



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا



Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre :

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment à usage multiple  
(Sous-sol +R.D.C + 8 étages)**

Présenté par :

1. BANAMRA SARA
2. YOUSFI IMENE

Soutenu le 15 /09 / 2022 devant le jury composé de :

Président : Mme LAREDJ NADIA

Examineur : Mr BAHAR SADEK

Encadreur : Mr MEHALA TEWFIK

Année Universitaire : 2021 / 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*In the name of Allah ,the Beneficent ,the Merciful*

# REMERCIEMENTS

*Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude*

*Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Monsieur MEHALA TEWFIK, qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.*

*Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.*

*Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université ABDZLAHID IBN BADIS faculté de génie civil.*

# *Dédicace*

*Je dédie cet humble travail*

*A les plus chers au monde*

*Mes grands-parents, celles qui sont la joie de ma vie, la cause de mon  
Existence, grâce à ses encouragements, ses confiances et ses soutiens*

*Pendant toute la vie.*

*Que dieu garde mes grands-parents et les protège.*

*Comme je dédie ce travail à mes meilleurs frères.*

*Même je dédie cette mémoire à tous mes amies et bien sûr à la plus*

*Chère qui et ma binôme Imane et sa famille.*

# *Dédicace*

*Je dédie cet humble travail*

*A les plus chers au monde*

*Mes parents, celles qui sont la joie de ma vie, la cause de mon  
Existence, grâce à ses encouragements, ses confiances et ses soutiens*

*Pendant toute la vie.*

*Que dieu garde mes parents et les protège.*

*Comme je dédie ce travail à mes frères.*

*Même je dédie cette mémoire à tous mes amies et bien sûr à la plus*

*Chère qui et ma binôme Sara et sa famille.*

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (d'habitation et commercial) constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée + (08) étages, implanté à AL-Hachem dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E. L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق تحت الارض+ طابق أرضي+8طوابق بالحشم ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99 2003 version, BAEL91) Modifié99) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم :

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية) الأعمدة،الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات )

**الكلمات المفتاحية:** RPA99V2003,ROBOT 2014, الخرسانة المسلحة، الدراسة الديناميكية,BAEL91

معدل 99

## Abstract

This Project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (08) floors, located in AL-Hachem in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS Nonlinear 16 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

**Key words :** Building, Reinforced concrete, ROBOT 2014, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.



## Sommaire

<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE</b> .....	01
<b>Chapitre I : GÉNÉRALITÉ</b>	
<b>I.1. Présentation de l'ouvrage</b> .....	02
<b>I.2. Caractéristiques générales</b> .....	02
<b>I.2.1 Caractéristiques géométriques</b> .....	02
<b>I.2.2 Caractéristiques géotechniques du sol</b> .....	03
<b>I.3. Description structurale</b> .....	04
<b>I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux</b> .....	06
<b>I.4.1 Le béton</b> .....	06
<b>I.4.2 L'acier</b> .....	10
<b>I.5. Les hypothèses de calcul</b> .....	11
<b>Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT</b>	
<b>II.1. Introduction</b> .....	13
<b>II.2. Pré dimensionnement des poutres</b> .....	13
<b>II.2.1. Poutres principales</b> .....	14
<b>II.2.2. Poutres secondaires</b> .....	14
<b>II.3. Pré dimensionnement des planchers</b> .....	15
<b>II.3.1. Planches à corps creux</b> .....	16
<b>II.3.2. Planches à dalle pleine</b> .....	17
<b>II.4. Descente de charges</b> .....	18
<b>II.4.1. Plancher terrasse inaccessible</b> .....	18
<b>II.4.2. Plancher étage courant</b> .....	19
<b>II.4.3. Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous-sol)</b> .....	19
<b>II.5. Pré dimensionnement des poteaux</b> .....	20
<b>II.6. Pré dimensionnement des voiles</b> .....	30

II.6.1. Voiles de contreventement.....	30
II.6.2. Voiles périphériques .....	31

### **Chapitre III : ETUDES DES PLANCHERS**

III.1. Introduction .....	32
III.2. Plancher à corps creux.....	32
III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles.....	32
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression .....	34
III.2.3. Evaluation de la charge .....	35
III.2.4. Méthode de calcul .....	36
III.2.4.1. Méthode de Caquot minoré.....	37
III.2.4.2. Méthode de forfaitaire .....	38
III.2.4.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	39
III.2.5. Détermination des armatures .....	56
III.2.5.1. Calcul des armatures transversales.....	61
III.2.5.2. Vérification de la flèche.....	63
III.3. Plancher à la dalle pleine. ....	68
III.3.1. Méthode de calcul .....	68
III.3.2. Evaluation des charges et sollicitations.....	70
III.3.3. Application .....	75
III.3.4. Calcul du ferrailage de la dalle pleine .....	79
III.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement .....	86
III.3.6. Vérification de la flèche .....	87

### **Chapitre IV : ETUDEDES ELEMENTS SECONDAIRES**

IV.1. Etude des escaliers .....	92
IV.1.1. Définition .....	92
IV.1.2. Pré dimensionnement .....	94
IV.1.2.1. Contre marches .....	94
IV.1.2.2. L'inclinaison de la paillasse.....	94

IV.1.2.3. La longueur de la pailleasse.....	95
IV.1.2.4. Epaisseur de la pailleasse.....	96
IV.1.3. Descente de charges .....	96
IV.1.3.1. Volée.....	96
IV.1.3.1. Palier .....	97
IV.1.4. Calcul du ferrailage .....	101
IV.1.5. Poutre palier .....	106
IV.1.5.1. Pré dimensionnement .....	106
IV.1.5.2. Calcul du ferrailage.....	111
IV.2. Etude des balcons.....	121
IV.2.1. Epaisseur du balcon .....	121
IV.2.2. Descente de charges .....	121
IV.2.3. Vérification de la flèche .....	126
IV.3. Etude de l'acrotère.....	127
IV.3.1. Définition.....	127
IV.3.2. Calcul du ferrailage.....	128
IV.3.3. Détermination des sollicitations.....	128
IV.3.4. Détermination de la section des armatures.....	129
IV.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement.....	134

## **Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

V.1. Introduction .....	134
V.2. L'objectif de l'étude dynamique.....	134
V.3. Présentation du logiciel ROBOT .....	134
V.4. Niveau d'application de l'action sismique .....	135
V.5. Modélisation .....	135
V.5.1. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis .....	135
V.5.2. Modélisation de la rigidité.....	136
V.5.3. Modélisation de la masse .....	136

V.6. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques .....	136
V.6.1. Méthode statique équivalente .....	136
V.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale .....	137
V.6.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	138
V.7. Choix de la méthode de calcul.....	139
V.7.1. Critères de classification par RPA 99 version 2003 .....	139
V.7.2. Calcul du facteur d'amplification moyen D. ....	141
V.7.3. Périodes caractéristiques $T_1, T_2$ .....	141
V.7.4. Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ .....	141
V.7.5. Coefficient de comportement global de la structure R .....	142
V.7.6. Facteur de qualité Q .....	142
V.7.7. Estimation empirique de la période fondamentale .....	143
V.8. Résultats de L'analyse dynamique par ROBOT .....	146
V.8.1. Nombre de modes à considérer.....	148
V.8.2. Coefficient d'accélération de zone A.....	149
V.8.3. Poids total de la structure.....	149
V.8.4. Calcul de la force sismique totale.....	149
V.8.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	150
V.9. Caractéristique géométriques et massique de la structure.....	150
V.9.1. Détermination des masses et centres de masse par étage.....	150
V.9.2. Détermination de centre de torsion .....	150
V.9.3. Calcul de l'excentricité.....	151
V.9.4. Vérification des déplacements.....	152
V.9.5. Vérification de l'effet $p-\Delta$ .....	155
V.9.6. Calcul de la force sismique selon la hauteur.....	156

## Chapitre VI : ETUDEDES PORTIQUES

VI.1. Introduction.....	158
VI.2. Définition.....	158
VI.3. Ferrailage des portiques.....	158
VI.3.1. Combinaisons d'actions.....	158
VI.3.2. Ferrailage des poutres.....	159
VI.3.3. Etude des poteaux.....	171
VI.3.3.1. Combinaisons des charges .....	172

VI.3.3.2. Principe de calcul .....	172
VI.3.3.3. Ferrailage des poteaux .....	172

## **Chapitre VII : ETUDE DES VOILES**

VII.1. Introduction .....	220
VII.2. Ferrailage des voiles de contreventement .....	220
VII.2.1. Les armatures verticales .....	220
VII.2.2. Les armatures horizontales .....	222
VII.3. Etude des voiles périphériques .....	232
VII.3.1. Détermination des sollicitations .....	232

## **Chapitre VIII : ETUDE DES FONDATION**

VIII.1. Introduction.....	242
VIII.1.1. Choix du type de fondation.....	242
VIII.1.2. Types de fondations.....	242
VIII.1.3. Les combinaisons d'action.....	242
VIII.2.Calcul des semelles .....	243
VIII.2.1.Dimensionnement.....	243
VIII.2.2. Pré dimensionnement .....	243
VIII.3. Etude du radier .....	244
VIII.3.1.Pré dimensionnement du radier.....	244
VIII.3.2.Pré dimensionnement des poutres .....	248
VIII.3.3. Détermination des sollicitations .....	249
VIII.4. Ferrailage du radier .....	255
VIII.4.1. Ferrailage de la dalle .....	255
VIII.4.2. Ferrailage du débordement .....	265
VIII.5.Ferrailage des poutres de redressement (Libages).....	265
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>281</b>

## Liste des figures

### Chapitre I

<b>FigureI.1</b> : Localisation du projet.....	02
<b>FigureI.2</b> : Dimension de la structure.....	03
<b>FigureI.3</b> : Plancher à corps creux .....	04
<b>FigureI.4</b> : Plancher dalle pleine .....	05
<b>FigureI.5</b> : Escalier à paillasse porteuse .....	05
<b>FigureI.6</b> : Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de $f_{cj}$ .....	08
<b>FigureI.7</b> : Diagramme parabole rectangle des contrainte déformation du béton .....	08
<b>FigureI.8</b> : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	09
<b>FigureI.9</b> : Diagramme contrainte déformation d'acier .....	11

### Chapitre II

<b>FigureII.1</b> : Dimensions d'une poutre.....	13
<b>FigureII.2</b> : Section transversale d'une poutre .....	13
<b>FigureII.3</b> : Section transversal d'une poutre principale.....	14
<b>FigureII.4</b> : Section transversal d'une poutre secondaire.....	15
<b>FigureII.5</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	16
<b>FigureII.6</b> : Plancher à corps creux .....	16
<b>FigureII.7</b> : Dimension d'un panneau de dalle .....	17
<b>FigureII.8</b> : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible corps creux .....	18
<b>FigureII.9</b> : Coupe transversale du plancher étage courant .....	19
<b>FigureII.10</b> : Coupe transversale du plancher haut sous-sol.....	19
<b>FigureII.11</b> : Schéma de la loi de dégression.....	21
<b>FigureII.12</b> : Schéma représentatif d'un étage courant .....	21
<b>FigureII.13</b> : Surface afférente au poteau la plus sollicité.....	24
<b>FigureII.14</b> : Schéma représentatif d'un étage.....	26
<b>FigureII.15</b> : Coupe sur voile en élévation .....	30

