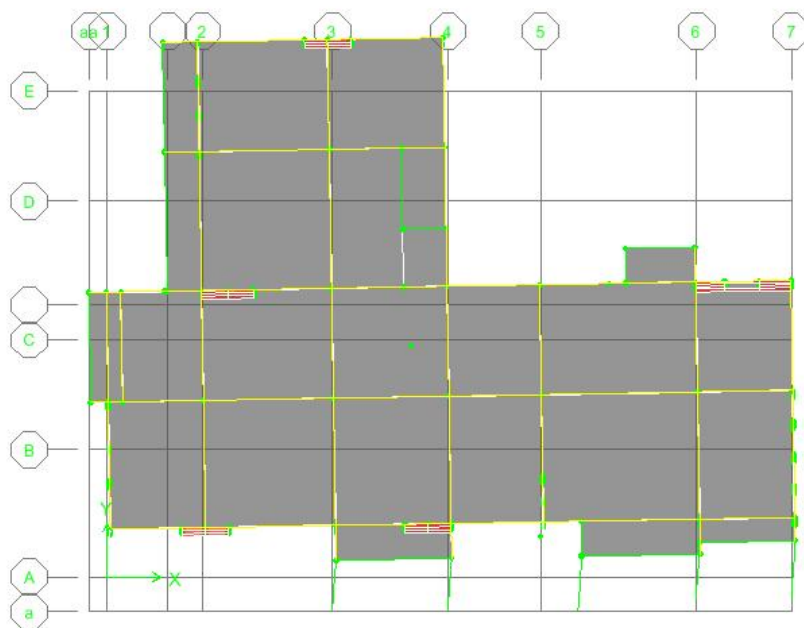
**Figure .IV-4 :** Deuxième disposition des voiles.

**Tableau (IV-2):** Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0,687002	71,7209	0,0335	0	71,7209	0,0335	0	0,0018
2	0,56307	0,0401	67,1808	0	71,761	67,2143	0	0,241
3	0,432898	0,004	0,2978	0	71,865	67,5153	0	67,5302
4	0,366037	0,0037	0,1173	0	71,8687	67,6326	0	0,0025
5	0,30066	0,0225	0,0002	0	71,8912	67,6328	0	0,0144
6	0,196653	15,5122	0,0052	0	87,4034	67,638	0	0
7	0,163407	0,0056	0,0007	0	87,409	67,6387	0	0,0012
8	0,15174	0	0,0978	0	87,409	67,7365	0	0,0167
9	0,132301	0,0028	19,9509	0	87,4118	87,6874	0	0,0184
10	0,103897	0,0043	0,0087	0	87,416	87,6961	0	19,632
11	0,095417	6,2314	0,0012	0	93,6474	87,6973	0	0,002
12	0,059927	0,0073	6,8468	0	93,6548	94,5441	0	0,0165

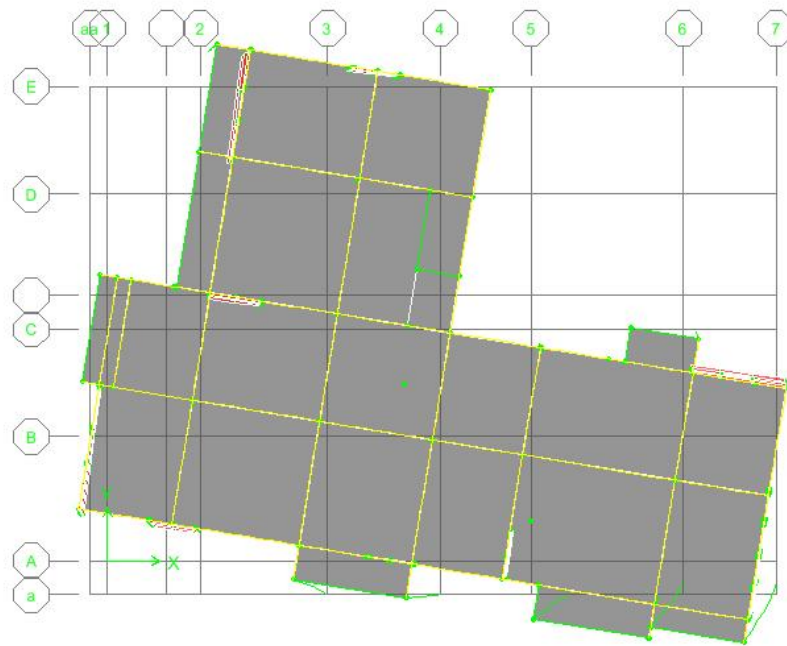


**Figure .IV-5 :** Premier mode de déformation (translation suivant x).



**Figure .IV-6 :** Deuxième mode de déformation (translation suivant y).





**Figure .IV-7 :** Troisième mode de déformation (rotation).

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la **Figure .IV-5**.

On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de 30%. 12 modes de vibration suffisent pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90% dans les deux directions.

❖ **Justification de l'interaction « Voiles-Portiques » :**

✓ **Sous charges verticales :**

**Tableau (IV-3):** Vérification d'interaction sous charges verticale

	Charges reprises (KN)	Pourcentages repris
Voiles	15536,49	60,64
Portiques	10081,96	39,35

✓ **Sous charges horizontales :**

**Tableau (IV-4):** Vérification de l'interaction sous charges horizontale

	Sens-X		Sens-Y	
	Charges reprises (KN)	Pourcentages repris	Charges reprises (KN)	Pourcentages repris
Voiles	2623,66	89,03	104,60	88,87
Portiques	322,99	10,96	13,9	11,12

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

**IV.7. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 :**

**IV.7.1. Vérification de la période :**

$$T_{ETABS} \leq 1,3T_{RPA}$$

**Tableau (IV-5):** Vérification de la période

Sens	T <sub>ETABS</sub> (s)	T <sub>RPA</sub> (s)	1,3T <sub>RPA</sub> (s)	Observation
X	0,56	0,45	0,58	C.V
Y	0,687	0,53	0,689	C.V

**IV.7.2. Vérification de l'effort sismique à la base :**

Selon l'article 4.3.6 du **RPA99/V2003 p36**, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  ( $V_{ETABS}$ ) 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  $V(V_{RPA})$ .

**Tableau (IV-6):** Vérification de l'effort sismique à la base

Sens	D	V <sub>RPA</sub>	0,8V <sub>RPA</sub>	V <sub>ETABS</sub>	Observation
X	1,76	3674,27	2939,4	2977,56	C.V
Y	1,54	3214,99	2571,99	3254,36	C.V

**IV.7.3. Calcul du déplacement :**

Selon le **RPA99 (Art 4.4.3 page 37)**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé par :  $k = R \times e_k$ .

Avec :  $e_k$  : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement (**R= 3,5**).

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$k = k - k-1 ;$$

Avec:  $k < 1\% \times h_e$  ..... **RPA99 (Art 5.10) page 40.**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau (IV-7): Résultats des déplacements**

Niveau	Sens-X				Sens-Y			
	ek(m) ETABS	R ek RPA	k(m)	0,01h	ek(m) ETABS	R ek RPA	k(m)	0,01h
8(T)	0,027	0,0945	0,0105	0,0306	0,021	0,0735	0,0105	0,0306
7	0,024	0,084	0,014	0,0306	0,018	0,063	0,0105	0,0306
6	0,020	0,07	0,014	0,0306	0,015	0,0525	0,014	0,0306
5	0,016	0,056	0,014	0,0306	0,011	0,0385	0,0105	0,0306
4	0,012	0,042	0,014	0,0306	0,008	0,028	0,0105	0,0306
3	0,008	0,028	0,013	0,0306	0,005	0,0175	0,0084	0,0306
2	0,0043	0,015	0,011	0,0306	0,0026	0,0091	0,0063	0,0306
1	0,0015	0,005	0,005	0,0306	0,0008	0,0028	0,0028	0,0306

Donc d'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.  $\Delta k \leq 1\%h$  ..... C.V

✓ **Vérification de l'effet P-Δ :**

Il faut calculer le coefficient  $\theta_k$  et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

- Si  $\mu_K < 0,10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,10 < \mu_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \mu_K)$ .
- Si  $\mu_K > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

$\mu_K$ : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

$h_K$ : hauteur de l'étage 'K'.

**Tableau (IV-8): Résultats de l'effet P-Δ**

Niveau	$P_K$ (KN)	$h_K$ (m)	Sens-X			Sens-Y		
			$\mu_K$	$V_K$ (KN)	$\mu_K$	$\mu_K$	$V_K$ (KN)	$\mu_K$
1	2482,77	3,06	0,0105	2977,55	0,0029	0,0105	3254,35	0,0026
2	2115,76	3,06	0,014	2894,23	0,0033	0,0105	3157,02	0,0023
3	1802,46	3,06	0,014	2734,83	0,0030	0,014	2985,86	0,0028
4	1497,57	3,06	0,014	2506,83	0,0027	0,0105	2748,27	0,0019
5	1196,61	3,06	0,014	2204,93	0,0025	0,0105	2438,83	0,0017
6	895,65	3,06	0,013	1824,01	0,0021	0,0084	2045,24	0,0012
7	594,69	3,06	0,011	1356,89	0,0016	0,0063	1548,45	0,00079
8 (T)	296,49	3,06	0,005	793,88	0,00061	0,0028	919,21	0,00030

• **Conclusion :**

On constate que  $\mu_{KX}$  et  $\mu_{KY}$  sont inférieure à 0,1. Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**IV.7.4. vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7.4.3.1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : 
$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

**Tableau (IV-9):** l'effort normal réduit

section	N(KN)	N <sub>rd</sub>	Obs.
50×50	1633,33	0,261	C.V
45×45	1371,17	0,270	C.V
40×40	1162,73	0,290	C.V
35×35	770,23	0,251	C.V

**IV.8. Vérification de la stabilité au renversement :**

Le moment de renversement est égal à :  $M_{0x} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{ix}$ ,  $M_{0y} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{iy}$

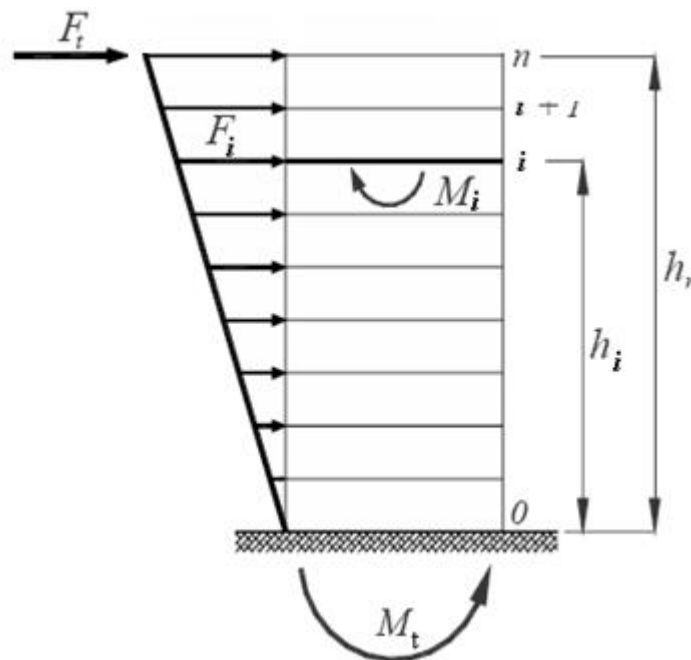
Avec :

- $F_{ix}$ ,  $F_{iy}$ : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- $h_i$  : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :  $M_{tx} = X_G \times W_i$ ,  $M_{ty} = Y_G \times W_i$

Avec :

- $X_G$ ,  $Y_G$  : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- $W_i$  : la masse de plancher dans chaque niveau.

**Figure .IV-8 :** Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

**IV.8.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) (V - F_t)$$

RPA99/VER2003 ; [Art 4.2.5]

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

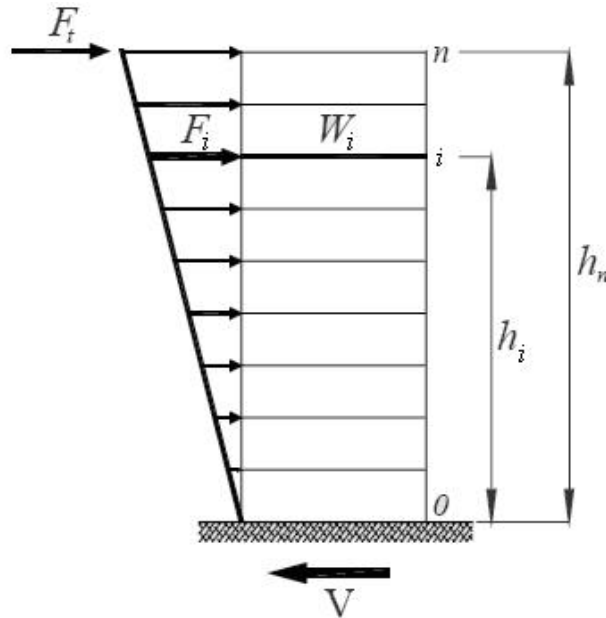
On a :

- $T_X = 0,56 \text{ s} \quad F_t = 0$
- $T_Y = 0,687 \text{ s} \quad F_t = 0$

Donc:

$$F_{iX} = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) V_X = r_x \cdot V_X$$

$$F_{iY} = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) V_Y - F_t = r_y \cdot V_Y$$

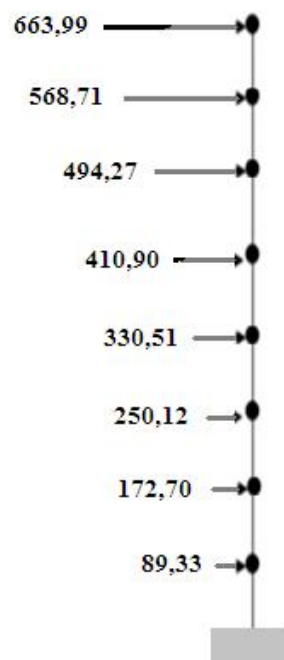


**Figure .IV-9 :** Distribution des forces sismiques.

$$V_X = 2977,56 \text{ KN.}$$

**Tableau (IV-10):** Force sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau	$W_i$	$W_i h_i$	$x$	$F_{ix}$ (kN)
8	2900,85	71012,81	0,223	663,99
7	2850,64	61060,71	0,191	568,71
6	2880,40	52884,14	0,166	494,27
5	2880,40	44070,12	0,138	410,90
4	2880,40	35256,1	0,111	330,51
3	2920,32	26808,54	0,084	250,12
2	3000,73	18364,47	0,058	172,70
1	3130,32	9578,78	0,030	89,33
SOMME		319035,67	1	2980,53

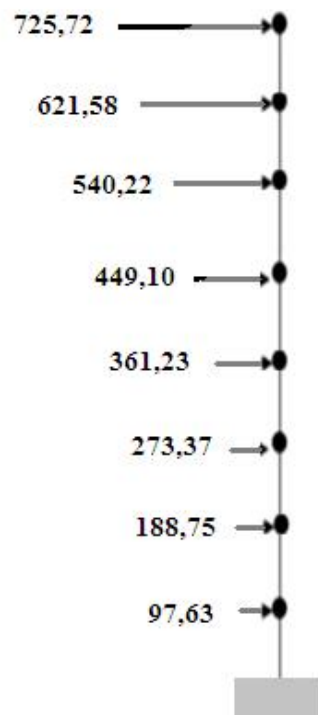


**Figure .IV-10 :** Concentration des forces sismiques aux étages suivant.

$$V_Y = 3254,36 \text{ KN.}$$

**Tableau (IV-11):** Force sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau	$W_i$	$W_i h_i$	$y$	$F_{iy}$ (kN)
8	2900,85	71012,81	0,223	725,72
7	2850,64	61060,71	0,191	621,58
6	2880,40	52884,14	0,166	540,22
5	2880,40	44070,12	0,138	449,10
4	2880,40	35256,1	0,111	361,23
3	2920,32	26808,54	0,084	273,37
2	3000,73	18364,47	0,058	188,75
1	3130,32	9578,78	0,030	97,63
SOMME		319035,67	1	3257,6



**Figure .IV-11 :** Concentration des forces sismiques aux étages suivants Y.



**IV.8.2. Moment de renversement :****Tableau (IV-12):** Calcul du moment de renversement

Niveau	F <sub>ix</sub> (kN)	F <sub>iy</sub> (kN)	M <sub>oxi</sub> (KN.m)	M <sub>oyi</sub> (KN.m)
8	663,99	725,72	16254,48	17765,63
7	568,71	621,58	12181,77	13314,24
6	494,27	540,22	9074,80	9918,44
5	410,90	449,10	6286,77	6871,23
4	330,51	361,23	4045,44	4421,46
3	250,12	273,37	2296,10	2509,54
2	172,70	188,75	1056,92	1155,15
1	89,33	97,63	273,35	298,75
SOMME		Mo	51469,63	56254,44

**IV.8.3. Moment stabilisant :****Tableau (IV-13):** Calcul du moment stabilisant

Niveau	F <sub>ix</sub> (kN)	F <sub>iy</sub> (kN)	M <sub>txi</sub> (KN.m)	M <sub>tyi</sub> (KN.m)
8	663,99	725,72	30487,93	17840,23
7	568,71	621,58	29418,60	18386,63
6	494,27	540,22	29812,14	18463,36
5	410,90	449,10	29812,14	18463,36
4	330,51	361,23	29812,14	18463,36
3	250,12	273,37	30225,31	18719,25
2	172,70	188,75	31117,57	19264,69
1	89,33	97,63	32962,27	19439,29
SOMME		Mt	243648,1	149040,17

Donc il faut vérifier que :  $\frac{M_t}{M_0} \geq 1,5$

**Tableau (IV-14):** Vérification de stabilisation

$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ox}$ (kN.m)	$M_{oy}$ (kN.m)	$M_{tx}/M_{ox}$	$M_{ty}/M_{oy}$	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1,5$
243648,1	149040,17	51469,63	56254,44	4,73	2,65	Oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

#### IV.9. Calcul de la largeur du joint sismique :

**Tableau (IV-15):** Résultats des déplacements pour la structure de l'ascenseur

Niveau	Sens-X				Sens-Y			
	ek ETABS	R ek RPA	k	0,01h	ek ETABS	R ek RPA	k	0,01h
9 (T)	0,021	0,074	0,011	0,0306	0,019	0,068	0,0085	0,0306
8	0,018	0,063	0,01	0,0306	0,017	0,0595	0,014	0,0306
7	0,015	0,053	0,014	0,0306	0,013	0,045	0,006	0,0306
6	0,011	0,039	0,011	0,0306	0,011	0,039	0,011	0,0306
5	0,008	0,028	0,008	0,0306	0,0079	0,028	0,011	0,0306
4	0,0058	0,020	0,008	0,0306	0,0055	0,019	0,009	0,0306
3	0,0034	0,012	0,0064	0,0306	0,0033	0,012	0,007	0,0306
2	0,0016	0,0056	0,0038	0,0306	0,0016	0,0056	0,0064	0,0306
1	0,00051	0,0018	0,0018	0,0306	0,0008	0,00051	0,0051	0,0306

La largeur de joint sismique est donnée selon le **R.P.A (P54)** par la formule :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

Tel que ;  $\delta_i$  : déplacement maximal du bloc i.

$$d_{\min} = 15 + (73,5 + 68) = 156,5\text{mm} \geq 40\text{mm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On prend une largeur (**d**) de **16 cm**.