### Chapitre III

<b>FigureIII.1</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	32
<b>FigureIII.2</b> : Schéma des poutrelles .....	33
<b>FigureIII.3</b> : Section de calcul .....	33
<b>FigureIII.4</b> : Schéma statique d'une poutre continue.....	37
<b>FigureIII.5</b> : Digramme des moments fléchissant et efforts tranchant .....	49
<b>FigureIII.6</b> : Section de calcul .....	57
<b>FigureIII.7</b> : Section de calcul en travée .....	57
<b>FigureIII.8</b> : Section de calcul en appui.....	60
<b>FigureIII.9</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	62
<b>FigureIII.10</b> : Section de calcul .....	66
<b>FigureIII.11</b> : Dimension d'un panneau de dalle.....	69
<b>FigureIII.12</b> : Enrobage.....	69
<b>FigureIII.13</b> : Les panneaux de notre structure .....	72
<b>FigureIII.14</b> : Panneau continu au-delà de ses appuis .....	73
<b>FigureIII.15</b> : Panneau de rive dont un appui assure un encastrement partiel .....	74
<b>FigureIII.16</b> : Le panneau le plus sollicité .....	75
<b>FigureIII.17</b> : Schéma statique de panneau (12).....	75
<b>FigureIII.18</b> : Section de calcul en travée (x-x).....	79
<b>FigureIII.19</b> : Section de calcul en appui (x-x) .....	81
<b>FigureIII.20</b> : Section de calcul en travée (y-y).....	83
<b>FigureIII.21</b> : Section de calcul en appui (y-y) .....	84
<b>FigureIII.22</b> : Coordonnée de centre de gravité.....	89
<b>FigureIII.23</b> : Ferrailage de la dalle pleine.....	91

## Chapitre IV

<b>FigureIV.1</b> : Vue en plan de cage d'escaliers .....	92
<b>FigureIV.2</b> : Coupe sur la cage d'escaliers .....	92
<b>FigureIV.3</b> : Vue en plan de cage d'escaliers .....	93
<b>FigureIV.4</b> : Coupe sur paillasse .....	94
<b>FigureIV.5</b> : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos.....	96
<b>FigureIV.6</b> : Schéma statique pour calcul des efforts .....	97
<b>FigureIV.7</b> : Diagramme de moment fléchissant à ELU .....	98
<b>FigureIV.8</b> : Schéma statique pour calcul des efforts .....	99
<b>FigureIV.9</b> : Diagramme de moment fléchissant à ELS.....	100
<b>FigureIV.10</b> : Section de calcul de la paillasse en travée .....	100
<b>FigureIV.11</b> : Section de calcul de la paillasse en appuis .....	102
<b>FigureIV.12</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	104
<b>FigureIV.13</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .....	104
<b>FigureIV.14</b> : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.....	105
<b>FigureIV.15</b> : Section transversale d'une poutre.....	106
<b>FigureIV.16</b> : Coupe de la poutre.....	107
<b>FigureIV.17</b> : Schéma statique de la poutre palier .....	108
<b>FigureIV.18</b> : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU .....	108
<b>FigureIV.19</b> : Diagramme de Moment fléchissant à l'ELS .....	109
<b>FigureIV.20</b> : Section de calcul de la poutre en travée.....	110
<b>FigureIV.21</b> : Section de calcul de la poutre en appuis .....	111
<b>FigureIV.22</b> : Section de calcul .....	113
<b>FigureIV.23</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	115
<b>FigureIV.24</b> : Armatures longitudinales et transversales .....	116
<b>FigureIV.25</b> : Dessin de ferrailage de la poutre palier en travée .....	119
<b>FigureIV.26</b> : Dessin de ferrailage de la poutre palier en appuis.....	119
<b>FigureIV.27</b> : Coupe sur le balcon .....	120
<b>FigureIV.28</b> : Enrobage .....	121
<b>FigureIV.29</b> : Schéma statique du balcon.....	121



<b>FigureIV.30</b> : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.....	122
<b>FigureIV.31</b> : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS .....	122
<b>FigureIV.32</b> : Section de calcul.....	123
<b>FigureIV.33</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	125
<b>FigureIV.34</b> : Schéma de ferrailage balcon .....	126
<b>FigureIV.35</b> : Dimension de l'acrotère et schéma statique.....	127
<b>FigureIV.36</b> : Section de calcul.....	128
<b>FigureIV.37</b> : Position de centre de pression .....	129
<b>FigureIV.38</b> : Position de centre de pression .....	130
<b>FigureIV.39</b> : Ferrailage de l'acrotère .....	133

## Chapitre V

<b>FigureV.1</b> : Interface de Robot .....	135
<b>FigureV.2</b> : Diagramme spectre de réponse.....	143
<b>FigureV.3</b> : Mode 1 translation sur (y-y).....	147
<b>FigureV.4</b> : Mode 2 translation sur (x-x).....	148
<b>Figure V.5</b> : Mode 3 rotation.....	148

## Chapitre VI

<b>FigureVI.1</b> : Section de calcul en travée. ....	161
<b>FigureVI.2</b> : Section de calcul en appuis.....	163
<b>FigureVI.3</b> : Armatures transversales .....	166
<b>FigureVI.4</b> : Schéma de ferrailage en travée d'une poutre principale .....	169
<b>FigureVI.5</b> : Schéma de ferrailage en appuis d'une poutre principale.....	169
<b>FigureVI.6</b> : Schéma de ferrailage en travée d'une poutre secondaire .....	170
<b>FigureVI.7</b> : Schéma de ferrailage en appuis d'une poutre secondaire.....	170
<b>FigureVI.8</b> : Sollicitation sur les poteaux.....	171
<b>FigureVI.9</b> : Section de calcul du poteau .....	173
<b>FigureVI.10</b> : Zone nodale [RPA/2003.Figure.7.2].....	173

<b>FigureVI.11</b> : Armatures transversales dans la zone de recouvrement .....	175
<b>FigureVI.12</b> : Section de calcul .....	178
<b>FigureVI.13</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	180
<b>FigureVI.14</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	183
<b>FigureVI.15</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	186
<b>FigureVI.16</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	189
<b>FigureVI.17</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	192
<b>FigureVI.18</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	195
<b>FigureVI.19</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	198
<b>FigureVI.20</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	201
<b>FigureVI.21</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	204
<b>FigureVI.22</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	207
<b>FigureVI.23</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	210
<b>FigureVI.24</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale .....	213
<b>FigureVI.25</b> : Ferrailage des poteaux (45x45) .....	218
<b>FigureVI.26</b> : Ferrailage des poteaux (40x40) .....	218
<b>FigureVI.27</b> : Ferrailage des poteaux (35x35) .....	219
<b>FigureVI.28</b> : Ferrailage des poteaux (30x30) .....	219
<b>Chapitre VII</b>	
<b>FigureVII.1</b> : Les sollicitation de calcul d'un voile .....	221
<b>FigureVII.2</b> : Les sections de calcul .....	221
<b>FigureVII.3</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	222
<b>FigureVII.4</b> : Section du calcul de voile suivant l'axe xx .....	223
<b>FigureVII.5</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversales .....	224
<b>FigureVII.6</b> : Section du calcul de voile suivant l'axe yy .....	227
<b>FigureVII.7</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversales .....	227
<b>FigureVII.8</b> : Dessin du ferrailage du voile de contreventement .....	231
<b>FigureVII.9</b> : Schéma des contraintes de voile périphérique .....	233
<b>FigureVII.10</b> : Schéma panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel .....	234

<b>FigureVII.11</b> : Enrobage .....	236
<b>FigureVII.12</b> : Section de calcul en travée (x-x) .....	236
<b>FigureVII.13</b> : Section de calcul en travée (y-y) .....	238
<b>FigureVII.14</b> : Ferrailage du voile périphérique .....	241
<b>Chapitre VIII</b>	
<b>FigureVIII.1</b> : Semelle isolée .....	243
<b>FigureVIII.2</b> : Schéma statique du radier général .....	244
<b>FigureVIII.3</b> : Panneau la plus sollicité.....	245
<b>FigureVIII.4</b> : Dimension de la poutre.....	249
<b>FigureVIII.5</b> : Schéma des contraintes du sol .....	252
<b>FigureVIII.6</b> : L'encrage de la structure .....	255
<b>FigureVIII.7</b> : Schéma de panneau de la dalle .....	255
<b>FigureVIII.8</b> : Enrobage.....	257
<b>FigureVIII.9</b> : Section de calcul dans le sens xx .....	257
<b>FigureVIII.10</b> : Section de calcul dans le sens yy .....	257
<b>FigureVIII.11</b> : Schéma statique du débordement .....	265
<b>FigureVIII.12</b> : Section de calcul .....	265
<b>FigureVIII.13</b> : La répartition des charges sur une dalle portée par poutres .....	268
<b>FigureVIII.14</b> : Distribution des charges sur les poutres principales .....	268
<b>FigureVIII.15</b> : Distribution des charges sur les poutres secondaires .....	268
<b>FigureVIII.16</b> : Section du calcul .....	271
<b>FigureVIII.17</b> : Section du calcul en travée .....	272
<b>FigureVIII.18</b> : Section de calcul en appuis.....	275
<b>FigureVIII.19</b> : Armatures transversales .....	278
<b>FigureVIII.20</b> : Ferrailage d'une poutre principales en appuis et travée .....	280
<b>FigureVIII.21</b> : Ferrailage d'une poutre secondaires en appuis et travée .....	280
<b>FigureVIII.22</b> : Ferrailage de dalle de radier .....	280

## Liste des tableaux

### Chapitre I

<b>Tableau I.1:</b> Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.....	12
--	----

### Chapitre II

<b>Tableau II.1:</b> Tableau récapitulatif des sections des poutres.....	15
<b>Tableau II.2:</b> Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.....	20
<b>Tableau II.3:</b> Tableau de la dégression des surcharges d'exploitation.....	23
<b>Tableau II.4:</b> Tableau récapitulatif de cumules des charges.....	24
<b>Tableau II .5 :</b> Tableau récapitulatif de calcul des sections des poteaux de différents étages.....	27
<b>Tableau II.6:</b> Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V2003).....	28
<b>Tableau II.7:</b> Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	29

### Chapitre III

<b>Tableau III.1:</b> Evaluation des charges .....	35
<b>Tableau III.2 :</b> Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations.....	39
<b>Tableau III.3:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant .....	51
<b>Tableau III.4:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant .....	51
<b>Tableau III.5:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant .....	52
<b>Tableau III.6:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant .....	53
<b>Tableau III.7:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant .....	53
<b>Tableau III.8:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant.....	54
<b>Tableau III.9:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant.....	54
<b>Tableau III.10:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant.....	55
<b>Tableau III.11:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant.....	55
<b>Tableau III.12:</b> Les efforts trouves dans les différents types de poutrelles.....	56
<b>Tableau III.13:</b> les valeurs des efforts maximums .....	56
<b>Tableau III.14:</b> Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.....	68
<b>Tableau III.15 :</b> Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du RDC.....	78
<b>Tableau III.16:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	79
<b>Tableau III.17:</b> Tableau des efforts tranchants des panneaux du RDC.....	86

## **Chapitre IV :**

<b>Tableau IV.1 :</b> Tableau des moments .....	109
<b>Tableau IV.2:</b> Les charges et les moments agissant sur la poutre palière .....	117
<b>Tableau IV.3:</b> calcul d'armature de la poutre palière .....	117
<b>Tableau IV.4:</b> Les armatures de torsion de la poutre palière .....	118
<b>Tableau IV.5:</b> Les contraintes de cisaillement de la poutre palière .....	118

## **Chapitre V :**

<b>Tableau V.1 :</b> Coefficient d'accélération de zone A .....	139
<b>Tableau V.2 :</b> classification du site .....	140
<b>Tableau V.3:</b> Valeurs de $\zeta$ (%).....	141
<b>Tableau V.4 :</b> Valeurs de coefficient de comportement R .....	142
<b>Tableau V.5:</b> Pénalités du facteur de qualité $P_q$ .....	142
<b>Tableau V.6:</b> Valeur du coefficient $C_T$ .....	144
<b>Tableau V.7:</b> Ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode...146	
<b>Tableau V.8:</b> $\beta$ Valeurs du coefficient de pondération .....	149
<b>Tableau V.9:</b> Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité .....	151
<b>Tableau V.10:</b> Vérification des déformations .....	153
<b>Tableau V.11:</b> Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) sens xx .....	155
<b>Tableau V.12:</b> Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) sens yy .....	156
<b>Tableau V.13:</b> Disposition de la force sismique .....	157

## **Chapitre VI :**

<b>Tableau VI.1:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants .....	160
<b>Tableau VI.2:</b> Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires ...168	
<b>Tableau VI.3:</b> Tableau récapitulatif des sections des poteaux .....	176
<b>Tableau VI.4:</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts Tranchants. ....	177
<b>Tableau VI.5:</b> Tableau récapitulatif du ferrailage du poteau .....	217

## **Chapitre VII :**

<b>Tableau VII.1:</b> Les sollicitations de calcul du voile .....	223
<b>Tableau VII.2:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations .....	235
<b>Tableau VII.3:</b> Tableau de ferrailage du voile périphérique. ....	240

## **Chapitre VIII :**

<b>Tableau VIII.1:</b> Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	249
<b>Tableau VIII.2:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées .....	256
<b>Tableau VIII.3:</b> Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement .....	270
<b>Tableau VIII.4:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement .....	271
<b>Tableau VIII.5:</b> Tableau récapitulatif des choix des armatures .....	277

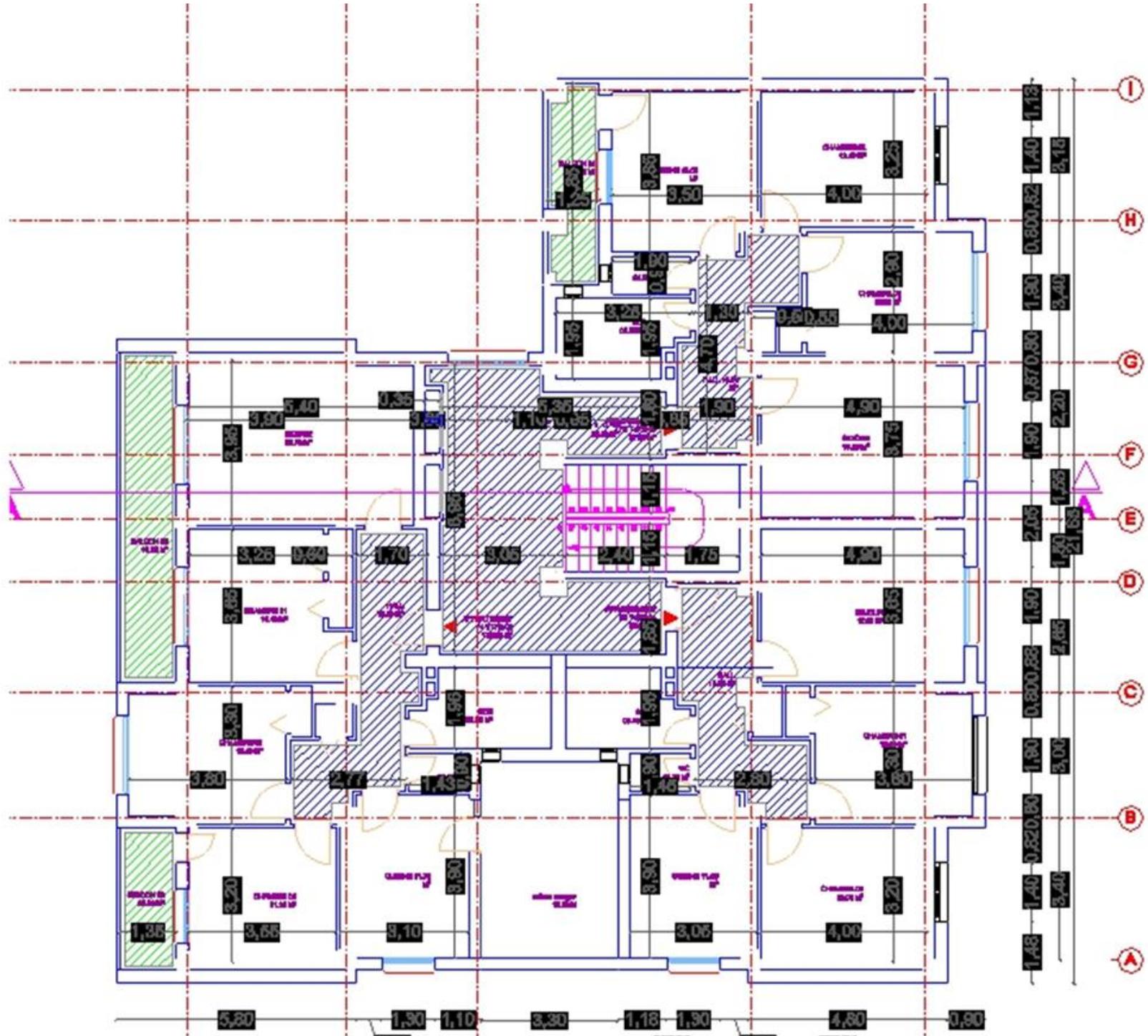
## Notations

<b>A'</b> :	Aire d'une section d'acier comprimée.
<b>A</b> :	Aire d'une section d'acier tendue.
<b>A<sub>t</sub></b> :	Aire d'une section d'acier transversale.
<b>B</b> :	Aire d'une section de béton comprimée.
<b>B<sub>o</sub></b> :	Aire d'une section homogène.
<b>E<sub>i</sub></b> :	Module de déformation instantané du béton.
<b>E<sub>v</sub></b> :	Module de déformation différé du béton.
<b>E<sub>s</sub></b> :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
<b>M<sub>u</sub></b> :	Moment ultime.
<b>M<sub>ser</sub></b> :	Moment de service.
<b>T<sub>u</sub></b> :	Effort tranchant ultime.
<b>a, b</b> :	Dimensions transversales d'un poteau.
<b>b, h</b> :	Dimensions transversales d'une poutre.
<b>h<sub>o</sub></b> :	Hauteur de la table de compression
<b>d</b> :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
<b>f<sub>c28</sub></b> :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
<b>f<sub>t28</sub></b> :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
<b>f<sub>e</sub></b> :	Limite élastique de l'acier.
<b>L<sub>f</sub></b> :	Longueur de flambement.
<b>n</b> :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
<b>L<sub>x</sub></b> :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
<b>L<sub>y</sub></b> :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
<b>B<sub>r</sub></b> :	Section réduite du poteau.
<b>M</b> :	Moment résistant de la table (section en T <sub>e</sub> ).
<b>M<sub>o</sub></b> :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
<b>M<sub>t</sub></b> :	Moment fléchissant maximal en travée
<b>M<sub>a</sub></b> :	Moment fléchissant maximal en appui.
<b>N<sub>u</sub></b> :	Effort normal ultime
<b>N<sub>ser</sub></b> :	Effort normal de service
<b>I<sub>o</sub></b> :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

<b>I<sub>f</sub> :</b>	Moment d'inertie fictif
<b>F :</b>	Flèche due à une charge considérée ( g, j, p)
<b>G :</b>	Charge permanente
<b>P :</b>	Surcharge d'exploitation
<b>E</b>	Charge sismique
<b>q<sub>u</sub> :</b>	Chargement ultime
<b>q<sub>ser</sub> :</b>	Chargement de service
<b>Δf<sub>t</sub> :</b>	Flèche totale
<b>L :</b>	Portée de la travée
<b>δ<sub>t</sub> :</b>	Espacement des armatures transversales
<b>α :</b>	Coefficient sans dimension rapport $\frac{V}{d}$
<b>γ<sub>b</sub> :</b>	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
<b>γ<sub>s</sub> :</b>	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
<b>η :</b>	Coefficient de fissuration relatif à une armature
<b>λ :</b>	Elancement mécanique d'une pièce.
<b>μ :</b>	Moment réduit ultime (sans dimensions)
<b>ρ :</b>	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$
<b>σ<sub>b</sub> :</b>	Contrainte de compression du béton
<b>σ<sub>s</sub> :</b>	Contrainte de traction de l'acier
<b>τ<sub>u</sub> :</b>	Contrainte tangentielle conventionnelle.
<b>ν :</b>	Coefficient de poisson