# *Chapitre V*

## *Ferraillage des éléments principaux*

## Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/V2003).

### ✓ Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliquées à une construction ou déformations imposées (retrait, fluage, variation de température). On note :

Action permanente G

Action variable Q

Action accidentelle E

### ✓ Les sollicitations :

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

### ✓ Les combinaisons de RPA 99 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E.$$

$$0,8G \pm E.$$

### ✓ Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

$$L'ELU : 1,35G + 1,5 Q$$

$$L'ELS : G + Q$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$
- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{Correspondant}}$

## V.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des planchers - poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens, soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée, les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables dans les situations suivantes :

- ❖ Situation durable.
- ❖ Situation accidentelle.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

✓ **Entièrement tendue :**

L'effort normal est un effort de traction, l'axe neutre se trouve à l'extérieur du contour de la section et toute la section est tendue; par hypothèse le béton tendu est négligé donc seules les deux nappes d'acier hautes et basses vont équilibrer les sollicitations N et M,

✓ **Partiellement comprimée :**

L'axe neutre partage la section en deux zones, la zone comprimée constituée du béton comprimé et des armatures comprimées se trouvant dans cette zone, et la zone tendue où seules les armatures tendues seront prises en compte,

✓ **Entièrement comprimée :**

L'effort normal est un effort de compression, l'axe neutre se trouve à l'extérieur du contour de la section et toute la section est comprimée ; toute la section béton et les deux nappes d'armatures hautes et basses vont participer à équilibrer les sollicitations N et M.

La détermination des armatures à mettre en œuvre sera effectuée selon des principes différents en fonction de ces trois états.

**V.1.1.1. Caractéristiques des matériaux :****Tableau (V-1):** Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
béton	$f_{c28}$ (MPa)	25	25
	$\gamma_b$	1,5	1,15
	$\sigma_b$ (MPa)	14,16	18,48
acier	$f_e$ (MPa)	400	400
	$\gamma_s$	1,15	1
	$\sigma_s$ (MPa)	347,82	400

**V.1.1.2. Combinaison des charges :**

Pour obtenir les efforts internes nous avons utilisé le logiciel « ETABS » sous les combinaisons suivantes :

**Tableau (V-2):** Combinaison des charges

Selon BAEL 91		Selon le RPA (situation accidentelle)
E.L.U	1,35 G + 1,5 Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0,8 G ± E

**V.1.1.3. Caractéristiques géométriques des sections :****Tableau (V-3):** Caractéristiques géométriques des sections

Niveaux	Caractéristiques géométriques		
	b (cm)	h (cm)	S (cm <sup>2</sup> )
RDC	50	50	2500
1 <sup>er</sup> étage	45	45	2025
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	40	40	1600
4, 6, 7 <sup>eme</sup> étage	35	35	1225

**V.1.1.4. Recommandations de RPA 99 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - ❖ Leur pourcentage minimal est : 0,9% de la section (b × h) en zone III

- ❖ Leur pourcentage maximal est de :
  - ✓ 3% de la section ( $b \times h$ ) en zone courante.
  - ✓ 6% de la section ( $b \times h$ ) en zone de recouvrement.
- ❖ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de :  $50w$  en zone III
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20cm en zone III (7.4.2.1) RPA99/version2003.
- ❖ La Zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :  $l' = 2h$ ;  $h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$ .
- ❖ Longueurs de recouvrement :  $L_r > 40 \times \emptyset$ .

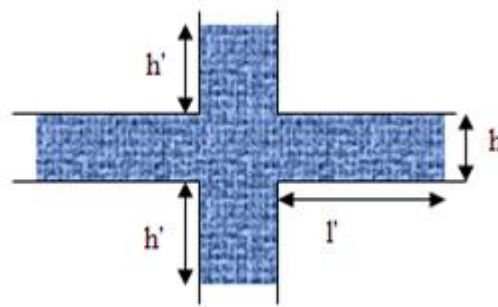


Figure .V-1 : La zone nodale.

#### V.1.1.5. Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\text{CNF}} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

#### V.1.1.6. Recommandations du BAEL91:

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = \max \left( 4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\text{max}} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton =  $b \times h$ . ( $b = h =$  côtes du poteau,  $d = 0,9h$ )

### V.1.1.7. Les sollicitations dans les poteaux :

#### ❖ Situation durable :

- Combinaison ELU : 1,35G + 1,5Q

#### a. ( $N_{\max}$ , $M_{\text{corr}}$ ) :

**Tableau (V-4):** Valeurs des  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$  de l'ETABS

Story	Section	$N_{\max}$	$M_{\text{corr}}$
8	35×35	216,07	3,96
7	35×35	397,05	3,57
6	35×35	582,03	3,03
5	35×35	770,23	2,60
4	40×40	962,74	2,23
3	40×40	1162,73	2,71
2	45×45	1371,17	4,14
1	50×50	1633,33	27,41

**Tableau (V-5):** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)	$M_{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	35×35	216,07	3,96	SEC	0	0	11,03
6 <sup>ème</sup>	35×35	397,05	3,57	SEC	0	0	11,03
5 <sup>ème</sup>	35×35	582,03	3,03	SEC	0	0	11,03
4 <sup>ème</sup>	35×35	770,23	2,60	SEC	0	0	11,03
3 <sup>ème</sup>	40×40	962,74	2,23	SEC	0	0	14,40
2 <sup>ème</sup>	40×40	1162,73	2,71	SEC	0	0	14,40
1 <sup>èr</sup>	45×45	1371,17	4,14	SEC	0	0	18,23
RDC	50×50	1633,33	27,41	SEC	0	0	22,50

- Exemple :  $e = \frac{M}{N} = \frac{3,96}{216,07} = 1,83\text{cm}$ ,  $e < \frac{h}{6} = 5,83\text{cm} \rightarrow$  section entièrement comprimée (Section rectangulaire).



b. ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ ) :

**Tableau (V-6):** Valeurs des  $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$  de l'ETABS

Story	Section	$M_{\max}$	$N_{\text{corr}}$
8	35×35	56,23	167,56
7	35×35	31,46	299,08
6	35×35	29,89	434,19
5	35×35	28,54	587,77
4	40×40	26,16	742,93
3	40×40	32,05	898,7
2	45×45	62,40	1269,91
1	50×50	60,97	1612,42

**Tableau (V-7):** Ferrailages des poteaux situation durable ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

Etage	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$M_{\max}$ (KN.m)	$N_{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
7 <sup>ème</sup>	35×35	56,23	167,56	SPC	0	5,48	11,03
6 <sup>ème</sup>	35×35	31,46	299,08	SPC	0	2,97	11,03
5 <sup>ème</sup>	35×35	29,89	434,19	SPC	0	2,82	11,03
4 <sup>ème</sup>	35×35	28,54	587,77	SEC	0	0	11,03
3 <sup>ème</sup>	40×40	26,16	742,93	SEC	0	0	14,40
2 <sup>ème</sup>	40×40	32,05	898,7	SEC	0	0	14,40
1 <sup>er</sup>	45×45	62,40	1269,91	SEC	0	0	18,23
RDC	50×50	60,97	1612,42	SEC	0	0	22,50

- Exemple :  $e = \frac{M}{N} = \frac{56,23}{167,56} = 33,6 \text{ cm}$ ,  $e > \frac{h}{4} = 8,75 \text{ cm} \rightarrow$  section partiellement comprimée (Section rectangulaire).

❖ **Situation accidentelle :**

- Combinaison :  $G + Q \pm E$

a. ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ) :**Tableau (V-8):** Valeurs des  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$  de l'ETABS

Story	Section	Comb	$N_{\max}$	$M_{\text{corr}}$
8	35×35	G+Q+Ex	158,36	2,85
7	35×35	G+Q+Ex	289,91	2,57
6	35×35	G+Q+Ex	424,36	2,18
5	35×35	G+Q+Ex	561,16	1,86
4	40×40	G+Q+Ex	701,08	1,60
3	40×40	G+Q+Ex	846,49	1,94
2	45×45	G+Q+Ex	998,1	2,98
1	50×50	G+Q+Ex	1188,49	44,51

**Tableau (V-9):** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)	$M_{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	35×35	158,36	2,85	SEC	0	0	11,03
6 <sup>ème</sup>	35×35	289,91	2,57	SEC	0	0	11,03
5 <sup>ème</sup>	35×35	424,36	2,18	SEC	0	0	11,03
4 <sup>ème</sup>	35×35	561,16	1,86	SEC	0	0	11,03
3 <sup>ème</sup>	40×40	701,08	1,60	SEC	0	0	14,40
2 <sup>ème</sup>	40×40	846,49	1,94	SEC	0	0	14,40
1 <sup>er</sup>	45×45	998,1	2,98	SEC	0	0	18,23
RDC	50×50	1188,49	44,51	SEC	0	0	22,50

b. ( $M_{max}, N_{corr}$ ) :

**Tableau (V-10):** Valeurs des  $M_{max}$ ,  $N_{corr}$  de l'ETABS

Story	Section	Comb	$M_{max}$	$N_{corr}$
8	35×35	G+Q+Ex	40,99	122,84
7	35×35	G+Q+Ex	22,84	218,42
6	35×35	G+Q+Ex	21,72	316,8
5	35×35	G+Q+Ex	20,56	437,79
4	40×40	G+Q+Ex	18,93	541,32
3	40×40	G+Q+Ex	23,19	654,66
2	45×45	G+Q+Ex	45,46	923,52
1	50×50	G+Q+Ex	44,51	1173

**Tableau (V-11):** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Etage	Sections ( $cm^2$ )	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (kN)	Sollicitation	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{min}$ ( $cm^2$ )
7 <sup>ème</sup>	35×35	40,99	122,84	SPC	0	3,92	11,03
6 <sup>ème</sup>	35×35	22,84	218,42	SPC	0	2,14	11,03
5 <sup>ème</sup>	35×35	21,72	316,8	SPC	0	2,03	11,03
4 <sup>ème</sup>	35×35	20,56	437,79	SEC	0	0	11,03
3 <sup>ème</sup>	40×40	18,93	541,32	SEC	0	0	14,40
2 <sup>ème</sup>	40×40	23,19	654,66	SEC	0	0	14,40
1 <sup>er</sup>	45×45	45,46	923,52	SEC	0	0	18,23
RDC	50×50	44,51	1173	SEC	0	0	22,50

- Combinaison :  $0,8G \pm E$

a. ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ) :

**Tableau (V-12):** Valeurs des  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$  de l'ETABS

Story	Section	Comb	$N_{\max}$	$M_{\text{corr}}$
8	35×35	G+Q+Ex	114,51	1,74
7	35×35	G+Q+Ex	201,67	1,52
6	35×35	G+Q+Ex	290,74	1,27
5	35×35	G+Q+Ex	381,38	1,03
4	40×40	G+Q+Ex	474,06	0,87
3	40×40	G+Q+Ex	570,7	1,08
2	45×45	G+Q+Ex	671,9	1,77
1	50×50	G+Q+Ex	796,83	13,96

**Tableau (V-13):** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Etage	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N_{\max}$ (kN)	$M_{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
7 <sup>ème</sup>	35×35	114,51	1,74	SEC	0	0	11,03
6 <sup>ème</sup>	35×35	201,67	1,52	SEC	0	0	11,03
5 <sup>ème</sup>	35×35	290,74	1,27	SEC	0	0	11,03
4 <sup>ème</sup>	35×35	381,38	1,03	SEC	0	0	11,03
3 <sup>ème</sup>	40×40	474,06	0,87	SEC	0	0	14,40
2 <sup>ème</sup>	40×40	570,7	1,08	SEC	0	0	14,40
1 <sup>er</sup>	45×45	671,9	1,77	SEC	0	0	18,23
RDC	50×50	796,83	13,96	SEC	0	0	22,50

b. ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ ) :

**Tableau (V-14):** Valeurs des  $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$  de l'ETABS

Story	Section	Comb	$M_{\max}$	$N_{\text{corr}}$
8	35×35	G+Q+Ex	28,12	89,11
7	35×35	G+Q+Ex	14,92	152,28
6	35×35	G+Q+Ex	14,37	218,7
5	35×35	G+Q+Ex	13,01	292,59
4	40×40	G+Q+Ey	11,92	368,31
3	40×40	G+Q+Ex	14,59	444,26
2	45×45	G+Q+Ex	30,90	615,28
1	50×50	G+Q+Ex	30,94	784,44

**Tableau (V-15):** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M_{\max}$ (KN.m)	$N_{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	35×35	28,12	89,11	SPC	0	2,65	11,03
6 <sup>ème</sup>	35×35	14,92	152,28	SPC	0	1,38	11,03
5 <sup>ème</sup>	35×35	14,37	218,7	SPC	0	1,33	11,03
4 <sup>ème</sup>	35×35	13,01	292,59	SEC	0	0	11,03
3 <sup>ème</sup>	40×40	11,92	368,31	SEC	0	0	14,40
2 <sup>ème</sup>	40×40	14,59	444,26	SEC	0	0	14,40
1 <sup>er</sup>	45×45	30,90	615,28	SEC	0	0	18,23
RDC	50×50	30,94	784,44	SEC	0	0	22,50

**V.1.1.8. Choix des armatures :**

Le choix final des armatures longitudinales est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau (V-16):** Choix des armatures des poteaux carrés

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$L_r$ (cm)	$h'$ (cm)
7 <sup>ème</sup>	35×35	5,48	11,03	49	73,5	13,57	12T12	60	60
6 <sup>ème</sup>	35×35	2,97	11,03	49	73,5	13,57	12T12	60	60
5 <sup>ème</sup>	35×35	2,82	11,03	49	73,5	13,57	12T12	60	60
4 <sup>ème</sup>	35×35	4	11,03	49	73,5	13,57	12T12	60	60
3 <sup>ème</sup>	40×40	4	14,40	64	96	18,47	12T14	70	60
2 <sup>ème</sup>	40×40	4	14,40	64	96	18,47	12T14	70	60
1 <sup>er</sup>	45×45	4,05	18,23	81	121,5	18,47	12T14	70	60
RDC	50×50	5	22,50	100	150	24,13	12T16	80	60

- D'après le RPA99 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante:  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale, égale à 400 MPa.

$\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élanement géométrique } (\lambda_g) \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élanement géométrique } (\lambda_g) \leq 5 \end{array} \right.$$

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 10\text{cm en zone nodale (zone III).} \\ S_t \leq \min (b_1 / 2 ; h_1 / 2 ; 10 \phi_l) \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

$w_1$  : diamètre minimale des armatures longitudinales.

- La quantité d'armature transversale minimale  $A_t / (S_t \cdot b_1)$  en % est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Par l'interpolation si :  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g$  : l'élancement géométrique du poteau ;  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$  ou  $\frac{l_f}{a}$

Avec :

**a et b** : sont les dimensions de la section du poteau.

**$l_f$**  : longueur de flambement du poteau.

• **Vérification du flambement :**

Si l'élancement  $\lambda \leq 50$  on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

**$l_f$**  : longueur de flambement  $l_f = 0,7l_e$

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

**I** : moment d'inertie.

**B** : aire de la section transversale.

**$l_0$**  : hauteur du poteau (entre plancher).

Pour les poteaux carrés :  $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

**Tableau (V-17):** Vérification au flambement

Niveaux	Section	B (m <sup>2</sup> )	$L_f$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$\lambda$	$\lambda \leq 50$
RDC	50×50	0,25	2,142	4,28	3,75	14,84	C.V
1 <sup>er</sup>	45×45	0,20	2,142	4,76	3,75	16,49	C.V
2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup>	40×40	0,16	2,142	5,36	2,5	18,55	C.V
4 ; 5 ; 6 ; 7 <sup>ème</sup>	35×35	0,12	2,142	6,12	2,5	21,20	C.V

**Conclusion :**

$$N_{\max} = 1633,33 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0,7 l_0 = 2,142 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow i = \sqrt{\frac{l_f}{\lambda}}$$

$$\text{Tel que : } I = \frac{bh^3}{12} = 0,0052 \text{ m}^4 ; \text{ et } B = 0,25 \text{ m}^2 \rightarrow i = 0,144 \text{ m} \rightarrow \lambda = 14,88$$

$$\Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

$$B_r \geq \frac{Nu}{\Delta \times \left[ \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{1,15}\right) \right]} = 54,37 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2 \rightarrow B_r = 2304 \text{ cm}^2 > 54,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**V.1.1.9. Calcul des armatures transversales :**

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux ils seront calculés par la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } g \leq 5 \end{cases}$$

$S_t$  : espacement des armatures transversales.  $\begin{cases} S_t \leq 10 \text{ cm en zone nodale (zone III).} \\ S_t \leq \min (b / 2 ; h / 2 ; 10 \phi_l) \text{ en z.c} \end{cases}$

$\phi_l$  : diamètre minimale des armatures longitudinales.

- La quantité d'armature transversale minimale  $A_t / (S_t \cdot b)$  en % est donnée par :

$$\begin{cases} 0,3 \% \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \text{ Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par l'interpolation si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10w.



**Tableau (V-18):** Ferrailage transversale

Niveaux	$W_{1\min}$	$I_f$	$J_g$	$\dots_a$	V (KN)	$S_t$ (cm)	
						Z-N	Z-C
1	1,6	2,142	4,28	3,75	21,09	10	12
2	1,4	2,142	4,76	3,75	13,88	10	12
3	1,4	2,142	5,36	2,5	11,87	10	12
4	1,4	2,142	5,36	2,5	28,88	10	12
5	1,2	2,142	6,12	2,5	31,74	10	14
6	1,2	2,142	6,12	2,5	19,18	10	14
7	1,2	2,142	6,12	2,5	16,4	10	14
8	1,2	2,142	6,12	2,5	18,61	10	16

**Tableau (V-19):** Choix des barres

Niveaux	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{teal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
1	2,25	0,97	3,14	4T10
2	2,19	0,64	3,14	4T10
3	2,11	0,36	3,14	4T10
4	2,11	0,88	3,14	4T10
5	2,07	0,97	3,14	4T10
6	2,07	0,59	3,14	4T10
7	2,07	0,5	3,14	4T10
8	2,07	0,57	3,14	4T10

**V.1.1.10. Vérifications divers :****V.1.1.10.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant (Vérification de la contrainte de cisaillement) :**

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 31,74 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{ETABS})$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{31,74 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,315} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{f} = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau = 0,29 \text{ MPa} < \bar{f} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**V.1.1.10.2. Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable on vérifie la contrainte de béton et de l'acier.