<b>I<sub>f</sub></b> :	Moment d'inertie fictif
<b>F</b> :	Flèche due à une charge considérée ( g, j, p)
<b>G</b> :	Charge permanente
<b>P</b> :	Surcharge d'exploitation
<b>E</b>	Charge sismique
<b>q<sub>u</sub></b> :	Chargement ultime
<b>q<sub>ser</sub></b> :	Chargement de service
<b>Δf<sub>t</sub></b> :	Flèche totale
<b>L</b> :	Portée de la travée
<b>δ<sub>t</sub></b> :	Espacement des armatures transversales
<b>α</b> :	Coefficient sans dimension rapport $\frac{V}{d}$
<b>γ<sub>b</sub></b> :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
<b>γ<sub>s</sub></b> :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
<b>η</b> :	Coefficient de fissuration relatif à une armature
<b>λ</b> :	Elancement mécanique d'une pièce.
<b>μ</b> :	Moment réduit ultime (sans dimensions)
<b>ρ</b> :	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$
<b>σ<sub>b</sub></b> :	Contrainte de compression du béton
<b>σ<sub>s</sub></b> :	Contrainte de traction de l'acier
<b>τ<sub>u</sub></b> :	Contrainte tangentielle conventionnelle.
<b>ν</b> :	Coefficient de poisson



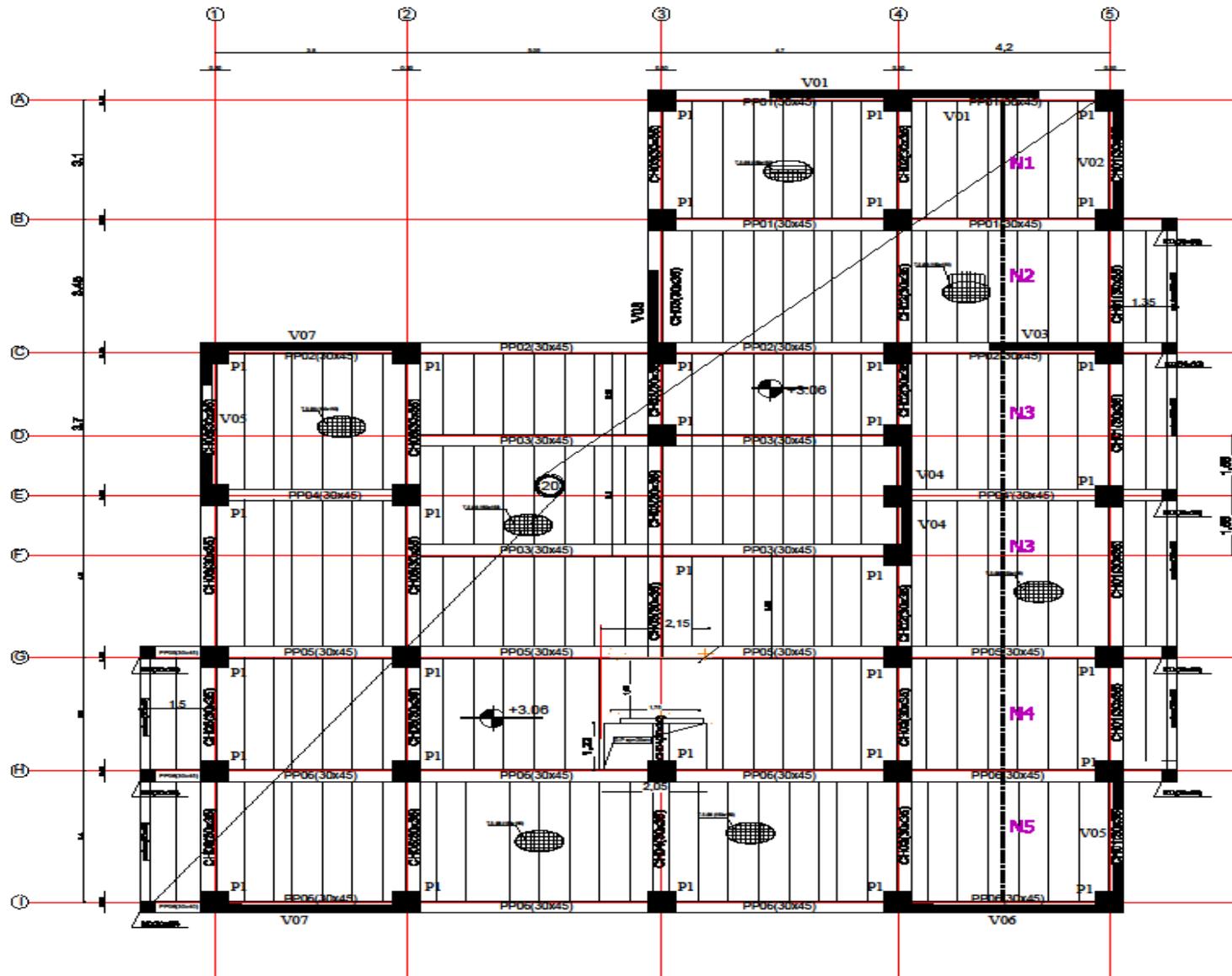
# PLANCHERS HAUT SOUS SOL + RDC + 1er et 2ème étage

Niveau: 0.00 à +3.06 ECH.: 1/50 POTEAUX (45X45)



# PLANCHERS TERRASSE

ECH.: 1/50 POTEAUX (30X30)





***Introduction  
Générale***

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coter économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme des lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en **sous-sol+RDC+8 étages** à usage multiple implanté en zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ❖ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ❖ La troisième et quatrième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- ❖ La cinquième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT
- ❖ La sixième et septième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- ❖ La huitième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).



# ***Chapitre I***

*Généralité*

### I.1: Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8 avec sous-sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et commerces), est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans le village rural d'Al-Hachem, à l'est de la banlieue de Mostaganem, dans la commune Sayada, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).



**Figure I.1:** localisation du projet

### I.2 : Caractéristiques générales :

#### I.2.1 : Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

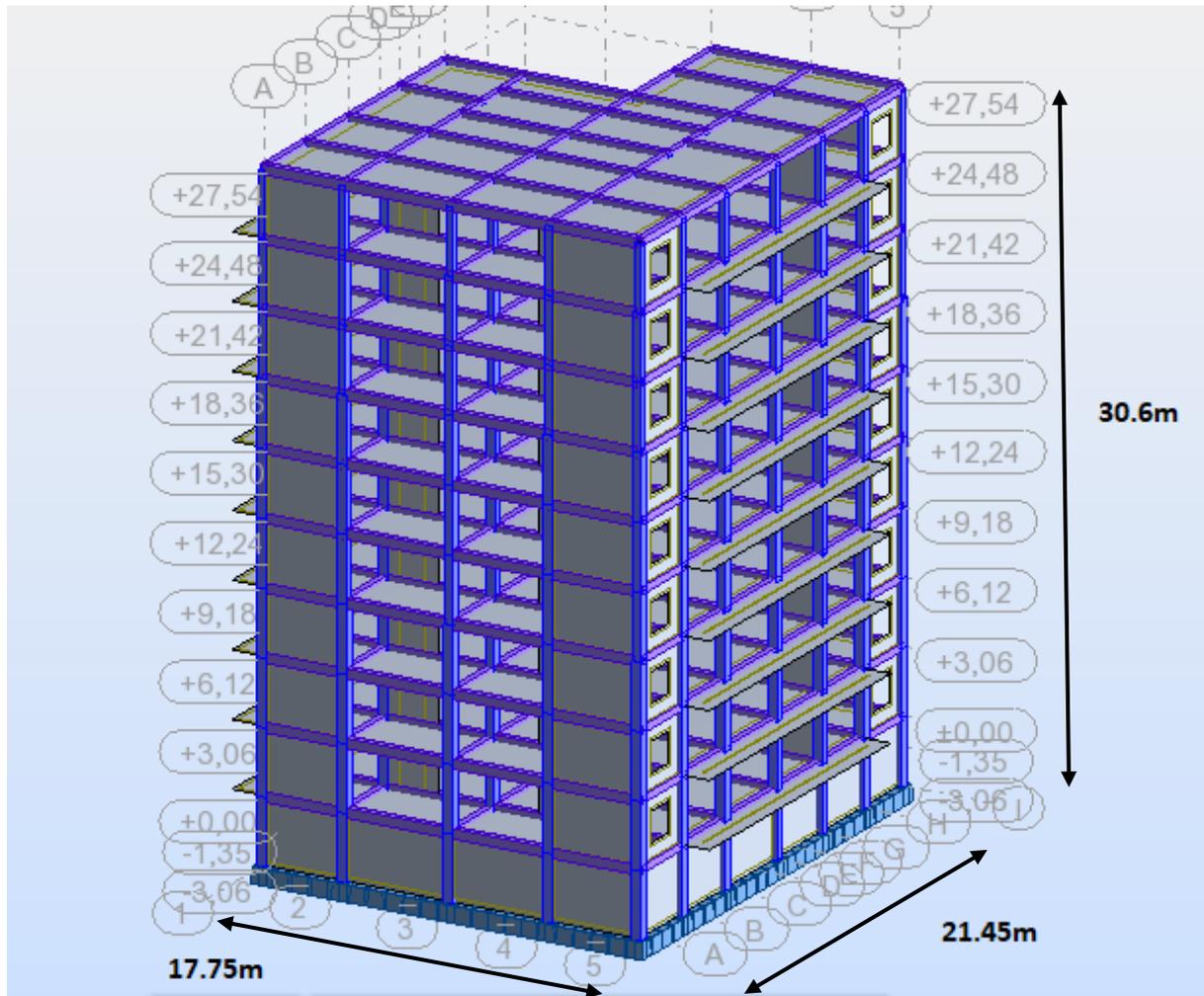
##### Dimension en hauteur :

- Hauteur totale du bâtiment : **30.6m.**
- Hauteur du sous - sol : **3.06m.**
- Hauteur du RDC : **3.06m.**
- Hauteur des étages courants : **3.06m.**

##### Dimension en plan :

- La longueur totale du bâtiment en plan est : **21.45m.**
- La largeur totale du bâtiment en plan est : **17.75m.**





**Figure I.2:** Dimension de la structure

### **I.2.2 : Caractéristiques géotechniques du sol :**

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (site3). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$
- L'absence d'une nappe phréatique.

Sachant que Le RDC du bâtiment est destiné au commerce et les autres étages à l'habitation.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en **zone IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

### I.3: Description structurale :

#### ❖ Ossature de l'ouvrage :

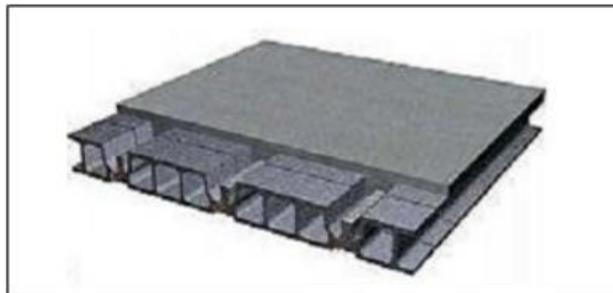
Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### ❖ Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

**Plancher à corps creux :** Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

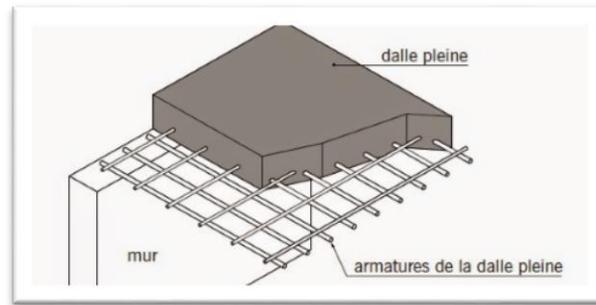
- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage.



**Figure I.3:** plancher à corps creux

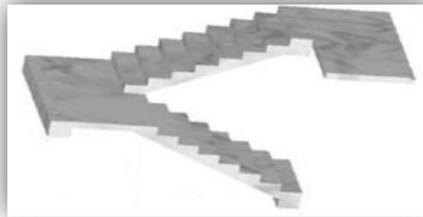
#### **Plancher à dalle pleine :**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.



**Figure I.4:** planchers dalle pleine

- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.



**Figure I.5:** Escalier à paillasse porteuse

- ❖ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

- ❖ **Maçonnerie :** On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- ❖ **Revêtement :** Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

**❖ Terrasse :**

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et un système en multicouches.

**❖ Balcon :**

Le balcon est une dalle en porte-à-faux encastrée dans le plancher.

**❖ Fondation :**

L'infrastructure, constitue des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels.

**I.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

**I.4.1: Le Béton :**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

**A/ Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

**a. Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

**b. Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

**➤ b.1.Sables:**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

➤ **b.2.Graviers:**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**B/Résistances mécaniques du béton :****a :Résistance à la compression:**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de hauteur.

Pour un dosage courant de  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA 325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

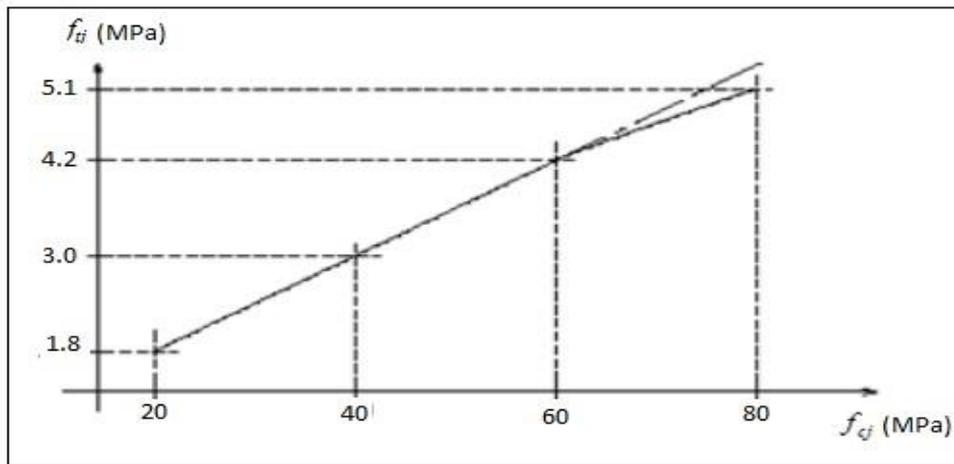
-Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

**c. Résistance à la traction :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$



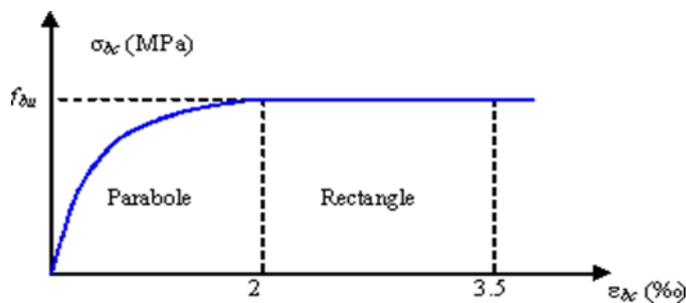
**Figure I.6:** Evolution de la résistance à la traction  $f_{t_j}$  en fonction de  $f_{c_j}$

**C : Contrainte limite :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA (situations durable et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA (situations accidentelles).}$$



**Figure I.7:** Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton ,il vaut 1.5pour les combinaisons normales et 1.15pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement .Il est fixé à :

1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

**T:** contrainte ultime au béton en compression

➤ **Etat limite service :**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

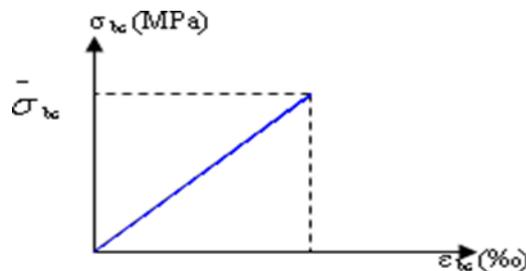
Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s$  (MPa) =  $\min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s$  (MPa) =  $\min [0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}]$

$f_e$  : désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

$f_{t28}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa

$\eta$  : Coefficient de fissuration :  $\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1.6 \rightarrow HA \end{cases}$



**Figure I.8:** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .

➤ Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young dérivé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}. \\ E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa. sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa. avec fumée de silice.} \end{array} \right.$$

➤ Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\gamma = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\gamma = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service(ELS).

**C/Les éléments utilisés en Béton armé :**

En béton armé, on retrouve les éléments suivants :

- **Le poteau** : élément vertical, porteur, de forme variée (carrée, rectangulaire, circulaire)
- **La dalle** : plaque plane horizontale d'épaisseur faible par rapport à sa dimension en plan.
- **Poutre** : élément prismatique à section généralement rectangulaire.

L'association dalle-poutre constitue une poutre en T appelée aussi poutre à table de compression.

- **Le voile** : élément vertical porteur dont l'épaisseur est faible par rapport à ses dimensions dans le plan.
- **Les fondations.**

**D/ Comportement du béton :**

Le béton frais destiné à la construction en béton armé doit être résistant et convenablement compacté.

Ces propriétés seront déterminées par l'utilisation :

- Bonne qualité et quantité du ciment ;
- Bonne qualité de la granulométrie ;
- Bon rapport E/C ;
- Bonne fabrication et mise en œuvre ;
- L'ambiance et l'environnement : température, humidité

**I.4.2 : Acier :**

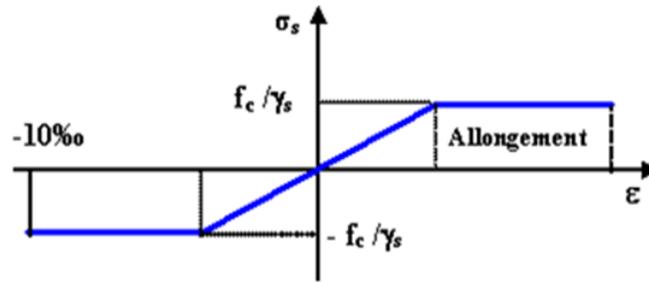
L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pour cent. Son rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

**A/Contrainte limite :**

a : Etat limite ultime(ELU) :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure





**Figure I.9:** diagramme contrainte-déformation d'acier

$\gamma$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

**b. Etat limite de service (ELS) :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t j})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_t j})$ .

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).  
 $\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence (HA).

Avec :  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

**I.5 : Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$ .
- Pour les armatures de l'acier :

acier	nuances	F <sub>e</sub> (MPa)	Diamètre ø
Ronds lisses	FeE235	235	Φ6 et Φ8
Barre H.A	FeE400	400	8,10,12,14,16 et 20
T.S en fils lisses	TLE520	520	TS $\varphi \leq 6$

**Tableau I.1:** Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers

a) **E.L.U :**

Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli).

Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.

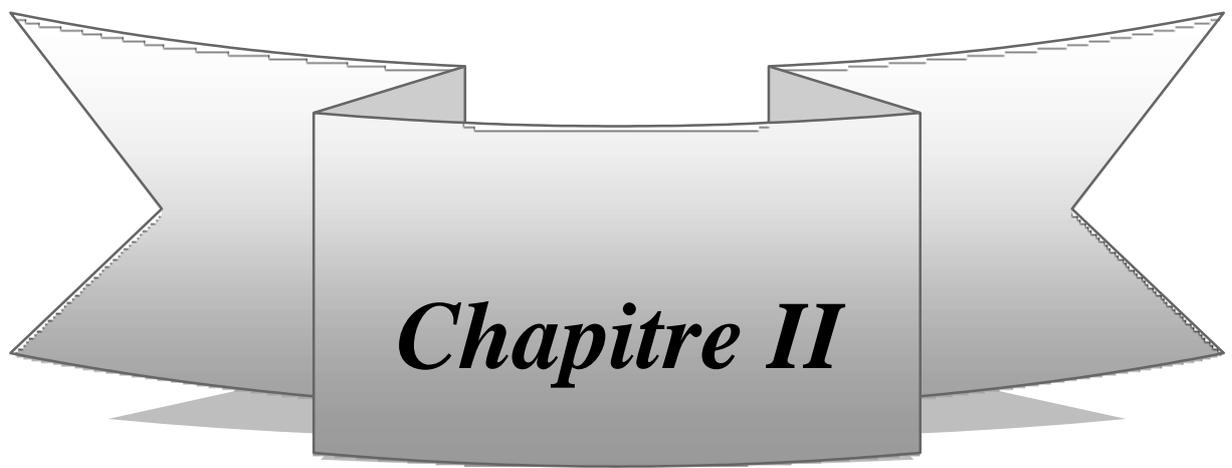
Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

b) **E.L.S :**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton



## *Chapitre II*

*Pré-dimensionnement*

**II.1- Introduction :**

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003 Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

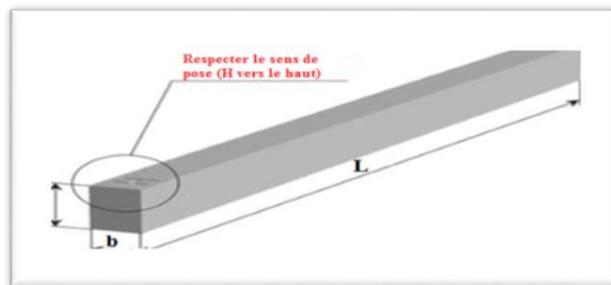
Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmettent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

**II.2- Pré-dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé conçues pour résister à la flexion simple ou composée.