**Béton :** le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.  $\sigma_{bc} \leq \overline{f}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\overline{f}_s = \text{Min} (2/3f_e ; \max (240\text{MPa}, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$

Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{f}_s = \text{Min} (1/2f_e ; \max (200\text{MPa}, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

Avec :

=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\bar{\sigma} = 201,63 \text{ MP}$  .

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

a.  $N_{\text{max}}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}} :$

**Tableau (V-20):** Vérification des contraintes pour les poteaux

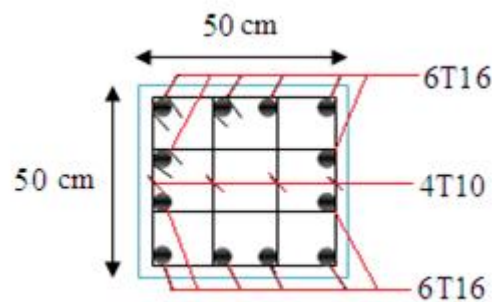
Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	N <sub>ser</sub> (kN)	Sollicitation	bc (MPa)	$\overline{f}_{bc}$ (MPa)	OBS.
7 <sup>ème</sup>	35×35	6,09	209,82	SEC	2,5	15	C.V
6 <sup>ème</sup>	35×35	5,42	376,02	SEC	3,77	15	C.V
5 <sup>ème</sup>	35×35	7,79	551,79	SEC	3,96	15	C.V
4 <sup>ème</sup>	35×35	9,56	730,79	SEC	4,16	15	C.V
3 <sup>ème</sup>	40×40	9,97	915,82	SEC	4,47	15	C.V
2 <sup>ème</sup>	40×40	9,37	1108,11	SEC	4,2	15	C.V
1 <sup>er</sup>	45×45	9,85	1308,25	SEC	4,05	15	C.V
RDC	50×50	6,28	1521,09	SEC	3,8	15	C.V

b.  $M_{\max}^{\text{ser}}$   $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$  :

**Tableau (V-21):** Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kNm)	N <sub>ser</sub> (kN)	Sollicit	$\sigma_s$ (MPa)	$\tau_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\tau_{bc}$ (MPa)	Obs.
7 <sup>ème</sup>	35×35	40,37	85,45	SPC	110	201,63	9,62	15	C.V
6 <sup>ème</sup>	35×35	25,93	199,40	SPC	87,5	201,63	6,78	15	C.V
5 <sup>ème</sup>	35×35	38,28	318,09	SPC	86,8	201,63	6,44	15	C.V
4 <sup>ème</sup>	35×35	40,21	445,05	SEC	-	201,63	5,08	15	C.V
3 <sup>ème</sup>	40×40	43,12	582,59	SEC	-	201,63	4,67	15	C.V
2 <sup>ème</sup>	40×40	43,95	731,85	SEC	-	201,63	4,12	15	C.V
1 <sup>er</sup>	45×45	46,7	893,73	SEC	-	201,63	3,83	15	C.V
RDC	50×50	40,06	1069,1	SEC	-	201,63	3,39	15	C.V

**V.1.1.11. Schéma de ferrailage des poteaux :**



**Figure .V-2 :** Poteau de RDC.

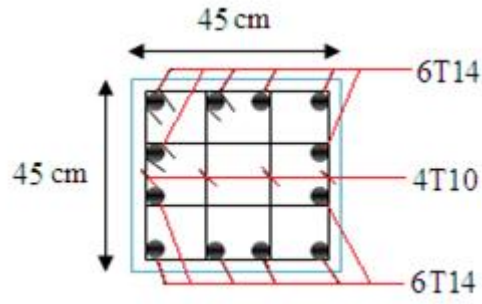
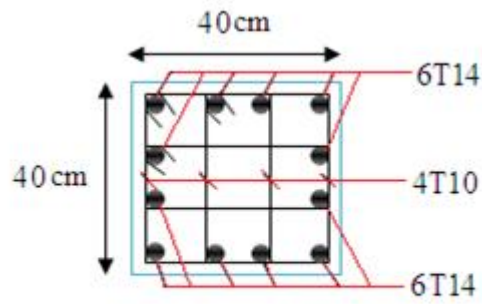
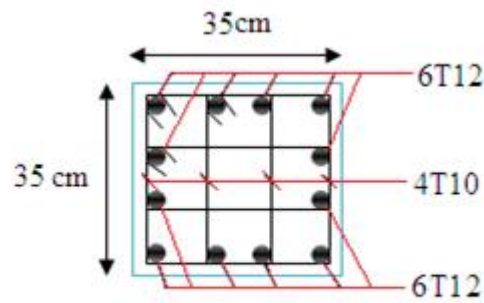


Figure .V-3 : Poteau de 1<sup>er</sup> étage.



figV. 4: Poteau de 2,3eme étage.

Figure .V-4 : Poteau de 2,3<sup>eme</sup> étage.



figV.5 : Poteau de 4,5,6,7eme étage.

Figure .V-5 : Poteau de 4, 5 ,6 ,7<sup>eme</sup> étage.

## V.2. Ferrailage des poutres:

### V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armature incorporée (intégrée). Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple (voir Annexe I) à l'état limite ultime « E.L.U » puis vérifié à l'état limite de service « E.L.S ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal d'armature imposé par le « RPA99 » en zone III.

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

**Tableau (V-22):** Les combinaisons de calcul

	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0,8 G \pm E$

### V.2.2. Recommandation du RPA99 (version 2003):

#### V.2.2.1. Armatures longitudinales : (RPA99 / version 2003) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0,5\%b \times h$ .
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :  
 $4\% b \times h$  en zone courante.  
 $6\% b \times h$  en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :  $50\phi$  en zone II<sub>b</sub> et III.

#### V.2.2.2. Armatures transversales : (RPA99 / version 2003) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par:  $A_t = 0,003 \times S \times b$ .
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires est :

$$S_t = \min (h / 4 ; 12\phi_t)$$

Avec:  $\phi_1$  : c'est la valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq h / 2$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.2.3. Caractéristiques géométriques des sections :

**Tableau (V-23):** Caractéristiques géométriques des poutres

	h (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	f <sub>c28</sub> (MPa)	f <sub>e</sub> (MPa)
P.P	45	30	3	40,5	25	400
P.N.P	40	30	3	36	25	400

### V.2.4. Calcul des armatures :

- **Recommandations complémentaires du RPA99/ v 2003 :**

**a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :**

- **Poutre principale :**  $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$
- **Poutre secondaire :**  $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

**b) Le pourcentage maximale des aciers longitudinaux est de :**

- **Poutre porteuse :**

4 %  $(b \times h) = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

6 %  $(b \times h) = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

- **Poutre non porteuse :**

4 %  $(b \times h) = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

6 %  $(b \times h) = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

**c) La longueur minimale de recouvrement:**

La longueur minimale de recouvrement en zone III :  $L_{r \min} = 50\phi$

**V.2.4.1. Armature longitudinales:**

- En travée :  $M_t = 0,8M_0$   
Avec :  $M_0 = ql^2/8$   
 $q = 1,35G + 1,5Q$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

- ✓ **Sens porteur :**

**a. Situation durable : 1,35G+1,5Q****Tableau (V-24):** Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	136,45	10,43	0	6,75
		Appui	124,85	9,44	0	6,75
6 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	95,86	7,06	0	6,75
		Appui	108,19	8,06	0	6,75
5 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	95,86	7,06	0	6,75
		Appui	101,27	7,5	0	6,75
4 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	95,86	7,06	0	6,75
		Appui	98,24	7,25	0	6,75
3 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	95,86	7,06	0	6,75
		Appui	94,04	6,92	0	6,75
2 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	95,86	7,06	0	6,75
		Appui	89,64	6,57	0	6,75
1 <sup>er</sup>	45×30	Travée	95,86	7,06	0	6,75
		Appui	86,00	6,28	0	6,75
RDC	45×30	Travée	116,70	8,76	0	6,75
		Appui	109,02	8,12	0	6,75

**b. Situation accidentelle :****Tableau (V-25):** Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Comb	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	-	124,69	9,43	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	91,26	5,72	0	6,75
6 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	-	86,82	6,35	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	78,46	6,7	0	6,75
5 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	-	86,82	6,35	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	73,43	5,31	0	6,75
4 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	-	86,82	6,35	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	71,22	5,14	0	6,75
3 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	-	86,82	6,35	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	68,17	4,91	0	6,75
2 <sup>ème</sup>	45×30	Travée	-	86,82	6,35	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	64,99	4,67	0	6,75
1 <sup>er</sup>	45×30	Travée	-	86,82	6,35	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	62,35	4,47	0	6,75
RDC	45×30	Travée	-	106,01	7,88	0	6,75
		Appui	G+Q+Ex	79,31	5,76	0	6,75



✓ Sens non porteur :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

**Tableau (V-26):** Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	10,53	0,73	0	6
		Appui	55,27	3,94	0	6
6 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	25,92	1,82	0	6
		Appui	72,06	5,2	0	6
5 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	25,92	1,82	0	6
		Appui	68,33	4,92	0	6
4 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	25,92	1,82	0	6
		Appui	62,02	4,44	0	6
3 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	25,92	1,82	0	6
		Appui	53,32	3,79	0	6
2 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	25,92	1,82	0	6
		Appui	41,47	2,92	0	6
1 <sup>er</sup>	40×30	Travée	25,92	1,82	0	6
		Appui	31,42	2,2	0	6
RDC	40×30	Travée	25,92	1,82	0	6
		Appui	23,88	1,66	0	6

**b. Situation accidentelle :****Tableau (V-27):** Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Comb	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	-	9,68	0,67	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	40,26	2,84	0	6,75
6 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	-	23,49	1,63	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	52,46	3,73	0	6,75
5 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	-	23,46	1,63	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	49,74	3,53	0	6,75
4 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	-	23,46	1,63	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	45,14	3,19	0	6,75
3 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	-	23,46	1,63	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	38,8	2,73	0	6,75
2 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	-	23,46	1,63	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	30,18	2,11	0	6,75
1 <sup>er</sup>	40×30	Travée	-	23,46	1,63	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	22,87	1,59	0	6,75
RDC	40×30	Travée	-	23,46	1,63	0	6,75
		Appui	G+Q+Ey	17,39	1,2	0	6,75

**V.2.4.2. Choix des armatures :**✓ **Sens porteur :****Tableau (V-28):** Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{\max}$ (ZC) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (ZR) (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	10,43	3T16+3T14	10,65
		Appui				9,44	6T16	12,06
6 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	7,06	3T14+3T12	8,01
		Appui				8,06	6T14	9,24
5 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	7,06	3T14+3T12	8,01
		Appui				7,5	6T14	9,24
4 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	7,06	3T14+3T12	8,01
		Appui				7,25	6T14	9,24
3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	7,06	3T14+3T12	8,01
		Appui				6,92	6T14	9,24
2 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	7,06	3T14+3T12	8,01
		Appui				6,57	6T14	9,24
1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	7,06	3T14+3T12	8,01
		Appui				6,28	6T14	9,24
RDC	30×45	Travée	54	81	6,75	8,76	3T16+3T14	10,65
		Appui				8,12	6T14	9,24

✓ Sens non porteur :

**Tableau (V-29):** Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{\max}$ (ZC)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (ZR)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	48	72	6	1,82	6T12	6,79
		Appui			6	5,2	6T12	6,79
6 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	48	72	6	1,82	6T12	6,79
		Appui			6	4,92	6T12	6,79
5 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	48	72	6	1,82	6T12	6,79
		Appui			6	4,44	6T12	6,79
4 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	48	72	6	1,82	6T12	6,79
		Appui			6	3,79	6T12	6,79
3 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	48	72	6	1,82	6T12	6,79
		Appui			6	2,92	6T12	6,79
2 <sup>ème</sup>	40×30	Travée	48	72	6	1,82	6T12	6,79
		Appui			6	2, 2	6T12	6,79
1 <sup>er</sup>	40×30	Travée	48	72	6	1,82	6T12	6,79
		Appui			6	1,66	6T12	6,79
RDC	40×30	Travée	48	72	6	0,73	6T12	6,79
		Appui			6	3,94	6T12	6,79

#### V.2.4.3. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c} \quad \text{BAEL91/ver99}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; f_c = 400 \text{MPa}.$$

**Tableau (V-30):** Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
P.P (30×45)	8,01	1,47	C.V
P.N.P (30×40)	6,79	1,30	C.V

**V.2.4.4. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  BAEL91/ver99

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

**Tableau (V-31):** Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs.
7 <sup>ème</sup>	P.P	30×45	101,91	0,84	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	16,22	0,15	2,5	C.V
6 <sup>ème</sup>	P.P	30×45	69,48	0,57	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	38,84	0,36	2,5	C.V
5 <sup>ème</sup>	P.P	30×45	69,48	0,57	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	42,97	0,40	2,5	C.V
4 <sup>ème</sup>	P.P	30×45	69,48	0,57	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	44,32	0,41	2,5	C.V
3 <sup>ème</sup>	P.P	30×45	69,48	0,57	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	46,02	0,43	2,5	C.V
2 <sup>ème</sup>	P.P	30×45	69,48	0,57	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	48,25	0,45	2,5	C.V
1 <sup>er</sup>	P.P	30×45	69,48	0,57	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	50,01	0,46	2,5	C.V
RDC	P.P	30×45	90,84	0,75	2,5	C.V
	P.N.P	30×40	50	0,46	2,5	C.V

**V.2.5. Calcul des armatures transversales :****a. Selon BAEL:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

**b. Selon RPA:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \text{ cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$s_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; s_1; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}$$

On prend :  $\emptyset_t = 8\text{mm}$ 

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau (V-32):** Calcul des armatures transversales

Sens	$T_u$ (kN)	$u$ (MPa)	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
			$S_t$ (cm)	$S_t$ (cm) ZN	$S_t$ (cm) ZC	ZN	ZC		
Porteur	101,91	0,84	28,35	11,25	22,5	10	15	1,35	4T8
Non porteur	50,01	0,46	24,3	10	20	10	15	1,35	4T8

✓ **La longueur de la zone nodale :  $L' = 2h$** 

- Poutre porteuse :  $L' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$
- Poutre non porteuse :  $L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

✓ **La longueur minimale de recouvrement:** $L_r = 50\emptyset$  (zone III). $L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing=12\text{mm} \dots \dots \dots L_r=60\text{cm}$

## V.2.6. Vérifications:

### V.2.6.1. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

La vérification des contraintes à l'ELS se fait comme suit :

- Béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b$
- Acier :  $\sigma_{st} = \frac{15.M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

Y : Position de l'axe neutre déterminée par :  $\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$

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

La fissuration est considérée préjudiciable :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier :  $\bar{\sigma}_s = \tau_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Donc :  $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$ .

Avec :  $\eta = 1,6 \dots$  (Aciers H.A).

- ✓ Sens porteur :
- Combinaison G+Q

**Tableau (V-33):** Vérification des poutres porteuses à l'ELS

Niveau	Section	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs.
7 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	99,75	8,61	15	199,7	201,63	C.V
		Appui	91,26	7,27		144,3		
6 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	69,76	5,52	15	194,1	201,63	C.V
		Appui	78,46	6,31		110,1		
5 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	69,46	5,52	15	194,1	201,63	C.V
		Appui	73,43	5,93		144,3		
4 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	69,46	5,52	15	194,1	201,63	C.V
		Appui	71,22	6,07		144,3		
3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	69,46	5,52	15	194,1	201,63	C.V
		Appui	68,17	5,44		114,3		
2 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	69,46	5,52	15	194,1	201,63	C.V
		Appui	64,99	5,11		112		
1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	69,46	5,52	15	194,1	201,63	C.V
		Appui	62,35	4,31		110,1		
RDC	30×45	Travée	84,81	7	15	92,6	201,63	C.V
		Appui	79,31	6,98		151,7		



- ✓ sens non porteur :
- Combinaison G+Q

**Tableau (V-34):** Vérification des P.N.P à l'ELS

Niveau	Section	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ MPa	Obs.
7 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	10,32	6,07	15	169,1	201,63	C.V
		Appui	40,26	5,58		130,5		
6 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	11,36	4,79	15	122,2	201,63	C.V
		Appui	52,46	4,96		105,96		
5 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	11,36	3,86	15	90,2	201,63	C.V
		Appui	49,74	4,01		72,3		
4 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	11,36	2,8	15	50,5	201,63	C.V
		Appui	45,14	3,42		61,6		
3 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	11,36	2,03	15	36,5	201,63	C.V
		Appui	38,80	2,86		51,4		
2 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	11,36	1,23	15	22,2	201,63	C.V
		Appui	30,18	2,41		43,4		
1 <sup>er</sup>	30×40	Travée	11,36	1,06	15	19,1	201,63	C.V
		Appui	22,87	2,31		41,6		
RDC	30×40	Travée	11,36	1,01	15	18,2	201,63	C.V
		Appui	17,39	2,16		38,9		

**V.2.6.2. Vérification de la flèche :**

Flèche totale :  $f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que : Poutre porteuse :  $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,08\text{cm}$  (L = 5,4m) < 5m

Poutre non porteuse :  $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,94\text{cm}$  (L = 4,7m) < 5m

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \gamma_i} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \gamma_v}$$

Avec :

$$\gamma_i = \frac{0,05f_{t28}}{u \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\gamma_v = \frac{0,02f_{t28}}{u \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$u = \frac{A_s}{bd} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\gamma = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau (V-35):** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

	$M_{ser}$ KN.m	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)		$\sigma_s$ (MPa)
P.P	99,75	7,37	23,86	0,0061	182,02
P.N.P	52,46	3,73	20,71	0,0035	184,91
	$i$	$v$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
P.P	3,53	1,416	271303,9	118741,55	169002,602
P.N.P	3,75	1,503	199280,6	86223,11	123245,761

**Tableau (V-36):** Vérification de la flèche

Section	$f_v$ (mm)	$f_i$ (mm)	$f$ (mm)	$f^-$ (mm)	Observation
30×45	12,07	3,96	8,11	10,34	C.V
30×40	9,53	1,76	7,77	9,4	C.V

### V.2.6.1. Arrêt des barres Selon BAEL 91/VER99 :

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée d'extrémité} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

$$L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}}).$$

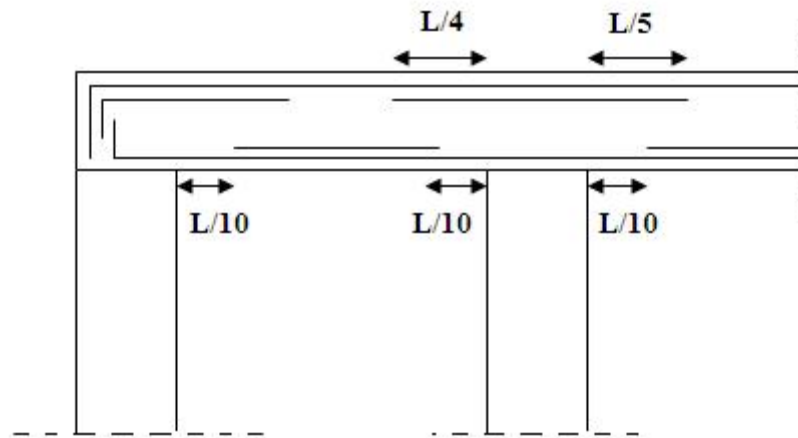


Figure .V-6 : L'arrêt des barres.