**Figure II.1 :** Dimensions d'une poutre

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

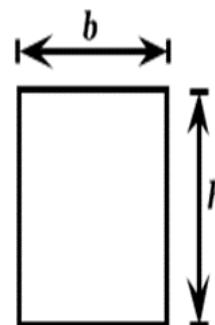
- ❖ Critère de flèche :

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur totale de la poutre et

**b** : Largeur de la poutre



**Figure II.2 :** section transversale d'une poutre

- ❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$

- $1/4 \leq h/b \leq 4$
- $0.4h \leq b \leq 0.8h$

**II.2.1- Poutres principales :**

$L_{max} = 505\text{cm}$

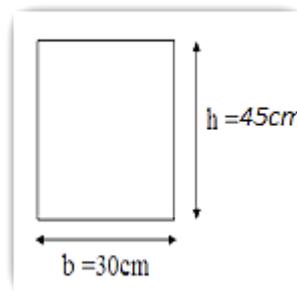
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10}$$

$33.66\text{cm} \leq h \leq 50.5\text{cm}.$

pour :  $0.4 \cdot 45 \leq b \leq 0.8 \cdot 45$

On prend :  $h=45\text{cm}.$   
 On aura :  $18 \leq b \leq 36$   
 On prend :  $b=30\text{cm}.$

Donc : la section de la poutre principale est de dimension  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$



**Figure II.3 :** Section transversal d'une poutre principale

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  condition vérifiées.

**II.2.2- Poutres secondaires :**

$L_{max} = 430\text{cm}$

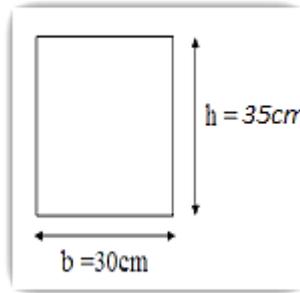
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$28.66\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$ .

**pour** :  $0.4 \cdot 35 \leq b \leq 0.8 \cdot 35$

- On Prend :  $h=35\text{cm}$ .
- On aura :  $14 \leq b \leq 28$
- On prend :  $b=30\text{cm}$ .

Donc : la section de la poutre principale est de dimension  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$



**Figure II.4** : Section transversal d'une poutre secondaire

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  condition vérifiées.

Poutres principales (b × h) [cm <sup>2</sup> ]	Poutres secondaires (b × h) [cm <sup>2</sup> ]
$(30 \times 45) \text{ cm}^2$	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**Tableau II.1** : Tableau récapitulatif des sections des poutres.

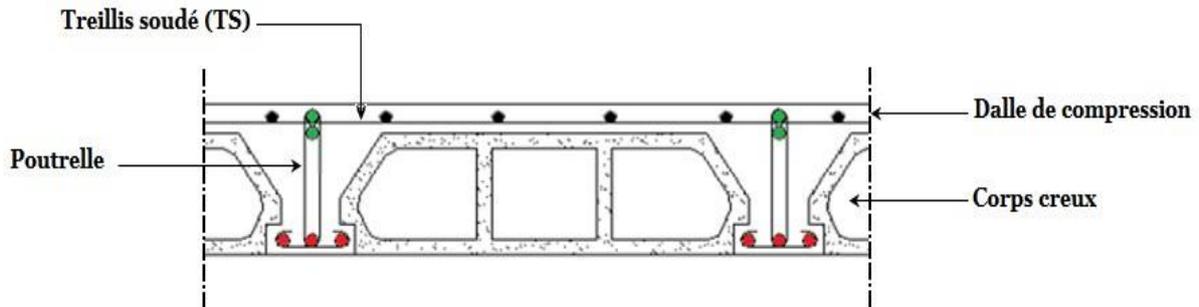
**II.3- Pré-dimensionnement des planchers :**

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

**II.3.1- Plancher à corps creux :**

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)



**Figure II.5 :** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ [B.A.E.L 91 / 7.6.8, 424]}$$

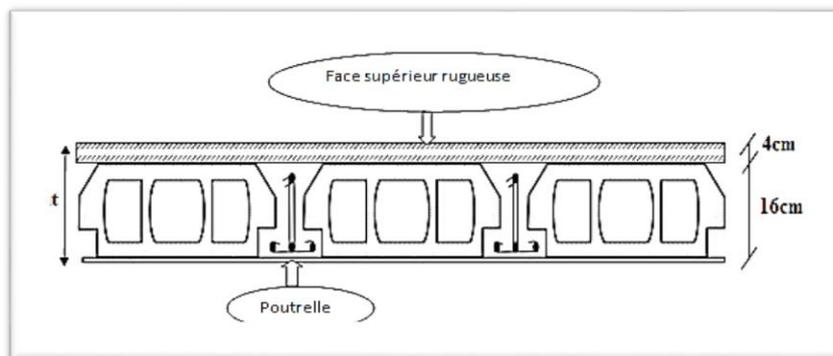
Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

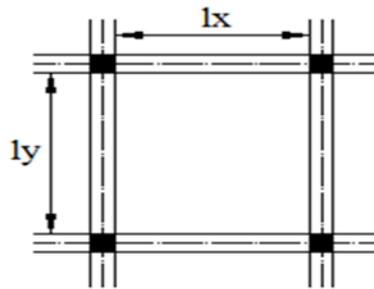
On a :  $L_{\max} = (430 - 30) \text{ cm} = 400 \text{ cm}$

$L = 400 \text{ cm} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow$

On prendra :  $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$ .



**Figure II.6 :** Plancher à corps creux

**II.3.2- Plancher à dalle pleine :****Figure II.7 :** Dimension d'un panneau de dalle.

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

➤ **Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle  $h_d$  est donnée par :

• Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

➤  $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$  et

➤ La charge doit être uniformément répartie.

$$h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right)L_x$$

• Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

➤  $0.4 \leq \rho \leq 1$

➤ La charge est uniformément répartie, ou bien

➤ Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de  $\rho$ .

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)L_x$$

Avec :  $L_x \leq L_y$

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau de dalle.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\left[ \begin{array}{l} L_x=4.20\text{m} \\ L_y=4.30\text{m}, \end{array} \right. \quad \rho = \frac{4.20}{4.30} = 0.97 \Rightarrow 0.4 \leq 0.97 \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens :  $\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$



$\Rightarrow 8.4\text{cm} \leq h_d \leq 10.5\text{cm}$  ;  $h_d=10\text{cm}$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}$ .
- Contre les bruits d'impacts :  $2500 \times h_d \geq 400\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16\text{cm}$ .

➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

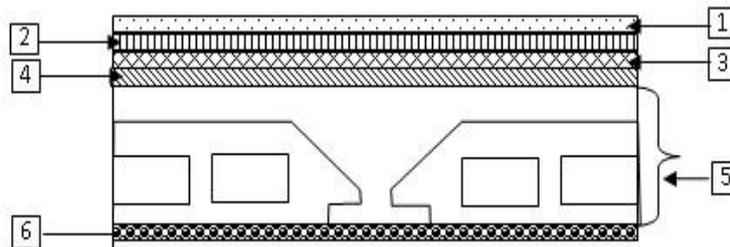
- Pour une heure de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 7\text{cm}$ .
- Pour deux heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 11\text{cm}$ .
- Pour quatre heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 17,5\text{cm}$ .

**Conclusion :**

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine :  $h_d = 16\text{cm}$ .

**II.4- Descente de charges :**

**II.4.1- Plancher terrasse inaccessible :**



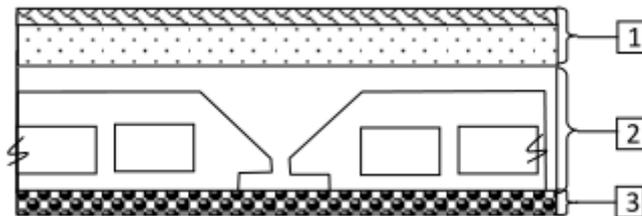
**Figure II.8 :** coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible corps creux.

➤ Charges permanentes :

N°	Désignation	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [m]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Protection gravillon	20	0,04	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.135	2.97
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0.04	0.16
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	0.2	2.8
6	Enduit au ciment	18	0.015	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>7.12</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1.00</b>

- Charges permanentes :  $G = 7,12 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

**II.4.2- Plancher étage courant :**



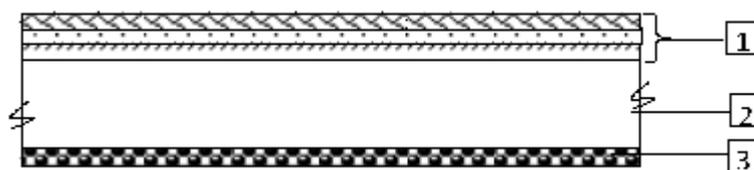
**Figure II.9 :** Coupe transversale du plancher étage courant

- Charges permanentes :

Matériaux	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage +sable +Mortier de pose	/	/	1.04
2-Planche à corps creux (16+4)	/	0.20	2.80
3-Enduit au ciment	18	0.015	0.27
4- cloisons légères	/	/	1.00
<b>Totale :</b>			<b>5.11 KN/m<sup>2</sup></b>

- Charges permanentes :  $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

**II.4.3- Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous-sol) :**



**Figure II.10 :** Coupe transversale du plancher haut sous –sol

➤ Charges permanentes :

Matériaux	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage +sable + Mortier de pose	/	/	1.04
2- Dalle pleine en béton armé	25	0.16	4.00
3-Enduit au ciment	18	0.015	0.27
4- cloisons légères	/	/	1.00
			<b>Totale : 6,31 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Charges permanentes :  $G = 6,31 \text{ KN/m}^2$

➤ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage commercial  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

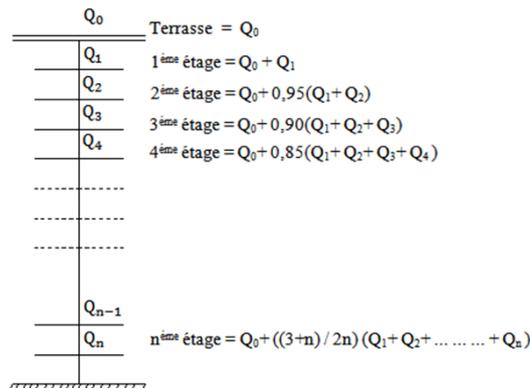
Niveau \charges	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$Q_u=1.35G+1.5Q$	$Q_s=G+Q$	E [m]	$Q_u \times E$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$Q_s \times E$ [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher terrasse	Inaccessible	7.12	1	11.112	8.12	0.6	6.6672	4.872
1er au 8ème étage	Habitation	5.11	1.5	9.1485	6.61	0,6	5.4891	3.966
R.D.C	service	6.31	2.5	12.2685	8.81	1	12.2685	8.81

**Tableau II.2 :** Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges

**II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression. Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.



**Figure II.11 :** Schéma de la loi de dégression

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

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

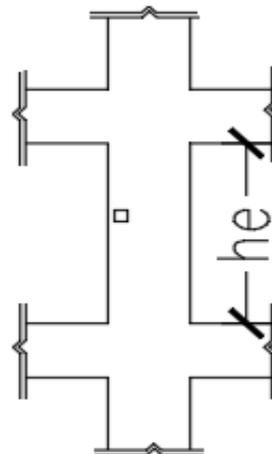
Min (a ; b)  $\geq$  25cm..... **Zone IIa**

Min (a ; b)  $\geq \frac{he}{20}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec :

**he** : hauteur libre de l'étage.



**Figure II.12:** Schéma représentatif d'un étage courant

**D'après les règles BAEL91:** la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq ( Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s )$$

**Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) ; a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 14.2\text{MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

Avec :  $\beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

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

$f_e$  : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ;  $f_e = 400$  MPa)

$A$  : Section de l'armature à mettre en place et

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement  $\lambda$

➤ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[ \frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left( \frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots (*)$$

On prend :  $\frac{A}{Br} = 0.8\% = 0,008$  (Zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- $\sigma_s$ : contrainte de l'acier ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$  Mpa
- $\sigma_b$  : Résistance de calcul du béton ;  $\sigma_b : 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.20$  Mpa

Suivant les règles **BAEL91** : pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve

$$Br \geq \frac{1.2 \cdot Nu}{\left[ \frac{14.2}{0.9} + 0.85 \left( \frac{0.8}{100} \right) \cdot \frac{400}{1.15} \right] \times 10} = 0.6613690 \cdot Nu \rightarrow Br \geq 0.6613690 Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :  $Br = (a - 2) \times (b - 2)$  en [cm<sup>2</sup>] ; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec :

$N_g$  : Effort normal dus aux charges permanentes.