V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres :

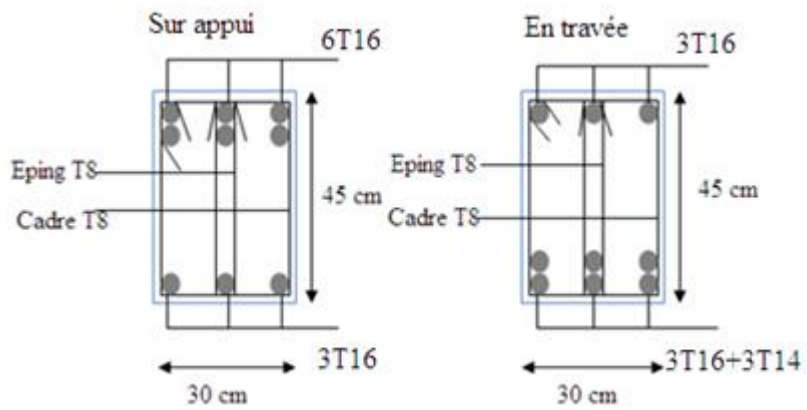


Figure .V-7 : Ferrailage des P.P 7<sup>ème</sup> étage.

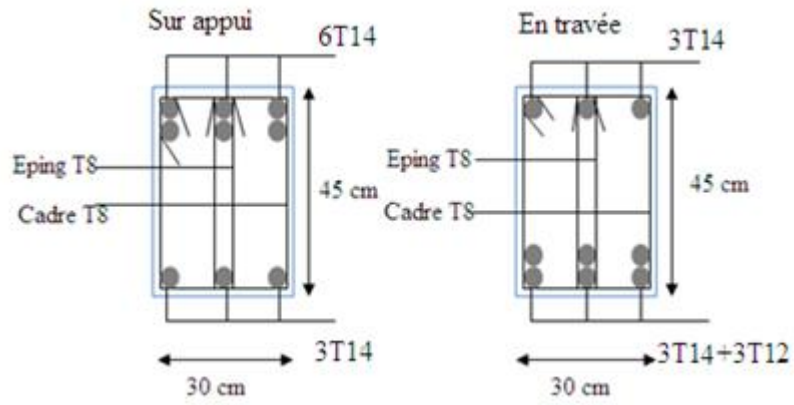


Figure .V-8 : Ferraillage des P.P 6,5,4,3,2,1 eme étage.

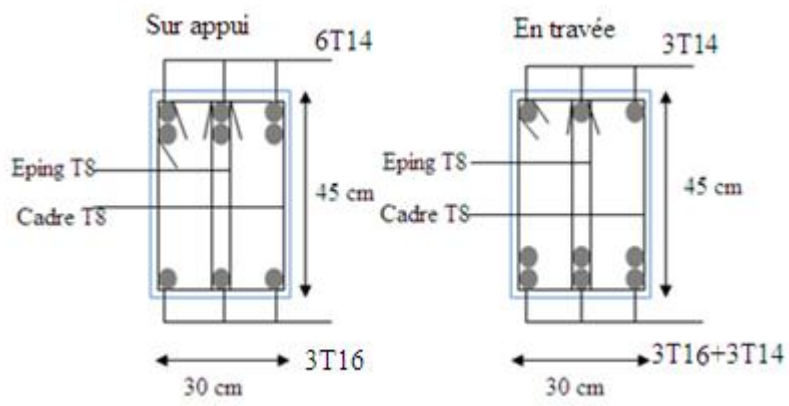


Figure .V-9 : Ferraillage des P.P-RDC.

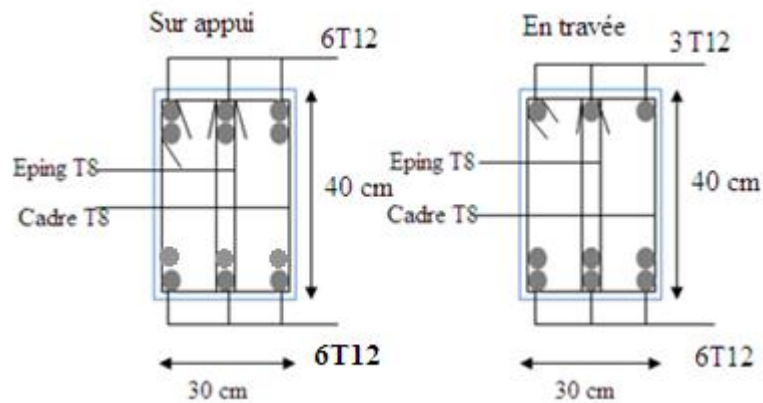


Figure .V-10 : Ferraillage des P.N.P 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1 et RDC.

### V.3. Ferrailage des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.

Le calcul des armatures sera fait avec  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$  (plus défavorable) par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99/VER 2003,

- Pour le ferrailage :  **$0.8 G \pm E$** .
- Pour la vérification :  **$G + Q \pm E$** .

#### ➤ Les armatures verticales :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être prise en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

#### ➤ Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à  $135^\circ$  ayant une longueur égale à  $10w$ .

#### ➤ L'espaceur :

L'espaceur des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$$

Avec :

e: épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser  $l/10$  de l'épaisseur du voile.

#### V.3.2. Méthode de ferrailage des voiles :

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

**1<sup>ère</sup> cas :**

- Si  $(\dagger_1; \dagger_2) \geq 0$  .....la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min} = 0,2 \% a \times L$ )

**2<sup>ème</sup> cas :**

- Si  $(\dagger_1; \dagger_2) \leq 0$  .....la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$
- La section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si  $A_v < A_{\min} = 0,20\% .a \times L$  on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min} = 0,20\% a \times L$  on ferraille avec  $A_v$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a .100 \text{ (1ml)}$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

- Si  $\dagger_1$  et  $\dagger_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.
- **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\dagger_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\dagger}_b = 0,2 f_{c28} = 4 \text{ MPa}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. (h : hauteur total de la section).

$\bar{\dagger}_b$  : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$f_{c28} \leq 0,025f_{c28} = 0,5\text{MPa} \Rightarrow A = 0,15\% a.1\text{m}$$

$$f_{c28} > 0,025f_{c28} = 0,5\text{MPa} \Rightarrow A = 0,25\% a.1\text{m}$$

➤ **L'espacement** : d'après le RPA 2003  $S \leq (1,5a ; 30\text{cm})$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40d$  les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- $20d$  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

Avec :  $\bar{V} = 1,4V$

$V$  : L'effort tranchant dans la section considérée

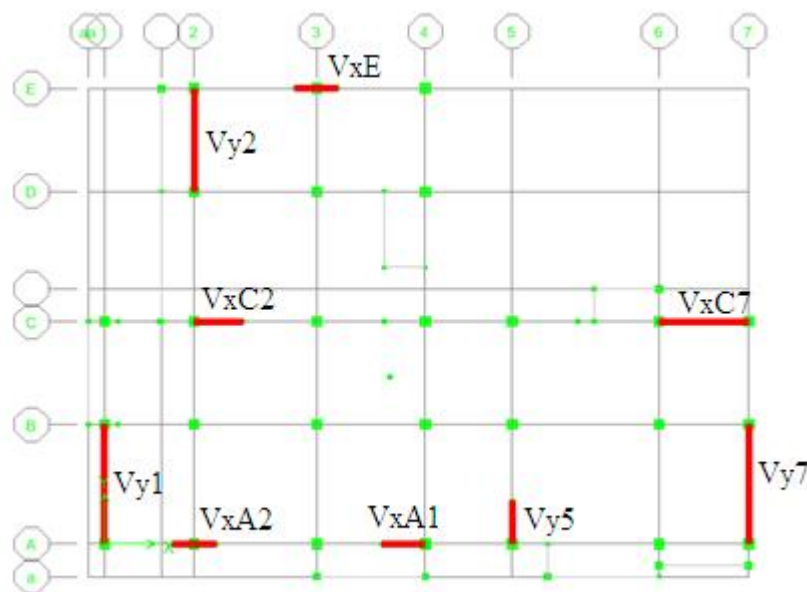
$x$  : Longueur de la zone tendue

$L$  : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **Armatures transversales** :

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.



**Figure .V-11** : Vue en plan des voiles de contreventements.



### V.3.3. Ferrailage des voiles sous : $(0,8G \pm E)$ :

#### 1. Premier type : voile en L (Vy5)

##### 1.1. Vérification de la contrainte de compression sous : $(G+Q \pm E)$ :

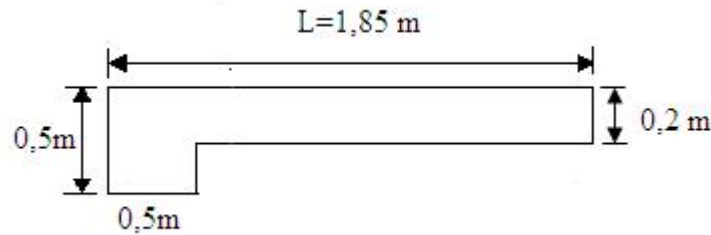


Figure .V-12 : Vue en plan du voile en L.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\tau_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots \dots \dots w = \frac{I}{V}$$

Avec:

$$A = 0,52 \text{ m}^2$$

$$V = 1,12 \text{ m}$$

$$V' = 0,73 \text{ m}$$

$$I = 0,1573 \text{ m}^4$$

$$w = 0,14 \text{ m}^3$$

$$N = 1224,07 \text{ KN}$$

$$M = 530,88 \text{ KN.m}$$

$$\tau_1 = \left[ \frac{1224,07}{0,52} + \frac{530,88}{0,14} \right] = 6,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \left[ \frac{1224,07}{0,52} - \frac{530,88}{0,14} \right] = -1,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = 6,15 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\tau_2 = -1,43 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

## 1.2. Calcul des contraintes:

### ❖ La traction cotée voile :

$$\dagger_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$$

$$N = -880,44 \text{ KN}$$

$$M = 367,45 \text{ KN.m}$$

$$T = 18,11 \text{ KN}$$

$$\dagger_1 = \left[ \frac{-880,44}{0,52} + \frac{367,45}{0,14} \right] = 4,32 \text{ MPa}$$

$$\dagger_2 = \left[ \frac{-880,44}{0,52} - \frac{367,45}{0,14} \right] = -0,93 \text{ MPa}$$

$\dagger_1$  et  $\dagger_2$  sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

#### • Longueur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\dagger_1}{\dagger_1 + \dagger_2} \cdot L$$

Avec ( $L = 1,85 \text{ m}$ )

$$L_t = 1,30 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t$$

$$L_c = 0,50 \text{ m}$$

$L_t$  : la longueur de la zone tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

#### • Détermination des armatures verticales :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \frac{1}{2} \dagger_1 \times e \times L_t = \frac{1}{2} \times 4,32 \times 200 \times 1300$$

$$F_1 = 561,6 \text{ KN}$$

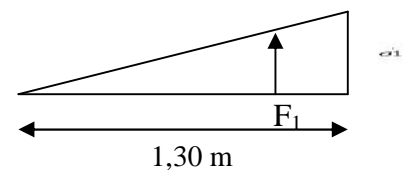
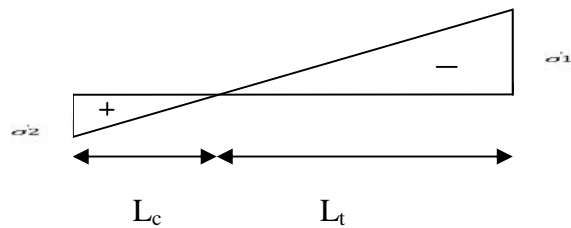
#### • Calcul la Section d'armature

$$F_1 = A_s \times f_e$$

$$A_s = \frac{F_1}{f_e}$$

$$A_s = \frac{561600}{400}$$

$$A_s = 14,04 \text{ cm}^2$$



- **Calcul de « Avj » :**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{L_t}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{L_t}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 18110}{400} \times \frac{1300}{1850} = 0,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = A_s + A_{vj} = 14,04 + 0,49 = 14,53 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 14,53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 20 \times 130 = 5,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ❖ **La traction cotée poteau :**

$$\dagger_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$$

$$N = 880,44 \text{ KN}$$

$$M = 367,45 \text{ KN.m}$$

$$T = 18,11 \text{ KN}$$

$$\dagger_1 = \left[ \frac{880,44}{0,52} + \frac{367,45}{0,22} \right] = 3,40 \text{ MPa}$$

$$\dagger_2 = \left[ \frac{880,44}{0,52} - \frac{367,45}{0,22} \right] = -0,012 \text{ MPa}$$

$\dagger_1$  et  $\dagger_2$  sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = \frac{\dagger_1}{\dagger_1 + \dagger_2} \cdot L$$

Avec (L = 1,85 m)

$$L_t = 1,59 \text{ m}$$

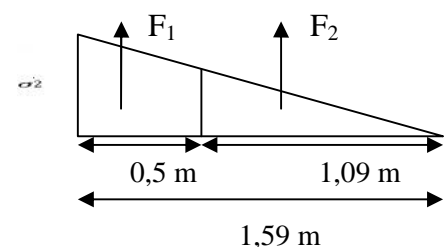
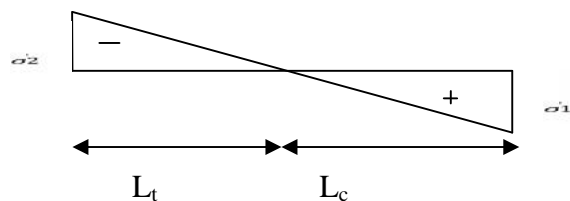
$$L_c = L - L_t$$

$$L_c = 0,26 \text{ m}$$

$L_t$  : la longueur de la zone tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**



$$\frac{\sigma_2}{x} = \frac{\sigma_3}{(x-b)} \rightarrow \sigma_3 = \frac{0,012 \times 1,09}{1,59} = 0,82 \text{MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales :**
- **Partie poteau :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \frac{1}{2}(\tau_2 + \tau_3) \times b \times h = \frac{1}{2} \times (0,012 + 0,82) \times 500 \times 500$$

$$F_1 = 304 \text{KN}$$

- ✓ **Calcul la Section d'armature**

$$A_{s1} = \frac{F_1}{f_e}$$

$$A_{s1} = \frac{304000}{400}$$

$$A_{s1} = 7,60 \text{cm}^2$$

- **Partie rectangulaire :**

La force de traction résultante :

$$F_2 = \frac{1}{2} \tau_3 \times e \times (L_t - b) = \frac{1}{2} \times 0,82 \times 200 \times (1590 - 500)$$

$$F_2 = 200,32 \text{KN}$$

- ✓ **Calcul la Section d'armature**

$$A_{s2} = \frac{F_2}{f_e}$$

$$A_{s2} = \frac{200380}{400}$$

$$A_{s2} = 5,01 \text{cm}^2$$

- **Calcul de « Avj » :**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{L_t}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{L_t}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 18110}{400} \times \frac{1590}{1850} = 0,59 \text{cm}^2$$

- **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = A_{s1} + A_{s2} + A_{vj} = 7,6 + 5,01 + 0,59 = 13,2 \text{cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 13,2 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 20 \times 159 = 6,36 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Choix d'armature :**

**Le poteau :** on prend  $A_p = 12T12 = 13,58 \text{ cm}^2$ .

**Le voile :**  $A_v = 2(10T12) = 22,62 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

D'après RPA 99 modifié 2003 (Art7-7-4-3) :

$S_T \text{ min } (1,5 \times a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$

On prend :  $S_T = 20 \text{ cm}$

• **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \times 0,9h} = \frac{1,4 \times 18110}{200 \times 0,9 \times 3060} = 0,046 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,046 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

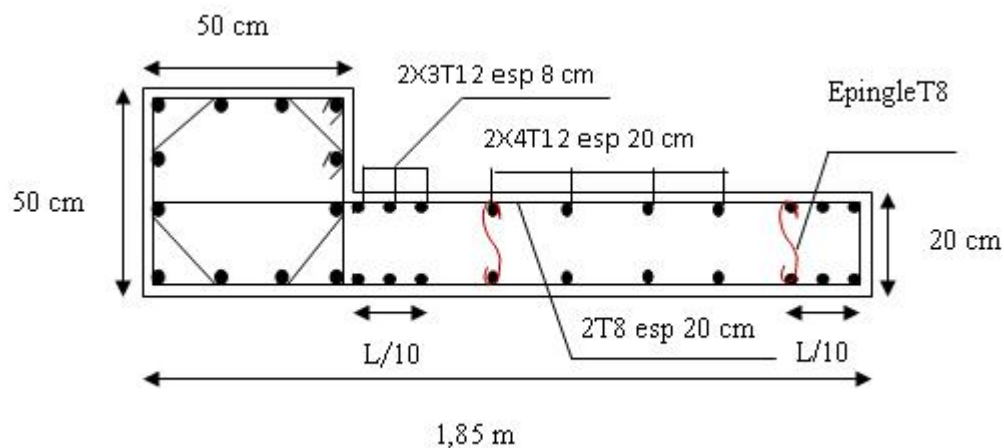
➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 0,046 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot e \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_h = 2(5T8) = 5,02 \text{ cm}^2$       $S_h = 20 \text{ cm}$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure .V-13 :** Disposition des armatures du voile Vy5.