$N_q$  : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$  ..... **D'après les règles BAEL91**

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend :  $a=b$

➤ Condition de flambement :

Soit :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$  ; avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $B = a \times b$  [BAEL91 / B.8.4.1].

Avec :

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**i** : Rayon de giration de la section du béton.

**I** : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

**B** : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0,7 \times L_0$  ; avec  $L_0$  : Longueur libre du poteau.

• Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1,00
Sous 8°Etage	Q <sub>0</sub> + Q	2.5
Sous 7°Etage	Q <sub>0</sub> + 0.95 x 2 x Q	3.85
Sous 6°Etage	Q <sub>0</sub> + 0.90 x 3 x Q	5.05
Sous 5°Etage	Q <sub>0</sub> + 0.85 x 4 x Q	6.10
Sous 4°Etage	Q <sub>0</sub> + 0.80 x 5 x Q	7,00
Sous 3°Etage	Q <sub>0</sub> + 0.75 x 6 x Q	7.75
Sous 2°Etage	Q <sub>0</sub> + 0.71 x 7 x Q	8.50
Sous 1°Etage	Q <sub>0</sub> + 0.68 x 8 x Q	9.16
Sous RDC	Q <sub>0</sub> + 0.66 x (8 x Q + Q <sub>1</sub> )	10.57

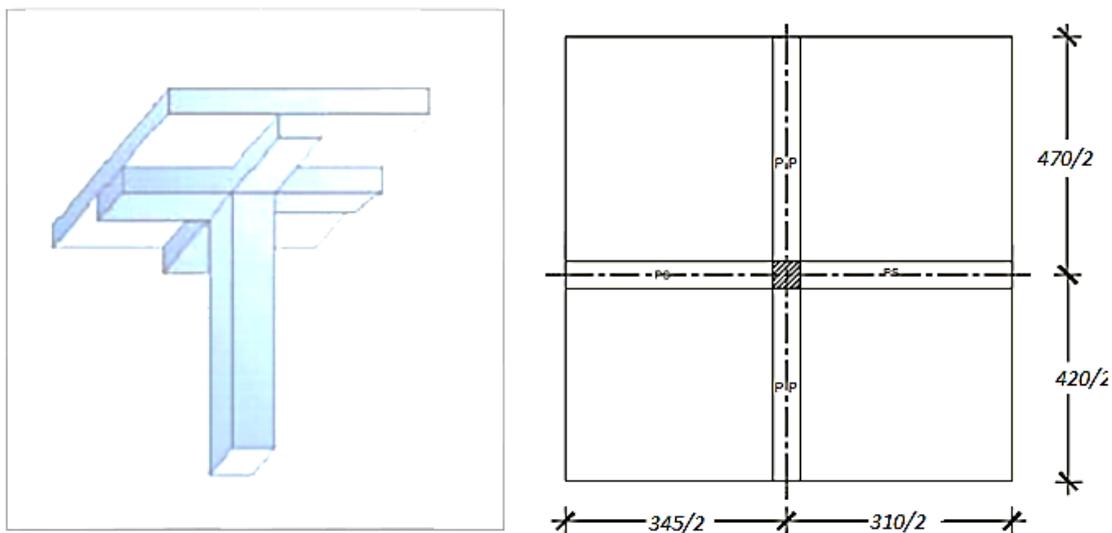
**Tableau II.3** : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	7.12
Sous 8°Etage	12.23
Sous 7°Etage	17.34
Sous 6°Etage	22.45
Sous 5°Etage	27.56
Sous 4°Etage	32.67
Sous 3°Etage	37.78
Sous 2°Etage	42.89
Sous 1°Etage	48
Sous RDC	54.31

**Tableau II.4** : Tableau de la récupération de cumules des charges.

**Calculs de la section du poteau : (exemple de calcul poteau de 8ème étage)**

**a) Détermination de la surface afférente**



**Figure II.13**: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

**La surface afférente est :**

$$S_{AFF} = (3,45/2 + 3,10/2) \times (4,70/2 + 4,20/2) = 14,573 \text{ m}^2.$$

• **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,45 = 3,375 \text{ KN/m}_L$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/m}_L$$

• **La longueur afférente de la poutre principale :**

$$L_{AFF} = (4,20/2 + 4,70/2) = 4,450 \text{ m}$$

• **La longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{AFF} = (3,45/2 + 3,10/2) = 3,275 \text{ m}$$

• **Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = p_p \times L_{AFF(PP)} + p_s \times L_{AFF(PS)} = (4,450 \times 3,375) + (3,275 \times 2,625) \Rightarrow P_t = 23,61 \text{ KN}$$

$$NP = 1,35 \times P_t \times n \quad ; \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de plancher}$$

$$NP = 1,35 \times 23,61 \times 1 \Rightarrow NP = 31,87 \text{ KN}$$

• **Poids propre des planchers :**

$$G_{cumulé} = 7,12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{AFF}$$

$$N_{plancher} = [(1,35 \times 7,12) + (1,5 \times 1)] \times 14,573 \Rightarrow N_{plancher} = 161,935176 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{plancher} + NP) = 1,15 \times (161,935176 + 31,87)$$

$$N_u = 222,875952 \text{ KN}$$

• **La section réduite de béton :**

$$B_r \geq 0,6613690 \times N_u$$

$$B_r \geq 0,6613690 \times 222,875952 = 147,407 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 147,407 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{147,407 + 2} \Rightarrow a=b= 14,15 \text{ cm}$$

Donc on choisit (30X30) cm<sup>2</sup> pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivante :



**Remarque :**

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm} \dots\dots$  (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \left(\frac{h_e}{20}\right)$  Avec :  $h_e$  = hauteur libre de l'étage
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
- $\text{Min}(30, 30) \geq 25\text{cm} \dots\dots$  (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq 306 / 20 = 15,30\text{cm}$
- $0,25 < (b / a = 30 / 30 = 1) < 4$

❖ Condition de flambement :

Soit :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$  ; avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $B = a \times b$  [BAEL91 / B.8.4.1].

$\lambda$  : L'élanement mécanique d'une pièce comprimée

$L_f$  : Longueur de flambement d'une pièce

$L_f = 0,7 \times L_0$  (Article B 8.3.31 BAEL91).

$L_0$  : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre Faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Article B.3.1BAEL91).

$L_0 = 306 \text{ m}$

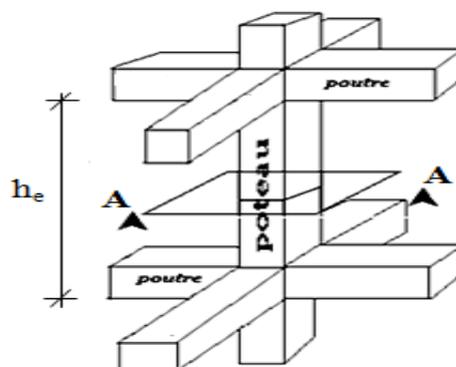
$i$  : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$$i = \left(\frac{I}{B}\right)^{1/2} ;$$

$I$  : Moment d'inertie

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} ; \quad B : \text{Section du béton}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2\text{cm}$$



**Figure II.14 :** Schéma représentatif d'un étage courant

n	H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>p</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
1	3,06	8 <sup>ème</sup> étage	7,12	1	31,874	161,935	222,880	147,406	14,141	30	15,3	24,735
2	3,06	7 <sup>ème</sup> étage	12,23	2,5	63,747	295,256	412,854	273,049	18,524	35	15,3	21,201
3	3,06	6 <sup>ème</sup> étage	17,34	3,85	95,621	425,298	599,057	396,198	21,905	35	15,3	21,201
4	3,06	5 <sup>ème</sup> étage	22,45	5,05	127,494	552,062	781,489	516,853	24,734	40	15,3	18,551
5	3,06	4 <sup>ème</sup> étage	27,56	6,1	159,368	675,546	960,151	635,014	27,199	40	15,3	18,551
6	3,06	3 <sup>ème</sup> étage	32,67	7	191,241	795,751	1135,041	750,681	29,399	40	15,3	18,551
7	3,06	2 <sup>ème</sup> étage	37,78	7,75	223,115	912,678	1306,161	863,855	31,391	45	15,3	16,490
8	3,06	1 <sup>er</sup> étage	42,89	8,5	254,988	1029,604	1477,281	977,028	33,257	45	15,3	16,490
9	3,06	RDC	48	9,16	286,862	1144,563	1646,139	1088,705	34,996	45	15,3	16,490
10	3,06	Sous/sol	54,31	10,57	318,735	1299,525	1860,999	1230,807	37,083	45	15,3	16,490

**Tableau II .5** : Tableau récapitulatif de calcul des sections des poteaux de différents étages

	<b>Poteaux</b>	<b>Condition(1)</b>	$\frac{h_e}{20}$ [cm]	<b>Condition(2)</b>	$\frac{a}{b}$	<b>Condition(3)</b>
		min (a,b)≥25cm		min (a,b)≥ $\frac{h_e}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
<b>8ème étage</b>	30X30	vérifiée	15,30	vérifiée	1	vérifiée
<b>7ème étage</b> → <b>6ème étage</b>	35X35	vérifiée	15,30	vérifiée	1	vérifiée
<b>5ème étage</b> → <b>4ème étage</b> → <b>3ème étage</b>	40X40	vérifiée	15,30	vérifiée	1	vérifiée
<b>2ème étage</b> → <b>1er étage</b>	45X45	Vérifiée	15,30	vérifiée	1	vérifiée
<b>RDC</b> → <b>sous-sol</b>	45X45	vérifiée	15,30	vérifiée	1	vérifiée