## 2. Deuxième type : voile en T (VxE)

### 2.1. Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q±E) :

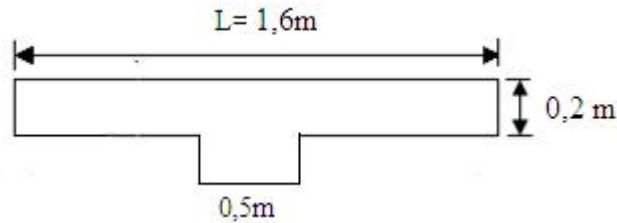


Figure .V-13 : Vue en plan du voile en T.

$$\tau_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\tau_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots \dots \dots w = \frac{I}{V}$$

Avec:

$$A = 0,31 \text{ m}^2$$

$$V = 0,47 \text{ m}$$

$$V' = 0,33 \text{ m}$$

$$I = 0,0134 \text{ m}^4$$

$$w = 0,029 \text{ m}^3$$

$$N = 681,42 \text{ KN}$$

$$M = 22,07 \text{ KN.m}$$

$$\tau_1 = \left[ \frac{681,42}{0,31} + \frac{22,07}{0,029} \right] = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \left[ \frac{681,42}{0,31} - \frac{22,07}{0,029} \right] = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = 1,44 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\tau_2 = 2,67 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

## 2.2. Calcul des contraintes:

### ❖ La traction cotée voile :

$$\dagger_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$$

$$N = -489,79 \text{ KN}$$

$$M = 14,7 \text{ KN.m}$$

$$T = 1,43 \text{ KN}$$

$$\dagger_1 = \left[ \frac{-489,79}{0,31} + \frac{14,7}{0,029} \right] = -1,07 \text{ MPa}$$

$$\dagger_2 = \left[ \frac{-489,79}{0,31} - \frac{14,7}{0,029} \right] = -2,09 \text{ MPa}$$

$(\dagger_1; \dagger_2) \leq 0 \dots\dots$  la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

#### • Longueur de la zone tendue :

$$L_t = 0,80 \text{ m}$$

$$L_c = 0 \text{ m (pas de zone comprimé)}$$

$L_t$  : la longueur de la zone tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

#### • Détermination des armatures verticales :

La force de traction résultante :

$$F_t = \frac{1}{2} \dagger_1 \times e \times L_t = \frac{1}{2} \times 1,07 \times 200 \times 800$$

$$F_t = 185,6 \text{ KN}$$

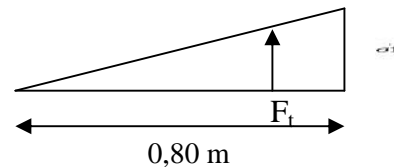
#### • Calcul la Section d'armature

$$F_t = A_s \times f_e$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_e}$$

$$A_s = \frac{185600}{400}$$

$$A_s = 4,64 \text{ cm}^2$$



- **Calcul de « Avj » :**

On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{L_t}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{L_t}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1430}{400} \times \frac{800}{800} = 5,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = A_s + A_{Vj} = 4,64 + 5,5 = 10,14 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 10,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 20 \times 80 = 3,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- ❖ **La traction cotée poteau :**

$$\dagger_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$$

$$N = -489,79 \text{ KN}$$

$$M = 14,7 \text{ KN.m}$$

$$T = 1,43 \text{ KN}$$

$$\dagger_1 = \left[ \frac{-489,79}{0,31} + \frac{14,7}{0,029} \right] = -1,07 \text{ MPa}$$

$$\dagger_2 = \left[ \frac{-489,79}{0,31} - \frac{14,7}{0,029} \right] = -2,09 \text{ MPa}$$

$(\dagger_1; \dagger_2) \leq 0 \dots \dots \dots$  la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = 0,8 \text{ m}$$

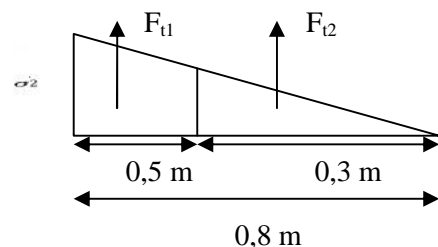
$$L_c = 0 \text{ m (pas de zone comprimé)}$$

$L_t$  : la longueur de la zone tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\frac{\sigma_2}{x} = \frac{\sigma_3}{(x-b)} \rightarrow \sigma_3 = \frac{2,09 \times 0,3}{0,8} = 0,78 \text{ MPa}$$





- **Détermination des armatures verticales :**
- **Partie poteau :**

La force de traction résultante :

$$F_{t1} = \frac{1}{2}(\dagger_2 + \dagger_3) \times b \times h = \frac{1}{2} \times (2,09 + 0,78) \times 500 \times 500$$

$$F_{t1} = 358,75 \text{KN}$$

- ✓ **Calcul la Section d'armature**

$$A_{s1} = \frac{F_{t1}}{fe}$$

$$A_{s1} = \frac{358750}{400}$$

$$A_{s1} = 8,97 \text{cm}^2$$

- **Partie rectangulaire :**

La force de traction résultante :

$$F_{t2} = \frac{1}{2} \dagger_3 \times e \times (L_t - b) = \frac{1}{2} \times 0,78 \times 200 \times (800 - 500)$$

$$F_{t2} = 23,4 \text{KN}$$

- ✓ **Calcul la Section d'armature**

$$A_{s2} = \frac{F_{t2}}{fe}$$

$$A_{s2} = \frac{23400}{400}$$

$$A_{s2} = 0,59 \text{cm}^2$$

- **Calcul de « Avj » :**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{L_t}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{L_t}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1430}{400} \times \frac{800}{800} = 0,55 \text{cm}^2$$

- **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = A_{s1} + A_{s2} + A_{vj} = 8,97 + 0,59 + 0,55 = 10,11 \text{cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{\text{Total}} = 10,11 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{\text{tendu}} = 0,2\% \times 20 \times 80 = 3,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Choix d'armature :**

**Le poteau :** on prend  $A_p = 12T12 = 13,58 \text{ cm}^2$ .

**Le voile :**  $A_v = 2(5T14) = 15,4 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

D'après RPA 99 modifié 2003 (Art7-7-4-3) :

$$S_T \text{ min } (1,5 \times a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On prend :  $S_T = 20 \text{ cm}$

• **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \times 0,9h} = \frac{1,4 \times 1430}{200 \times 0,9 \times 3060} = 0,0036 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,0036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

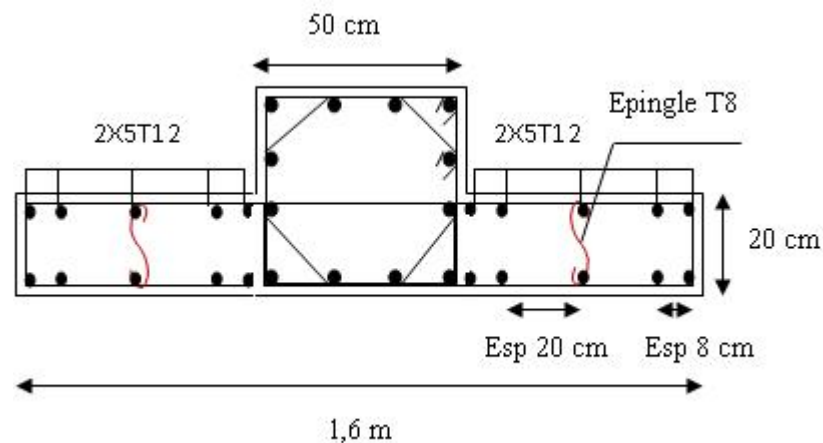
➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 0,0036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot e \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(5T8) = 5,02 \text{ cm}^2 \quad S_h = 20 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure .V-14 :** Disposition des armatures du voile VxE.

### 3. Troisième type : voile en I (Vy7)

#### 3.1. Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E) :

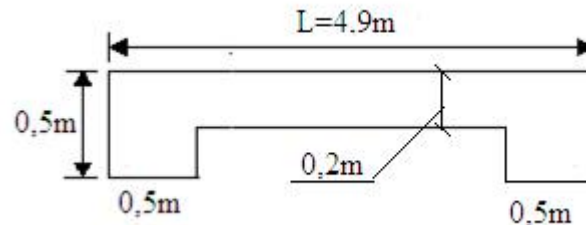


Figure .V-15 : Vue en plan du voile en I.

$$\tau_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\tau_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots \dots \dots w = \frac{I}{V}$$

Avec:  $A = 1,28 \text{ m}^2$

$V = 2,45 \text{ m}$

$V' = 2,45 \text{ m}$

$I = 3,4191 \text{ m}^4$

$w = 1,40 \text{ m}^3$

$N = -1070,6 \text{ KN}$

$M = 240,38 \text{ KN.m}$

$$\tau_1 = \left[ \frac{-1070,6}{1,28} + \frac{240,38}{1,40} \right] = -0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \left[ \frac{-1070,6}{1,28} - \frac{240,38}{1,40} \right] = -1,01 \text{ MPa}$$

$\tau_1 = -0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$

$\tau_2 = -1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$

### 3.2. Calcul des contraintes:

$$\tau_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$$

$$N = -802,8 \text{ KN}$$

$$M = 153,89 \text{ KN.m}$$

$$T = 5,6 \text{ KN}$$

$$\tau_1 = \left[ \frac{-802,8}{1,28} + \frac{153,89}{1,4} \right] = -0,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \left[ \frac{-802,8}{1,28} - \frac{153,89}{1,4} \right] = -0,74 \text{ MPa}$$

$(\tau_1; \tau_2) \leq 0 \dots \dots$  la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

➤ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = 4,9 \text{ m}$$

$$L_c = 0 \text{ m (pas de zone comprimée)}$$

$L_t$  : la longueur de la zone tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\frac{\sigma_2}{x} = \frac{\sigma_3}{(x-b)} \rightarrow \sigma_3 = \frac{0,74 \times 4,4}{4,9} = 0,66 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales :**
- **Partie poteau :**

La force de traction résultante :

$$F_{t1} = \frac{1}{2} (\tau_2 + \tau_3) \times b \times h = \frac{1}{2} \times (0,74 + 0,66) \times 500 \times 500$$

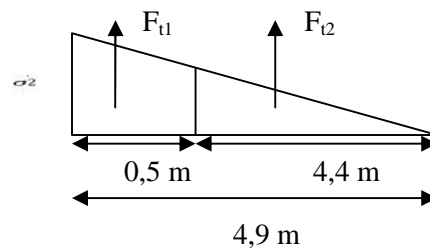
$$F_{t1} = 175 \text{ KN}$$

✓ **Calcul la Section d'armature**

$$A_{s1} = \frac{F_{t1}}{f_e}$$

$$A_{s1} = \frac{175000}{400}$$

$$A_{s1} = 4,38 \text{ cm}^2$$



- **Partie rectangulaire :**

La force de traction résultante :

$$F_{t2} = \frac{1}{2} \ddagger_3 \times e \times (L_t - b) = \frac{1}{2} \times 0,66 \times 200 \times (4900 - 500)$$

$$F_{t2} = 1200,4 \text{KN}$$

- ✓ **Calcul la Section d'armature**

$$A_{s2} = \frac{F_{t2}}{f_e}$$

$$A_{s2} = \frac{1200400}{400}$$

$$A_{s2} = 30,01 \text{cm}^2$$

- **Calcul de « Avj » :**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{L_t}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{L_t}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 5600}{400} \times \frac{4900}{4900} = 0,22 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = A_{s1} + A_{s2} + A_{vj} = 4,38 + 30,01 + 0,22 = 34,61 \text{cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 34,61 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 20 \times 490 = 19,6 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Choix d'armature :**

**Le poteau :** on prend  $A_p = 12T12 = 13,58 \text{cm}^2$ .

**Le voile :**  $A_v = 2(14T12) = 31,66 \text{cm}^2$

- **Espacement :**

D'après RPA 99 modifié 2003 (Art7-7-4-3) :

$$S_T \quad \text{min} (1,5 \times a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On prend :  $S_T = 20 \text{ cm}$

- **Détermination des armatures horizontales :**

- **La contrainte de cisaillement :**

$$\ddagger_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \times 0,9h} = \frac{1,4 \times 5600}{200 \times 0,9 \times 3060} = 0,014 \text{MPa}$$

$$\ddagger_b = 0,014 \text{MPa} < \bar{\ddagger}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

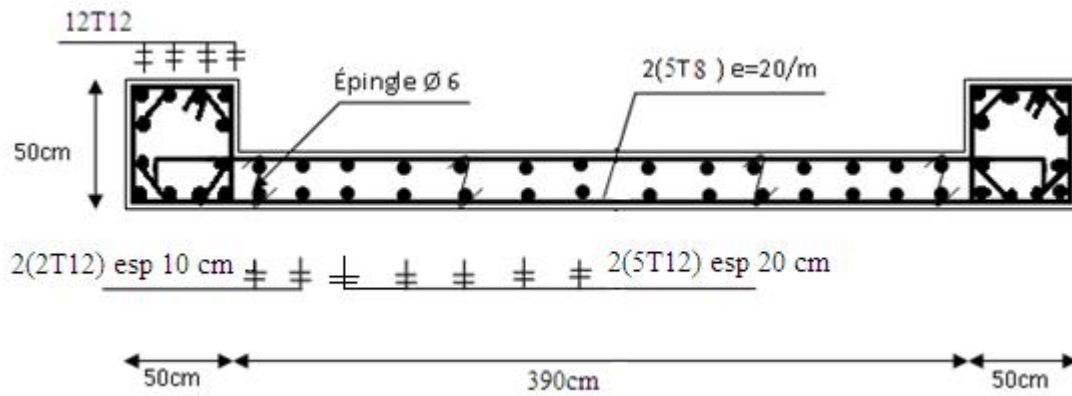
➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\dagger_b = 0,014MPa < \overline{\dagger}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625MPa$$

$$A_h \geq 0,25\% . e . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5cm^2$$

On prend :  $A_h = 2(5T8) = 5,02cm^2$       $S_h = 20cm$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure .V-16 :** Disposition des armatures du voile Vy7.

**Tableau (V-37):** Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles

	type	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	V' (m)	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
RDC	Vy1	0,53	0,1701	1,15	0,75	1,9	-638,76	277	7,39
	Vy5	0,52	0,1573	1,12	0,73	1,85	-880,44	367,45	18,11
	Vy7	1,38	4,4314	2,7	2,7	5,4	-802,8	153,89	5,6
	VxE	0,31	0,0134	0,47	0,33	0,8	-489,79	114,7	1,43
1 <sup>er</sup> étage	Vy1	0,49	0,1557	1,1	0,78	1,88	-590,53	307,29	15,08
	Vy5	0,48	0,1439	1,07	0,76	1,83	-590,53	307,29	15,08
	Vy7	1,29	3,8082	2,65	2,65	5,3	-706,2	133,36	14,44
	VxE	0,31	0,0134	0,47	0,33	0,8	-420,7	114,12	2,2
2,3 <sup>ème</sup> étage	Vy1	0,45	0,1412	1,05	0,8	1,85	-542,44	285,83	17,47
	Vy5	0,44	0,1303	1,03	0,77	1,8	-507,76	127,05	40,07
	Vy7	1,08	2,33	2,3	2,3	4,6	-633,39	127,28	14,26
	VxE	0,28	0,0229	0,59	0,41	1	-388,1	112,16	1,3
4, 5,6 et 7 <sup>ème</sup> étage	Vy1	0,42	0,1278	1,01	0,82	1,83	-387,28	206,54	28,34
	Vy5	0,41	0,1179	0,98	0,8	1,78	-371,82	119,96	30,59
	Vy7	1,02	2,072	2,29	2,29	4,58	-463,88	106,33	15,4
	VxE	0,25	0,0203	0,56	0,42	0,98	-285,63	110,95	1,91
Ascer	Vasc	0,36	0,1728	1,2	1,2	2,4	-1148,8	98,1	128,7
	Vxasc	0,14	0,0091	0,45	0,45	0,9	-574,97	108,2	68,92

**Tableau (V-38):** Contraintes des voiles

	type	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
		Coté poteau		Coté voile	
RDC	Vy1	0,67	-2,43	-3,08	0,02
	Vy5	3,40	-0,012	4,32	-0,93
	Vy7	-0,52	-0,74	-	-
	VxE	-1,07	-2,09	-1,07	-2,09
1 <sup>er</sup> étage	Vy1	0,97	-2,74	-3,38	0,33
	Vy5	1,05	-2,85	-3,52	0,39
	Vy7	-0,45	-0,64	-	-
	VxE	2,65	-4,17	-5,36	1,45
2,3 <sup>ème</sup> étage	Vy1	0,92	-2,82	-3,33	0,41
	Vy5	-0,15	-1,90	-2,16	-0,40
	Vy7	-0,46	-0,71	-	-
	VxE	1,50	-3,39	-4,28	0,62
4, 5,6 et 7 <sup>ème</sup> étage	Vy1	0,71	-2,25	-2,55	0,40
	Vy5	0,09	-1,72	-1,90	-0,09
	Vy7	-0,34	-0,57	-	-
	VxE	1,92	-3,44	-4,20	1,15
Ascer	Vasc	-2,51	-3,87	-	-
	Vxasc	1,24	-9,46	-	-



**Tableau (V-39):** Ferrailage des voiles

	type	F2	At	Avj	A <sub>total</sub>	Av <sub>t</sub>	Av <sub>min</sub>	A <sub>choit</sub>
RDC	Vy1	581,76	16,61	0,22	27,16	14,54	5,67	2(8T12)
	Vy5	561,6	22,91	0,49	37,47	14,53	5,2	2(10T12)
	Vy7	1200,4	28,33	0,22	34,61	30,1	19,6	2(14T12)
	VxE	185,6	14,65	5,5	20,43	10,14	3,2	2(5T14)
1 <sup>er</sup> étage	Vy1	577,53	16,01	0,43	26,04	14,39	5,13	2(8T12)
	Vy5	578,64	16,20	0,42	26,48	14,47	4,94	2(10T12)
	Vy7	835,21	24,08	1,92	24,08	20,88	10,20	2(14T12)
	VxE	337,32	11,43	0,05	19,83	8,43	1,89	2(5T14)
2,3 <sup>ème</sup> étage	Vy1	548,1	14,70	0,51	23,38	13,70	4,94	2(8T12)
	Vy5	477,54	12,72	1,67	18,78	11,94	6,64	2(10T12)
	Vy7	648,99	19,77	1,56	19,76	16,22	10,20	2(14T12)
	VxE	373,27	10,71	0,03	19,59	9,33	2,62	2(5T14)
4, 5,6 et 7 <sup>ème</sup> étage	Vy1	403,73	10,39	0,83	16,11	10,09	4,74	2(8T12)
	Vy5	356,30	9,30	1,12	13,63	8,91	5,61	2(10T12)
	Vy7	449,11	12,95	1,44	13,66	11,93	10,20	2(14T12)
	VxE	323,24	8,66	0,05	13,57	8,08	2,31	2(5T12)
Ascer	Vasc	1894,84	49,52	14,08	47,37	47,37	7,2	2(14T14)
	Vxasc	371,46	14,10	2,34	9,29	9,29	7,2	2(6T12)

Remarque :

Pour les poteaux on opté le ferrailage minimum exigé par le règlement RPA 99/VER2003, donc les poteaux liés aux voiles prennent le même ferrailage que les poteaux non liés aux voiles.

**Tableau (V-40):** Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles

	type	F1	Apot	$A_{\min}$	$A_{\text{choit}}$
RDC	Vy1	504,86	12,62	22,5	12T16
	Vy5	504,32	13,2	22,5	12T16
	Vy7	175	4,38	22,5	12T16
	VxE	382,15	10,11	22,5	12T16
1 <sup>er</sup> étage	Vy1	465,85	11,65	18,23	12T14
	Vy5	480,48	12,01	18,23	12T14
	Vy7	128,05	3,20	18,23	12T14
	VxE	455,89	11,40	18,23	12T14
2,3 <sup>ème</sup> étage	Vy1	387,20	9,68	14,4	12T14
	Vy5	273,49	6,84	14,4	12T14
	Vy7	141,71	3,54	14,4	12T14
	VxE	386,34	9,66	14,4	12T14
4, 5,6 et 7 <sup>ème</sup> étage	Vy1	240,65	6,02	11,03	12T12
	Vy5	188,99	4,72	11,03	12T12
	Vy7	69	1,73	11,03	12T12
	VxE	303,99	7,60	11,03	12T12

**Tableau (V-41):** Vérification de l'effort tranchant des voiles

	type	V (KN)	a (m)	h (m)	d (m)	$\tau_b$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	voies RPA	$A_h$ (m <sup>2</sup> )	Obs.
RDC	Vy1	18,11	0,2	3,06	2,754	0,046	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy5	7,39	0,2	3,06	2,754	0,019	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy7	5,6	0,2	3,06	2,754	0,014	0,625	5	0,0005	C.V
	VxE	1,43	0,2	3,06	2,754	0,004	0,625	5	0,0005	C.V
1 <sup>er</sup> étage	Vy1	15,08	0,2	3,06	2,754	0,038	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy5	27,99	0,2	3,06	2,754	0,071	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy7	14,44	0,2	3,06	2,754	0,037	0,625	5	0,0005	C.V
	VxE	2,2	0,2	3,06	2,754	0,056	0,625	5	0,0005	C.V
2,3 <sup>ème</sup> étage	Vy1	17,47	0,2	3,06	2,754	0,044	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy5	40,07	0,2	3,06	2,754	0,102	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy7	14,26	0,2	3,06	2,754	0,036	0,625	5	0,0005	C.V
	VxE	1,3	0,2	3,06	2,754	0,003	0,625	5	0,0005	C.V
4,5,6, 7 <sup>ème</sup> étage	Vy1	28,34	0,2	3,06	2,754	0,072	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy5	30,59	0,2	3,06	2,754	0,078	0,625	5	0,0005	C.V
	Vy7	15,4	0,2	3,06	2,754	0,039	0,625	5	0,0005	C.V
	VxE	1,91	0,2	3,06	2,754	0,005	0,625	5	0,0005	C.V
Ascer	VXasc	114,8	0,2	3,06	2,754	0,292	0,625	5	0,0005	C.V
	VYasc	139,3	0,2	3,06	2,754	0,354	0,625	5	0,0005	C.V

❖ **Ferrailage du linteau :**

$$M = 51,11 \text{ KN.m}$$

$$T = 93,45 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4T = 130,83 \text{ KN.}$$

$$d = 0,9 h = 59,4 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{130830}{200 \times 594} = 1,10 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} .$$

D'après R.P.A 99 Page 74 :

On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- des aciers transversaux ( $A_t$ )
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

#### a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f} = \frac{51,11 \times 10^6}{600 \times 400} = 2,13 \text{ cm}^2$$

Avec  $z = h - 2d'$  où  $h$  : est la hauteur totale du linteau

$d'$  : est la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant (V)

#### b) Aciers transversaux :

On a des linteaux longs  $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1 \rightarrow \frac{1,2}{0,66} = 1,82 > 1,2$

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{v}}$$

Où :  $s$  = espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  = section d'un cours d'armatures transversales

$$z = h - 2d'$$

$v$  = effort tranchant dans la section considérée

$l$  = portée du linteau

- **Ferrailage minimale :**

#### a) Armatures longitudinales :

$$A_l \geq 0,0015 \cdot b \cdot h (0,15\%) = 1,98 \text{ cm}^2 (A'_l = 0)$$

$$\text{On prend : } A_L = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 .$$

#### b) Armatures transversales :

$$\text{On a : } s \leq 0,025 f_{c28} : A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s (0,15\%)$$

$$\text{Avec: } S \leq \frac{h}{4} = 16,5\text{cm} \Rightarrow S = 15\text{cm.}$$

$$A_t \geq 0,0015 \times 20 \times 15 = 0,45\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 2T8 = 1,01\text{cm}^2.$$

**c) Armatures en section courante (armatures de peau) :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$A_c \geq 0,2\% \times b \times h = 2,64\text{cm}^2.$$

$$\text{On prend: } A_c = 2 \times (4T10) = 6,28\text{cm}^2.$$

**Tableau (V-42):** Calcul des contraintes

Linéau	T(KN)	M(KN.m)	$\bar{v}$ (KN)	$\ddagger_b$ (MPa)	$\bar{\ddagger}_b$ (MPa)
LINT-DE2	93,45	51,11	130,83	1,1	1,5
LINT-AB1	32,99	21,82	46,19	0,39	1,5
LINT-C67	75,42	41,33	105,59	0,89	1,5

**Tableau (V-43):** Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau

	b (cm)	h (cm)	$A'_1$	$A_{L\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_L$ Choisi	$A_{t\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ choisi	$A_{c\min}$	$A_c$ choisi
LINT-DE2	20	66	0	2,13	4T10	0,45	2T8	2,64	2× (4T10)
LINT-AB1	20	66	0	1,98	4T10	0,45	2T8	2,64	2× (4T10)
LINT-C67	20	66	0	1,98	4T10	0,45	2T8	2,64	2× (4T10)

## Schéma de ferrailage:

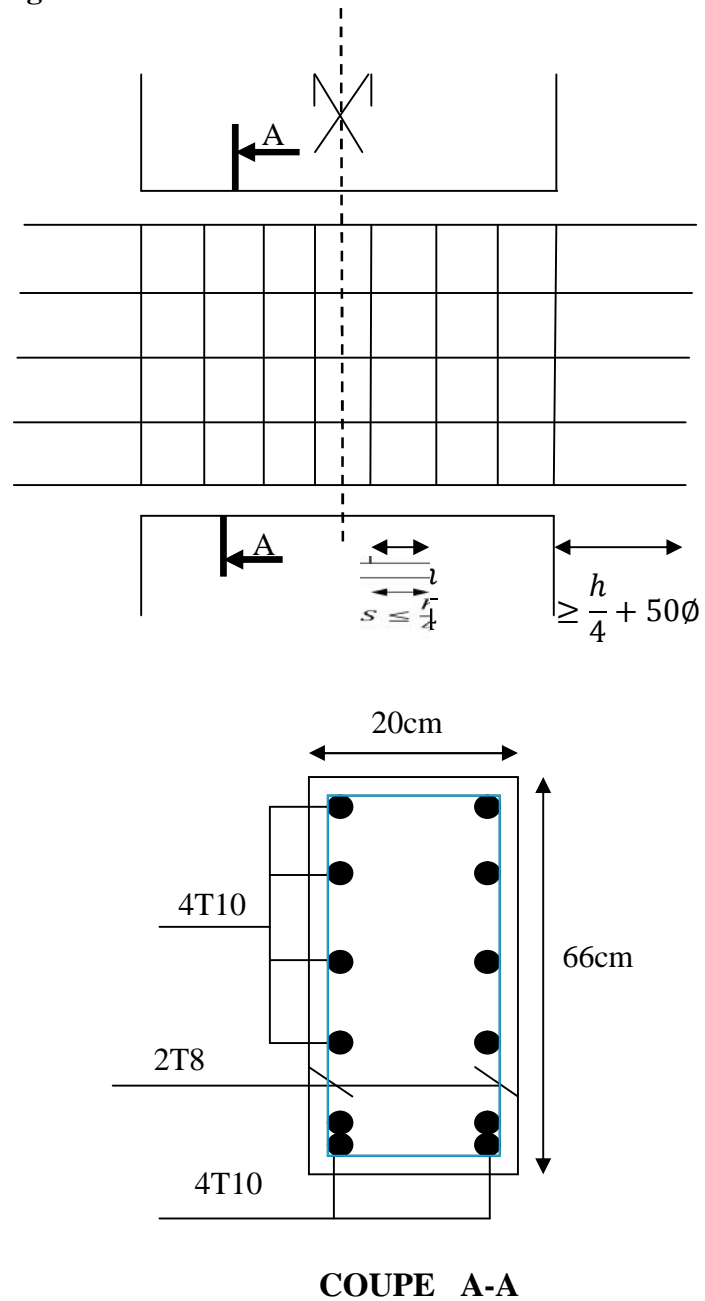


Figure .V-17 : Schéma de ferrailage du linteau.

B/  $M = 90,24 \text{ KN.m}$   
 $T = 157,78 \text{ KN}$

✓ Calcul des contraintes :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4T = 220,89 \text{ KN}.$$

$$d=0,9 h = 0,9 \times 106 = 95,4 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \ddagger_b = \frac{220890}{150 \times 954} = 1,54 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}.$$

D'après R.P.A 99 Page74 :

On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

Soit:

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \gamma}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \gamma = \frac{h-2d}{L}$$

d = Distance d'enrobage=3cm.

L = longueur du linteau = 1 m.

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{1,06 - 2 \times 0,03}{1} \Rightarrow \gamma = 45^\circ.$$

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \gamma} = 3,90 \text{ cm}^2.$$

- **Section minimale:**

D'après R.P.A99 On a:

$$A_D = 0,15\% \times b \times h = 2,39 \text{ cm}^2.$$

$$A_D = 3,90 \text{ cm}^2 > A_{D\min} = 2,39 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_D = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$ .

- **Espacement :**

Cadre w 6 (e=10cm).

- **Armatures longitudinales:**

$$(A_L; A'_L) \geq 0,15\% \times b \times h = 2,39 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_L = A'_L = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures transversales:**

$$\ddagger_b = 1,54 \text{MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa}.$$

Donc :  $A_t \geq 0,25\% \times b \times S$ .

Avec:  $S \leq \frac{h}{4} = 26,5 \text{cm} \Rightarrow S = 20 \text{cm}.$

$$A_{\min} = 0,25\% \times 15 \times 20 = 0,75 \text{cm}^2.$$

On prend :  $A_t = 2T8 = 1,01 \text{cm}^2.$

- **Armatures de Peau (Section Courante):**

$$A_c \geq 0,2\% \times b \times h = 3,18 \text{cm}^2.$$

On prend:  $A_c = 2 \times (3T10) = 4,72 \text{cm}^2.$



- Schéma de ferrailage:

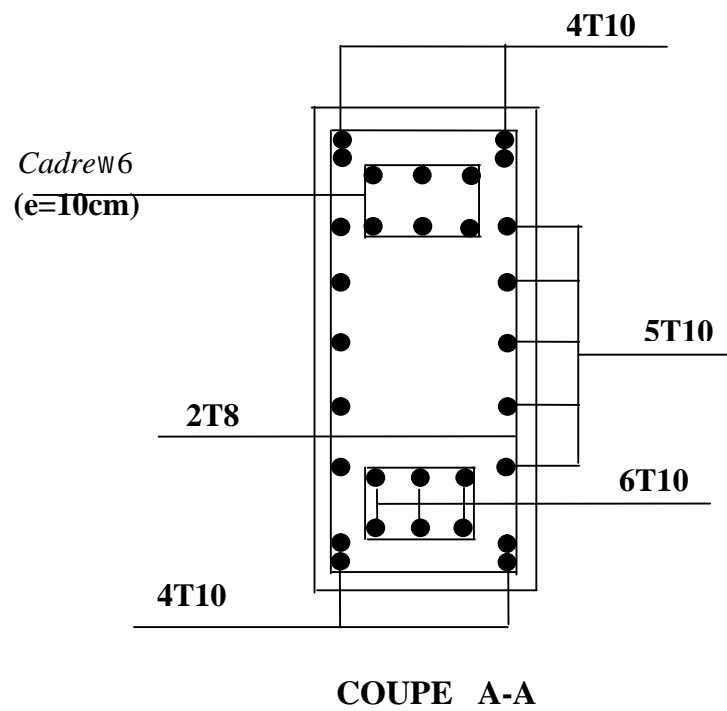
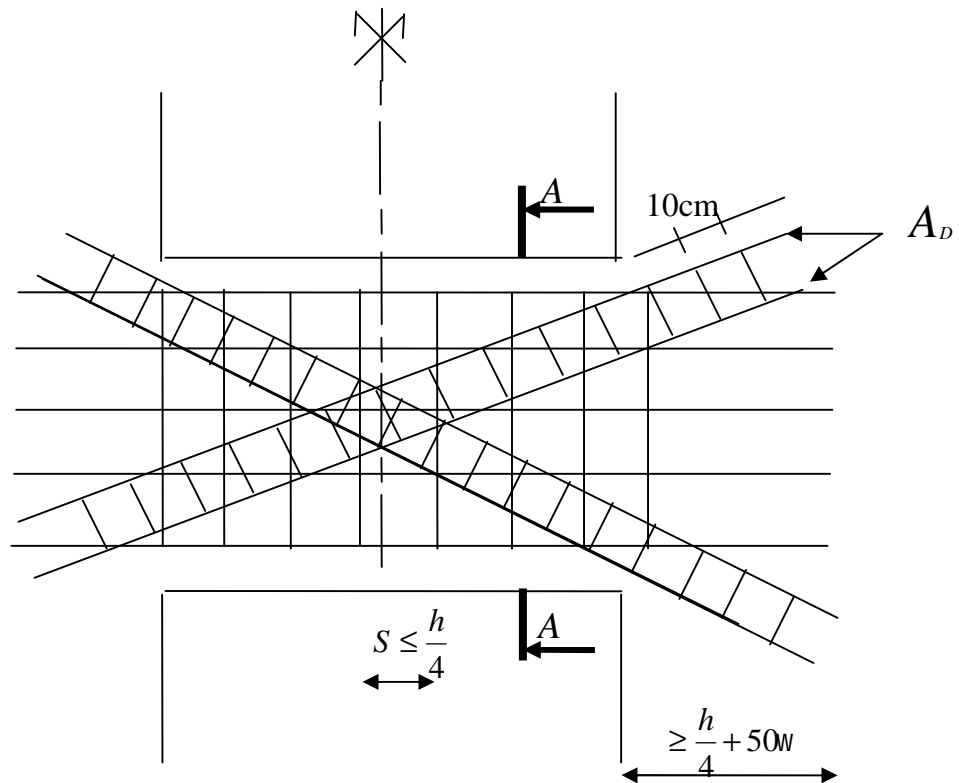


Figure .V-18 : Schéma de ferrailage du linteau (Ascenseur).

# *Chapitre VI*

## *Etude de l'infrastructure*

## VI.1. Introduction:

Une fondation est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus favorables les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsqu'on connaît :

- ❖ La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- ❖ Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Selon **RPA 99(Art 10-1-4)**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- ❖  $G + Q \pm E$  ;
- ❖  $0,8 \times G \pm E$ .

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Type d'ouvrage.
- ✓ Les caractéristiques du sol support, La nature et l'homogénéité du sol et la capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

## VI.2. Choix du type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage.
- Solution facile à réaliser et économique.

❖ **Remarque :**

La contrainte du sol est normalement déterminée par calcul à partir des résultats d'essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limites du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance au vu des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc. (document technique réglementaire DTR-BC 233.1). Comme dans notre cas et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égale à 2 bars sur 3 m de profondeur.

Nous proposons en premier cas des semelles isolées comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

Les poteaux de notre structure sont carrés ( $a \times b$ ) à la base, donc les semelles sont carrées ( $A \times B$ ).

Avec :  $A=B$ .

Soit :

$$N = 1633,33 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,00 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_s \dots (1)$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2)$$

$$A = \sqrt{\frac{aN}{b\sigma_s}} = \sqrt{\frac{0,5 \times 1633,33}{0,5 \times 200}} = 8,17 \text{ m}$$

Tenant compte des distances existantes entre les poteaux dans les deux directions. On peut conclure que l'emploi des semelles isolées est impossible, à cause de chevauchement de deux semelles voisines. Ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante:

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{f}_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{f}_{\text{sol}}}$$

$$\text{Avec : } N = 1,35N_G + 1,5N_Q \quad (\overline{f}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2)$$

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (VI-1):** Les surfaces des semelles

Files	N (KN)	L (m)	sol (KN/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )
1	1854,23	8,3	200	9,27
2	3618,54	16,8	200	18,09
3	5070,7	16,8	200	25,35
4	4088,09	16,8	200	20,44
5	3000,98	8,3	200	15
6	3068,47	8,3	200	15,34
7	1194,23	8,3	200	5,97
A	4944,01	23,7	200	24,72
B	6748,92	23,7	200	33,74
C	4356,71	23,7	200	21,78
D	2986,65	8,5	200	14,93
E	2360,48	8,5	200	11,80

Surface totale des semelles est :  $S_s = 216,43 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment est :  $S_b = 313,67 \text{ m}^2$

Donc :

$$S_s / S_b = 0,69 > 0,66$$

❖ **Conclusion :**

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, ce qui nous mène à envisager un radier général nervuré comme fondation ce type de fondation présente plusieurs avantages.

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VI.3. Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure sur laquelle les voiles et les poteaux prennent appuis.

#### VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :

##### 1. L'épaisseur du radier :

##### 1-1) Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$L_{max}$  : plus grande distance entre deux files successives.

$L_e$  : longueur élastique (hauteur du libage).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}, \quad \text{avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{D'où: } h_r = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E f^4}}$$

On a:  $L_{max} = 5,4 \text{ m}$ ,  $E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ ,  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$h_r = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E f^4}} \Rightarrow h_r = 0,80 \text{ m}$$

La dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

Epaisseur minimale  $h_{min} = 20 \text{ cm}$

**1-2) Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

D'où :  $67,5\text{cm} \leq h_r \leq 108\text{cm}$ .

**1-3) Condition de coffrage :**

- **Pour la nervure :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_r \geq 54 \text{ cm}$$

- **Pour la dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h_r \geq 27\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est:  **$h_r = 85 \text{ cm}$**

Vu que la hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

D'après les conditions précédentes on adopte un radier nervuré de dimensions suivantes :

Pour la dalle :  $h_r = 40\text{cm}$

Pour les nervures :  $h_r = 85 \text{ cm}$

**2. Surface minimale du radier:**

Pour la détermination de la surface de radier il faut vérifier la condition suivante:

$$\frac{N_{ser}}{S_{min}} \leq \bar{f}_{sol} \Rightarrow S_{min} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{f}_{sol}}$$

La surface d'emprise du bâtiment est égale à :  $S_{bat} = 313,67\text{m}^2$ ,

L'emprise totale avec un débordement de :

$$d \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \max(42,5\text{cm}; 30\text{cm})$$

On prend  $d = 45\text{cm}$ . Et  $p = 83,1 \text{ m}$ .

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 351,07 \text{ m}^2$$

Avec :  $d$  : débord,  $p$  : périmètre.

➤ **Détermination des efforts:**

Les sollicitations

✓ Superstructure :  $N_U = 28101,72 \text{ KN}$  ;  $N_S = 20516,56 \text{ KN}$

✓ Infrastructure :  $N_U (\text{totale}) = 66121,04 \text{ KN}$  ; ELS:  $N_S (\text{totale}) = 48679,02 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{min}} \leq \bar{t}_{sol} \Rightarrow S_{min} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{t}_{sol}}$$

**a- A l'ELS:**

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_r = 351,07 \text{ m}^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{48679,02}{351,07} = 138,69 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} \dots \dots \dots C.V$$

**b- A l'ELU:**

A la base du bâtiment :

$$\frac{N_u}{S_r} = \frac{66121,04}{351,07} = 188,34 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} \dots \dots \dots C.V$$

**VI.3.2. Vérifications :****➤ Vérification au poinçonnement:****1-Sous poteau :**

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\chi_b} \dots \dots \dots \text{(Art A.5.2.4) CBA93.}$$

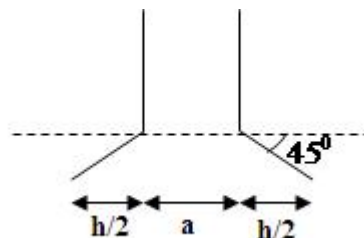
$N_u$  : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1824 \text{ KN}$$

$$\mu_c : \text{périmètre du contour cisailé} = 4(a + h) = 4(0,5 + h)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot 4(0,5 + 0,85) \cdot 0,85 \cdot 25}{1,5}$$

$$N_u = 1824 \text{ KN} < 3442,5 \text{ KN} \dots \dots C.V$$



**Figure .VI-1 :** Schéma de transmission des charges.

**2-Sous voile :**



On prend pour la vérification le voile le plus sollicité (P4) de longueur  $L = 3,8\text{m}$

$$N_u = 4008,81 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour un mètre linéaire égal à:

$$N_u = \frac{4008,81}{3,8} = 1054,95 \text{ KN/ml}$$

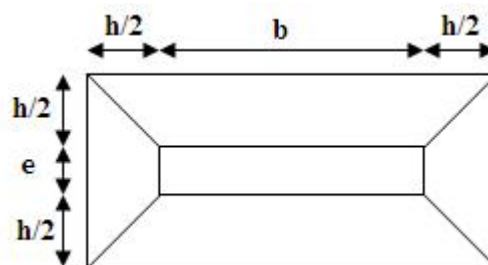
$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2 \cdot (0,2 + 1 + 2 \times 0,85) \cdot 0,85 \cdot \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 3697,5 \text{ KN} \dots\dots C.V$$



**Figure .VI-2** : Schéma de transmission des charges.

➤ **Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (art. A.5.1)**.

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

Avec :

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$b$  : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1,5$$

$$d = 0,9 h.$$

$$b = 1\text{m}.$$

$$\begin{cases} \ddagger_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}; d = 0,9h_r. \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2}; \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}}. \end{cases}$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée de la dalle = 5,4m.

$$\Rightarrow \ddagger_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\alpha_b}$$

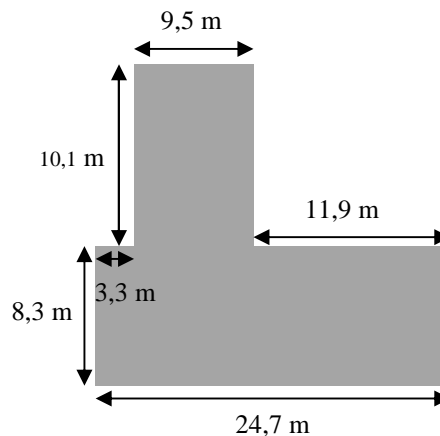
$$\Rightarrow h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S_r \times 0,07 f_{cj}}$$

$$\Rightarrow h_r = \frac{66121,04 \times 10^{-3} \times 5,4 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 351,07 \times 0,07 \times 25} = 0,48 \text{ m} \Rightarrow h_r = 48 \text{ cm}$$

$$\ddagger_u = 1,17 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

L'épaisseur de radier  $h_r = 0,85 \text{ m}$  est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

➤ **Vérification de la contrainte normale :**



**Figure .VI-3 : Section de radier générale.**

- **Le centre de gravité du radier :**  $(x ; y) = (10,83 ; 6,59)$
- **L'inertie du radier :** l'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_x = 5867,8 \text{ m}^4$$

$$I_y = 11253,6 \text{ m}^4$$

$$V_x = 10,83 \text{ m}$$

$$V_Y = 6,59\text{m}$$

- **La section :**

$$S = 351,07 \text{ m}^2$$

- **calcul des contraintes :**

$$\tau_m = \frac{3\tau_1 + \tau_2}{4} < \tau_{adm}$$

$$\tau_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I}$$

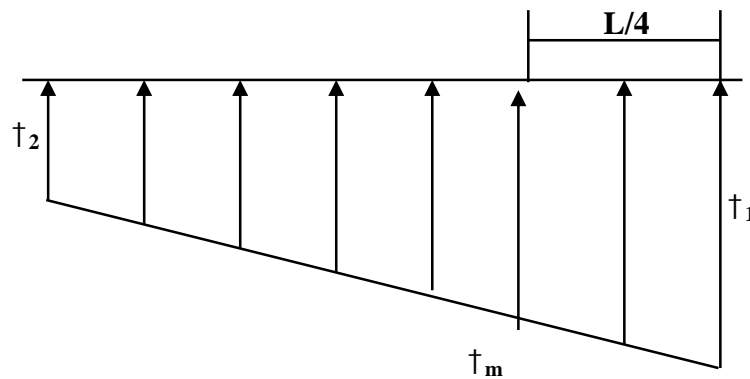
$$\tau_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

$\tau_1$  : Contrainte maximale du sol

$\tau_2$  : Contrainte minimale du sol

N : effort normal dû aux charges verticales

M : effort de renversement dû au séisme.



**Figure .VI-4 :** Contrainte appliqué sur le radier.

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau (VI-2) : Vérification des contraintes**

	ELS		ELU	
	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale
N (KN)	48679,02	48679,02	66121,04	66121,04
M (KN.m)	1298,59	1071,88	1761,27	1603,66
V (m)	10,83	6,59	10,83	6,59
I (m <sup>4</sup> )	5867, 8	11253, 6	5867, 8	11253, 6
(KN/m <sup>2</sup> )	141,06	140,64	191,59	191,30
KN/m <sup>2</sup> )	138,03	137,9	187,31	187,40
$\sigma_{\text{moy}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	140,30	139,96	190,52	190,33
$\sigma_{\text{adm}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	200	200	200	200
$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{adm}}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

### VI.3.3. Vérification de la stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques) il y a développement d'un moment renversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique a la base du bâtiment.

$T_0$  : L'effort tranchant a la base du bâtiment.

$h$  : profondeur de l'infrastructure  $h = 3\text{m}$

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0,8G + E$ .
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison  $G + Q + E$ .

**1-Vérification de renversement : 0,8G + E****Tableau (VI-3) : Vérification de renversement**

	0,8G+E	
	Longitudinale	Transversale
N (KN)	14256,6	14256,6
M (KN.m)	925,26	925,26
V (m)	27,21	4,28
I (m <sup>4</sup> )	5867, 8	11253, 6
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	42,32	42,32
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	40,07	40,07
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	41,76	41,76
$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	200	200
$\sigma_{moy} < \sigma_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée

**2- Vérification de soulèvement : G+Q+ E****Tableau (VI-4) : Vérification de soulèvement**

	G+Q+E	
	Longitudinale	Transversale
N (KN)	20516,56	20516,56
M (KN.m)	1298,59	1298,59
V (m)	38,52	7,55
I (m <sup>4</sup> )	5867, 8	11253, 6
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	60,76	60,76
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	57,68	57,68
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	59,99	59,99
$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	200	200
$\sigma_{moy} < \sigma_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée

**3- Vérification la stabilité au renversement selon RPA :**

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales}).$$

$$\text{Sens longitudinale : } e = 0,03 \text{ m} < \frac{L_{x \max}}{4} = \frac{24,10}{4} = 6,03 \text{ m} \dots\dots \text{C.V}$$

Sens transversal : 
$$e = 0,02 \text{ m} < \frac{L_{y \max}}{4} = \frac{18,40}{4} = 4,6 \text{ m} \dots\dots \text{C.V}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

#### VI.4. Ferrailage du radier:

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

##### VI.4.1. Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de 1ml de largeur et ont pour valeurs :

- ✓ dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- ✓ dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des  $\mu_x, \mu_y$  ont fonction de ( $\Gamma = L_x / L_y$ )

On distingue deux cas :

$0 < \Gamma < 0,4 \Rightarrow$  la dalle porte sur un sens.

$0,4 < \Gamma < 1 \Rightarrow$  la dalle porte sur deux sens.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)
  - Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$ )
  - Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$ )
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive
  - Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$ )
  - Moment sur appuis : ( $M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,3 \cdot M_y$ )

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où  $L_x$  est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à « 0,40 »

#### VI.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

##### a- Les sollicitations :

➤ **ELU:**  $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q$ .

$$N_U = 66121,04 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**  $N_S = N_G + N_Q$

$$N_S = 48679,02 \text{ KN}$$

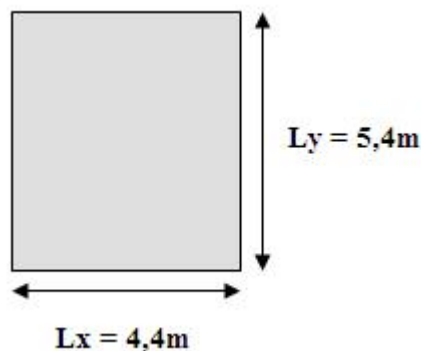
##### b- Les valeurs des charges ultimes :

➤ **ELU :**  $Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 188,34 \text{ KN/m}^2$

➤ **ELS :**  $Q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 138,66 \text{ KN/m}^2$

#### VI.4.3. Calcul du ferrailage longitudinal :

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{5,4} = 0,8 > 0,4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



**Figure .VI-5 :** Le panneau le plus sollicité.

➤ **Les efforts a L'ELU :**

**Sens x-x**

$$\mu_x = 0,056 \dots \dots \dots \text{BAEL91/VER99 (P159)}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 204,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 153,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 102,1 \text{ KN.m}$$

**Sens y-y**

$$\mu_y = 0,595 \dots \dots \dots \text{BAEL91/VER99 (P159)}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 121,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 91,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 60,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts a L'ELS:**

**Sens x-x**

$$\mu_x = 0,056$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 150,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 112,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 75,17 \text{ KN.m}$$

**Sens y-y**

$$\mu_y = 0,595$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 89,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 67,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 44,73 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage :**

▪ **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit côté :  $A_{y \min} \quad 8h = 6,8 \text{ cm}^2$

Suivant le grand côté :  $A_{x \min} \quad 8h [(3- )/2] = 7,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{f_e} = 9,23 \text{ cm}^2$$

▪ **Espacement maximal :**

$S_{tx} \quad \min (33 \text{ cm}, 3h_f) \rightarrow S_{tx} = 15 \text{ cm}$

$S_{ty} \quad \min (45 \text{ cm}, 4h_f) \rightarrow S_{ty} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$

• **Calcul les armatures à L'ELU :**



Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau (VI-5) : Le ferrailage a L'ELU**

	Sens longitudinale		Sens transversale	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
$M_u$ (KN.m)	153,14	102,1	91,12	60,75
$\mu_{bu}$	0,016	0,011	0,0093	0,0062
$\mu_{bu} < 0.186$	Oui	Oui	Oui	Oui
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5,81	3,86	3,44	2,29
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	9,23	9,23	9,23	9,23
$A_s$ adoptée	10,78	10,78	10,78	10,78
Choix des barres	7T14	7T14	7T14	7T14

- **Calcul les armatures à L'ELS : fissuration préjudiciable**

**Tableau (VI-6) : Le ferrailage a L'ELS**

	Sens longitudinale		Sens transversale	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
$M_{ser}$ (KN.m)	112,75	75,17	67,09	44,73
$\gamma$	0,484	0,484	0,484	0,484
$\overline{M}_{rb}$ (KN.m)	177,7	177,7	177,7	177,7
$\overline{M}_{rb} > M_{ser}$	Oui	Oui	Oui	Oui
$Z_b$	0,64	0,64	0,64	0,64
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4,26	2,84	2,53	1,69
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	9,23	9,23	9,23	9,23
$A_s$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	10,78	10,78	10,78	10,78
Choix des barres	7T14	7T14	7T14	7T14

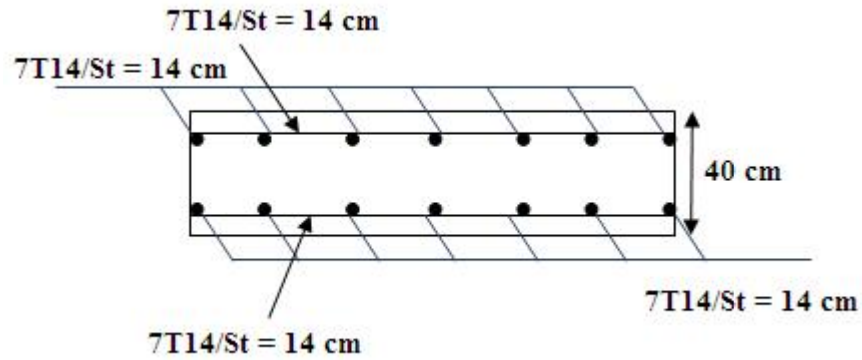


Figure .VI-6 : Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m

### VI.5. Etude le débord de radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $l = 0,5\text{m}$  le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur  $b=1\text{m}$

Le ferrailage sera fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable.

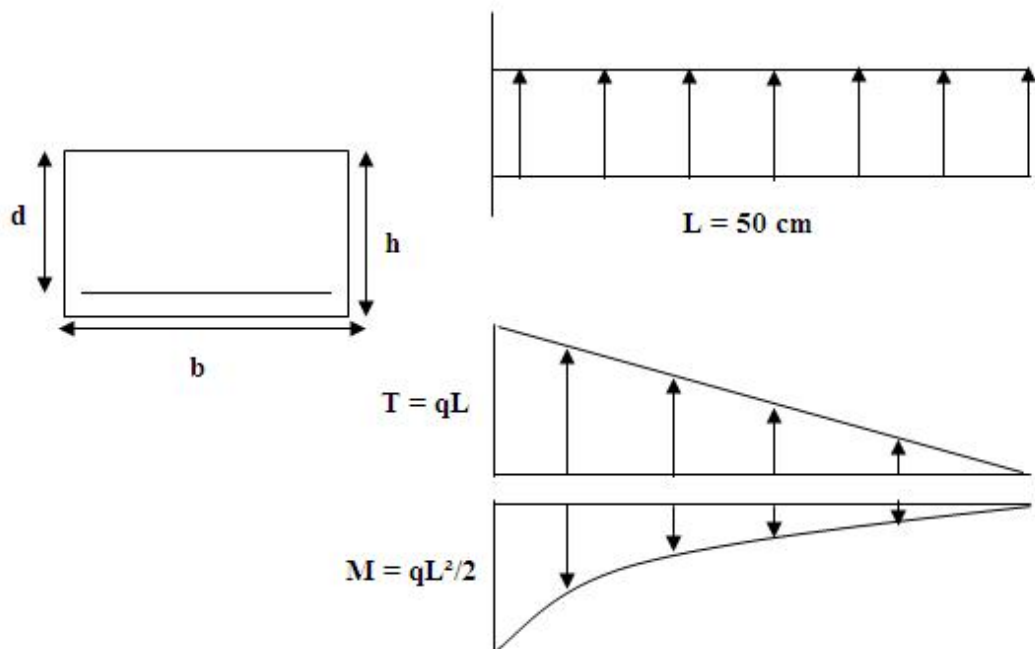


Figure .VI-7 : Représentation schématique de débord.

**1) Ferrailage du débord :**

$$b = 1\text{m}$$

$$h = 85\text{cm}$$

$$d = 77\text{cm}$$

$$l = 0,5\text{m}$$

$$q_u = 188,34 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$q_{ser} = 138,66 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

**➤ Calcul à L'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 23,54 \text{ KN.m}$$

**Tableau (VI-8) :** Calcul le ferrailage du débord à L'ELU

$M_u$ (KN.m)	$d$ (m)	$\sim_{bu}$	$\sim_{lu}$	$Z_b$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
23,54	0,77	0,0025	0,285	0,80	0,89

**➤ Calcul à L'ELS :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 17,33 \text{ KN.m}$$

**Tableau (VI-9) :** Calcul le ferrailage du débord à L'ELS

$M_s$ (KN.m)	$d$ (m)		$\overline{M}_{rb}$ (KN.m)	$Z$ (m)	$A_s$
17,33	0,77	0,484	177,7	0,64	0,65

**2) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,3 \text{ cm}^2$$

**✓ Choix des barres de débord :****Tableau (VI- 10) :** Choix des barres de débord

$A_s$ (ELU) cm <sup>2</sup>	$A_s$ (ELS) cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Esp. (cm)
0,89	0,65	9,3	7T14 (A=10,78cm <sup>2</sup> )	15

### 3) Ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

➤ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$\text{➤ } \bar{f}_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{f}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\alpha_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

$V_u$ : effort tranchant maximum à l'ELU.

$$V_u = q_U \times L = 0,188 \times 0,5 = 0,094 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u = \frac{0,094}{1 \times 0,77} = 0,122 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,122 \text{MPa} \leq \bar{f}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

La vérification au cisaillement est vérifiée donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## VI.6. Calcul les armatures des nervures :

Les nervures sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_r = 85 \text{cm} \\ b = 55 \text{cm} \quad (0,3 h \leq b \leq 0,7 h). \end{cases}$$

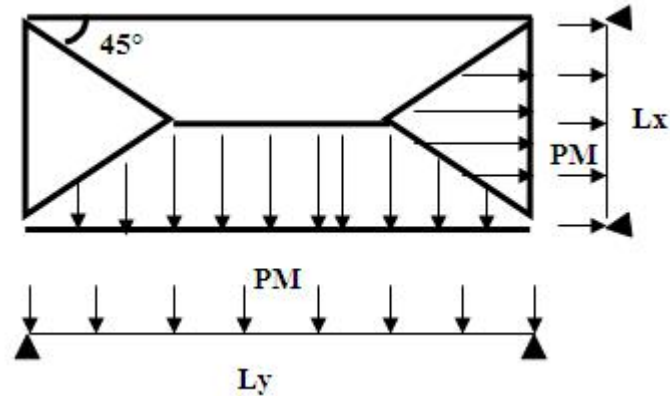
Tel que la largeur du poteau le plus large est 50 cm.

Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations on utilise la méthode des lignes de rupture.

### VI.6.1 Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de  $45^0$  avec les rives du panneau.
- ou parallèles à son grand coté.



**Figure .VI-8 :** Transmission des charges des dalles aux poutres

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :  $P_M$  : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de  $P_M$  sont les suivants :

$$\text{Trapèze : } P_M = \left(1 - \frac{r^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2} \quad r = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

$$\text{Triangle : } P_M = \frac{PL_x}{3}$$

### 1- Charges et surcharges :

- Réaction du sol qui est égal à :  $Q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 138,66 \text{ KN} / m^2$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 188,34 \text{ KN} / m^2$$

- Poids de la dalle qui égal à :

$$\rho_{\text{béton}} \times \text{hauteur de la dalle} = 25 \times 0,4 \times 1 = 10 \text{ KN} / ml$$

- Poids propre de la nervure qui est égal à :

$$\rho_{\text{béton}} \times b \times h_p = 25 \times 0,55 \times 0,5 = 6,88 \text{ KN} / m$$

La dalle qui travaille dans les deux sens donc la transmission des charges se fait comme suit :

- La petite portée supporte une charge triangulaire de valeur égal à :  $P_M = \frac{PL_x}{3}$

- La grande porté supporte une charge trapézoïdale de valeur égal à :

$$P_M = \left(1 - \frac{r^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$$

Après calcul on a obtenu les sollicitations suivantes :

✓ **Sens longitudinale :**

ELS:  $P_M = 239,97$  KN/m; ELU:  $P_M = 325,95$  KN/m.

✓ **Sens transversale :**

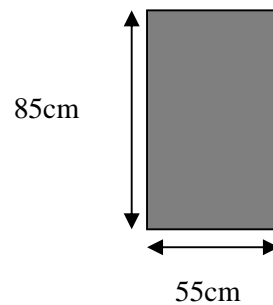
ELS:  $P_M = 203,37$  KN/m; ELU:  $P_M = 276,23$  KN/m.

**2- Calcul du ferrailage :**

- **Sens longitudinale :** nous ferrillons une section ( $h \times b$ ) dont les dimensions sont :

$h = 85$  cm.

$b = 55$  cm.



**Figure .VI-9 :** Dimensions de la nervure.

- **Sens transversale :** nous ferrillons une section ( $h \times b$ ) dont les dimensions sont :

$h = 85$  cm.

$b = 55$  cm.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau (VI-11) : Ferrailage des nervures à l'ELU**

	Sens longitudinale		Sens transversale	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN .m)	396,03	792,06	222,64	445,28
$\mu_{bu}$	0,087	0,174	0,049	0,098
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	oui	oui	oui	oui
$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
$\alpha$	0,11	0,24	0,06	0,13
Z (m)	0,73	0,69	0,75	0,73
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	15,62	33,04	8,59	17,67
$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,08	5,08	5,08	5,08

### 3- Choix des barres :

La section en prendre et celle correspondant au maximum des valeurs calculées à l'ELU et la condition de non fragilité:

**Tableau (VI-12) : Choix des armatures des nervures**

	Sens longitudinale		Sens transversale	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	15,62	33,04	8,59	17,67
$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	20,61	33,17	14,2	20,61
Choix des barres	4T20+4T16	8T20+4T16	4T16+4T14	4T20+4T16

### 4- Les vérifications :

#### 4-1- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilités pour les éléments soumis à la flexion composée exige que :

$$A_{CNF} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_c} = 5,08\text{cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

#### 4-2- Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que:

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1180,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

### 5- Les armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversale :**

Il est définie par :

$$t \geq \frac{1}{3} L_{max} = \frac{1}{3} \times 20 = 6,67 \text{ mm}$$

$$t \geq 6,67 \text{ mm}$$

$$t = \min \left( \frac{h}{35}, \min \left( \frac{b}{10} \right) \right)$$

On prend  $t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement minimal :**

Selon le **BAEL91** :  $S_t = \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (76,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

Selon le **RPA 2003** :

✓ en zone nodale et en travée  $S_t = \min (h / 4, 12\phi_l) = 21,25 \text{ cm}$

✓ en dehors de la zone nodale  $S_t = h / 2 = 42,5 \text{ cm}$

On prend :

✓ en zone nodale :  $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ en zone courante :  $S_t = 30 \text{ cm}$

### 6- Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\tau_{bc} = KY$ )

Sens x -x :



**Tableau (VI-13) : Vérification des contraintes**

	M ser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MN/m <sup>3</sup> )	$\dagger_{bc}$ (MPa)	$\dagger_{bc}^-$ (MPa)	$\dagger_s$ (MPa)	$\dagger_s^-$ (MPa)	obs
Travée	291,56	11,34	13,16	1,45.10 <sup>6</sup>	12	3,79	15	178,2	201,63	C.V
appui	583,13	23,58	17,93	1,98.10 <sup>6</sup>	18,28	6,85	15	194,2	201,63	C.V

**Sens y -y :****Tableau (VI-14) : Vérification des contraintes**

	M ser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MN/m <sup>3</sup> )	$\dagger_{bc}$ (MPa)	$\dagger_{bc}^-$	$\dagger_s$ (MPa)	$\dagger_s^-$ (MPa)	obs
Travée	164,05	6,28	9,16	1,45.10 <sup>6</sup>	23,54	6,64	15	126,91	201,63	C.V
appui	328,10	12,82	17,93	2,13.10 <sup>6</sup>	19,89	7,33	15	185,8	201,63	C.V

## ❖ Schéma de ferrailage :

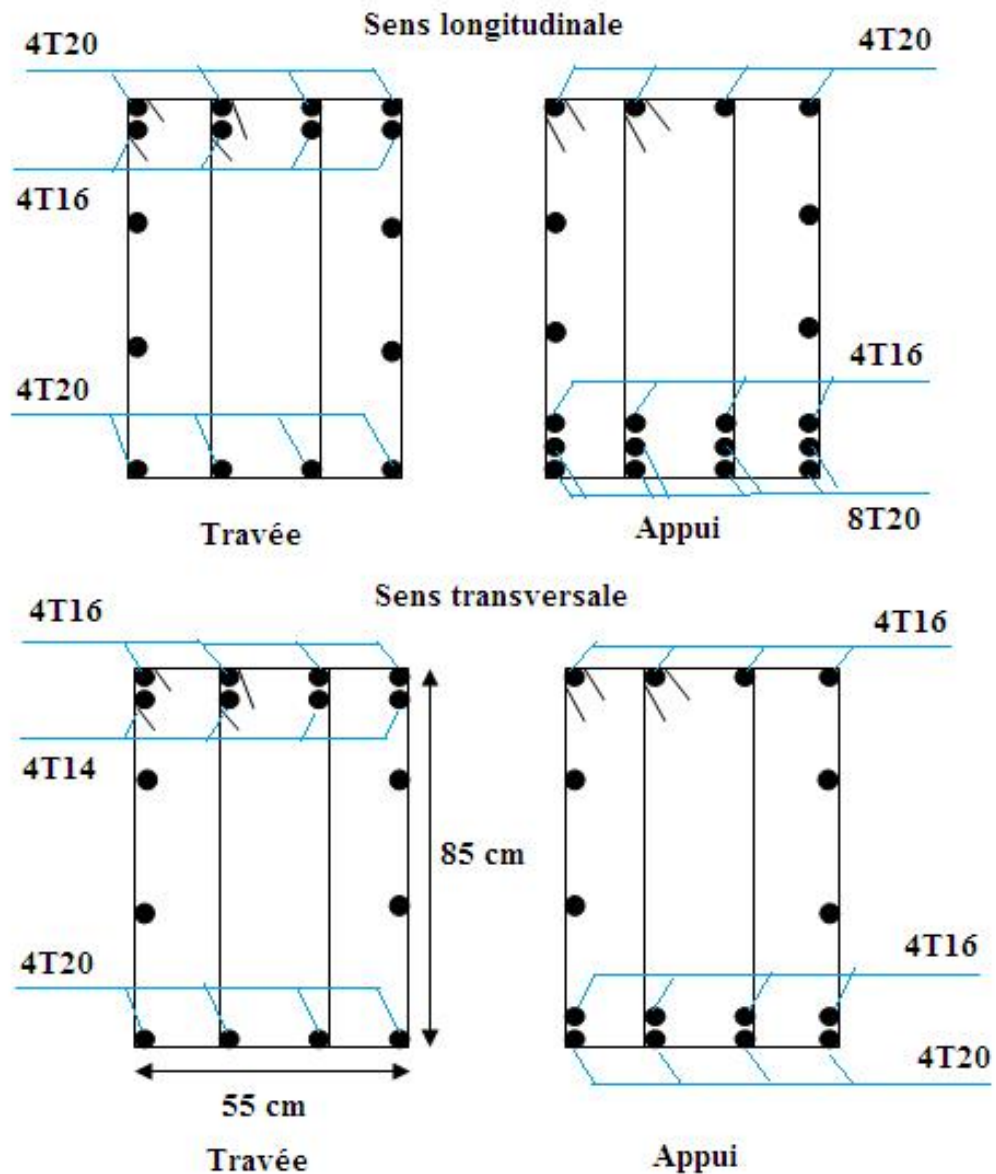


Figure .VI-10 : Schéma de ferrailage des nervures.

**VI.7. Etude du voile périphérique :**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

**VI.7.1 Pré dimensionnement :**

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ❖ Epaisseur  $e$  15cm
- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes.

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ❖ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ❖ La longueur de recouvrement est de 50Ø avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

### VI.7.2 Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable, ( $L_x=3,00\text{m}$  ;  $L_y=5,40\text{m}$  ;  $e=15\text{ cm}$ ).

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). La charge de poussées des terres est données par :

$$Q=A \cdot H$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

: Poids spécifique des terres ( $\gamma_h=21.90\text{KN/m}^3$ ).

H : Hauteur du voile ( $H=3.00\text{m}$ ).

$$\xi = 40^\circ \Rightarrow A = f(\xi) = \text{tg}^2\left(\frac{f}{4} - \frac{\xi}{2}\right) = 0,2116$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma_h \cdot H = 13,90\text{KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 18,77\text{kN/ml}$$

### VI.7.3 Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

**Tableau (VI-15) : Calcul des moments**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (KN/m)	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
3,00	5,40	0,55	0,088	0,25	18,77	14,87	3,72	12,64	3,16	7,44

**VI.7.4 Calcul du ferrailage :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=18\text{cm}$  ;  $d=16,20\text{cm}$  ;  $f_{bc}=14,17\text{MPa}$

(Méthode de calcul voir annexe I) :

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau (VI-16) : Ferrailage du voile périphérique**

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$		Z (cm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
Travée	x-x	12,64	0,049	0,063	13,16	2,40	5T10	3,93	20
	y-y	3,16	0,012	0,015	13,42	0,59	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	7,44	0,029	0,037	13,30	1,40	5T10	3,93	20
	y-y	1,60	0,006	0,008	13,45	0,30	5T10	3,93	20

**VI.7.5 Vérifications nécessaires :**

❖ Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm (12cm e 30cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \dots_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \dots_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{3,00}{5,40} \right) \frac{100 \cdot 15}{2} = 1,47 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x = 3,93 \text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,47 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y = 3,93 \text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,20 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 26,93\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 18,77\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 26,93\text{KN}$$

$$\sigma_u = \frac{26,93 \cdot 10^3}{1000 \times 162} = 0,17\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

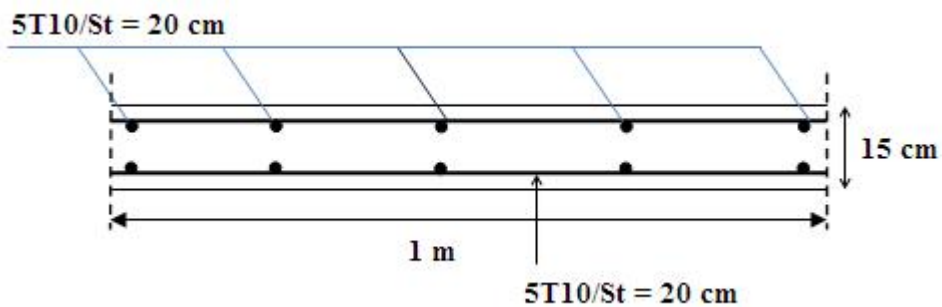
Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau (V-17) : Calcul des moments**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (KN/m)	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
3,00	5,40	0,55	0,088	0,25	13,90	11,01	2,75	9,36	2,34	5,51

**Tableau (V-18) : Vérification des contraintes à l'ELS**

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\tau_{st}$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	9,36	3,93	8,45	24095,2	1,65	69,61	vérifiée
	y-y	2,34	3,93	8,45	24095,2	1,16	18,25	vérifiée
Sur appuis	x-x	5,51	3,93	8,45	24095,2	1,37	43,65	vérifiée
	y-y	1,60	3,93	8,45	24095,2	1,48	15,88	vérifiée



**Figure .VI-11 : Ferrailage du voile périphérique.**



*Conclusion*

*Général*

---

---

## *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 du 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'ETABS 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 future.

---

---



---

---

## *Référence bibliographique*

### *Règlements:*

- ❖ **RPA99** : règles parasismiques algériennes 99 version 2003.
- ❖ **BAEL91** : béton armé aux états limite 91 modifié 99 (France).
- ❖ **CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé (Algérie).
- ❖ **DTR.C.2.2** : document technique réglementaire charge permanentes et charge d'exploitation.
- ❖ **DTR-BC 233.1**: règles de calcul des fondations superficielles.

### *Livre:*

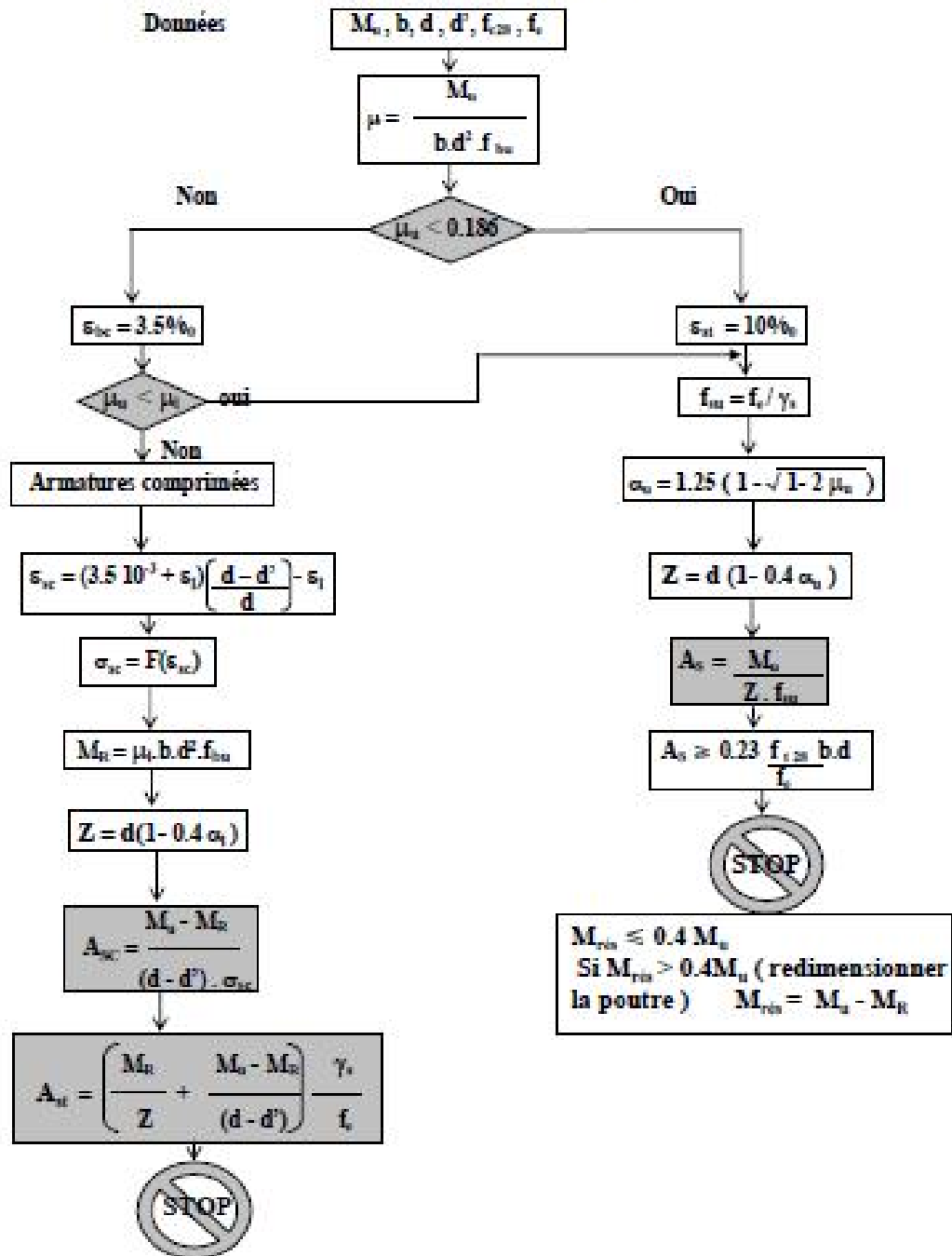
- ❖ Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Mr: Jean Pierre Mougins).
  - ❖ Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait).
  - ❖ Béton armé guide de calcul (Mr : H. Renaud et J.Lamirault).
  - ❖ Formulaire de béton armé (Mr : Davidovici).
  - ❖ Mr: Thonier Henry (tome6).
  
  - ❖ Mémoires.
- 
-



# Annexe A

## FLEXION SIMPLE ( E.L.U )

### SECTION RECTANGULAIRE



---

# **Annexes**

---