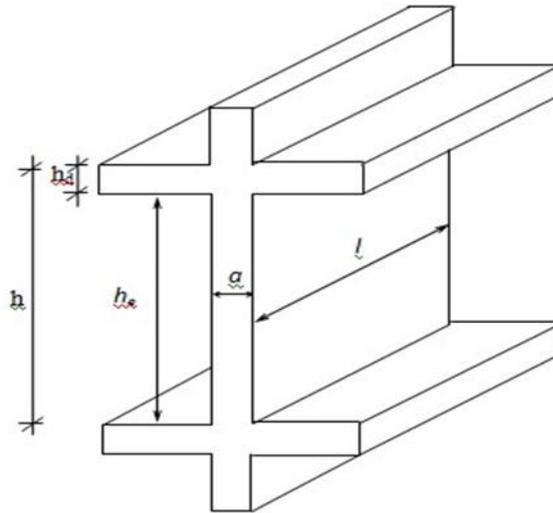
**Tableau II .6 :** Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

a	b	Niveaux	Poteaux [cm <sup>2</sup> ]	L0 [cm]	Lf [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	B [cm <sup>2</sup> ]	i [cm]	$\lambda$	$\lambda \leq 35$
30	30	8ème étage	30X30	306	214,2	67500,00	900	8,66	27,85	C V
35	35	7ème étage → 6ème étage	35X35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	23,88	C V
40	40	5ème étage → 4ème étage → 3ème étage	40X40	306	214,2	213333.333	1600	11.54	18,56	C V
45	45	2ème étage → 1 er étage	45X45	306	214,2	341718.75	2025	12.99	16,48	C V
45	45	RDC	45x45	306	214,2	341718.75	2025	12.99	16,48	C V
45	45	sous-sol	45x45	306	214,2	341718.75	2025	12.99	16,48	C V

**Tableau II .7 :** Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

**II.6- Pré-dimensionnement des voiles :**

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.



**Figure II.15 :** Coupe sur voile en élévation.

**II.6.1- Voiles de contreventement :**

Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.16).

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e_{\min} = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec :

**L** : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

**e** : Epaisseur du voile.

Avec :

he : Hauteur libre d'étage  $\rightarrow he = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

h<sub>d</sub> : Hauteur de la poutre secondaire

- $e \leq \frac{100}{4} = 25$
- $e \geq \frac{306-35}{20} = 13.55 \text{ cm}$

On prendra : **e = 20cm**

### **II.6.2- voiles périphériques :**

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage he

- $e_{\min} = 15 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{he}{25}$
- $e \geq \frac{306-35}{25} = 10,84 \text{ cm}$

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



*Etude des planchers*

### III.1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

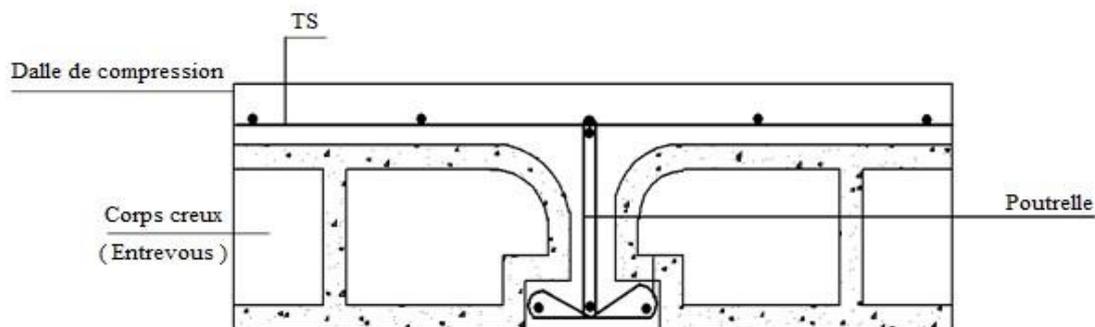
Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

### III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudé



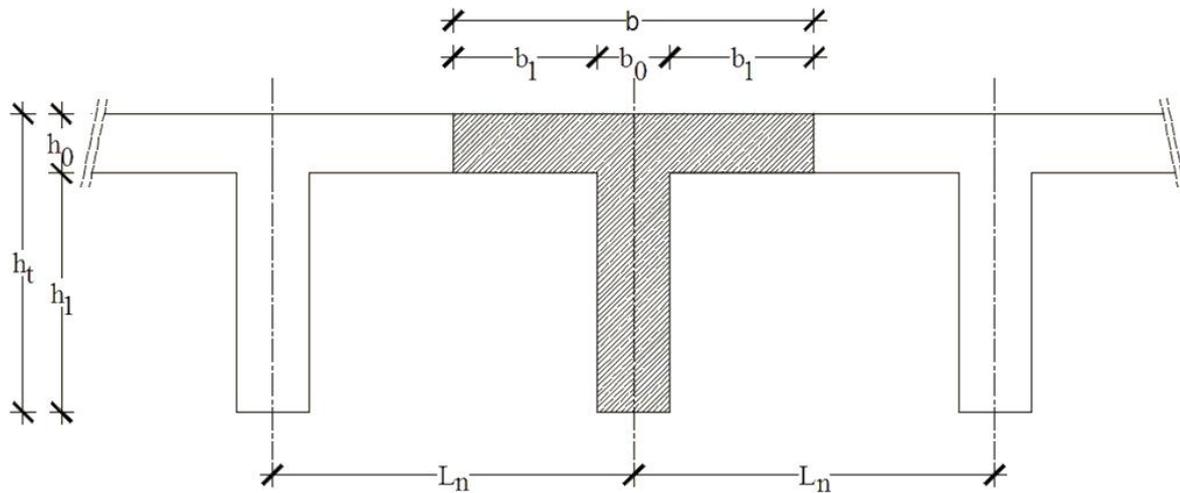
**Figure III.1** : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

#### III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.





**Figure III.2 :** Schéma des poutrelles.

$h_t = 20 \text{ cm}$  ;  $h_1 = 16 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a :  $L_n = 60 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_n$  : Distance entre axes des nervures ( $L_n = 60 \text{ cm}$ ) [DTR.B.C.2.2/Annexe C3] ;

$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L = 4,20 \text{ m}$ )

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Epaisseur de la nervure ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ )

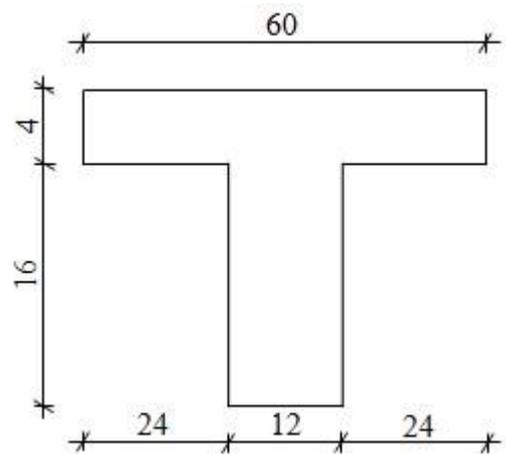
Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \\ b_1 \leq 42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend  $b_1 = 24 \text{ cm}$ .

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$



**Figure III.3 :** Section de calcul

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

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section :  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

**a- Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Dans notre plancher, on a :  $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

Donc :

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \rightarrow f_e = 520 \text{ Mpa}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On prendra  $\emptyset = 4\text{mm}$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{m}_L \rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{m}_L$$

( $\emptyset 4 \rightarrow e = 15\text{cm}$ ).

**b- Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{m}_L \rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{m}_L$$

( $\emptyset 4 \rightarrow e = 15\text{cm}$ ).

**Donc :** Le treillis soudé adopté est : TS  $\emptyset 4$  (150x150) mm<sup>2</sup>.

**III.2.3- Evaluation de la charge :**

Etat limite ultime :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

Etat limite de service :  $q_s = (G+Q) \times b$

Type de plancher	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	(b) [m]	Q <sub>u</sub> [KN/ml]	Q <sub>s</sub> [KN/ml]
Terrasse	Inaccessible	7,12	1,00	0,6	6,6672	4,872
Etage courant	Habitation	5,11	1,50	0,6	5,4891	3,966

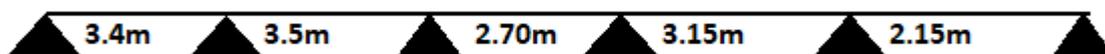
**Tableau III.1:** Evaluation des charges

➤ **Types de poutrelles :**

**Type 01 : (Terrasse / Etage courant)**



**Type 02 : (Terrasse / Etage courant)**

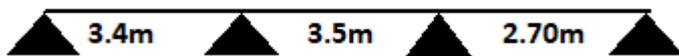


**Type 03 : (Terrasse)**



**Type 04 : (Terrasse / Etage courant )**



**Type 05 : ( Etage courant )****Type 06 : ( Etage courant )****Remarque :**

- Dans le plancher terrasse on trouve les types suivants (1.2.3.4.)
- Dans le plancher des étages courants on trouve les types suivants (1.2.4.5.6)

**III.2.4- Méthode de calcul :**

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales ) surmontées par une dalles générales à laquelle elles sont liées , ils est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres , les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité , éventuellement par des conditions complémentaires :[B A E L 91/B.6.2 ,20]

- ✓ Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;[B A E L 91/B.6.2 ,21]
- ✓ Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ;[B A E L 91/B.6.2 ,22]

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées:

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN/m}^2]$  ;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$( 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 )$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

### III.2.4.1 Méthode de Caquot minoré :

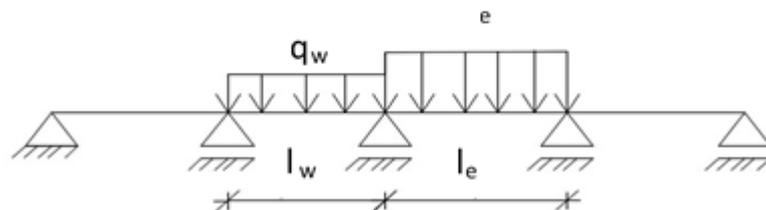
Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

- Appuis de rives :

$$M_i = -0,2 \frac{q^r l^2}{8}$$

- Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_i = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 (l_w' + l_e')}$$



**Figure III.4 :** Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$  : pour une travée de rive ;  $l' = 0.8 l$  : pour une travée intermédiaire ;  $l_w'$  et  $l_e'$  : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et  $l$  : la portée réelle de la travée.

- Efforts tranchants :

$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

**III.2.4.2. Méthode forfaitaire :**(plancher à charges d’exploitation modérées).

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \alpha : \text{Coefficient}$$

Soit :  $\alpha = \frac{q}{q+G}$

- P : La surcharge d’exploitation non pondérée
- G : La charge permanente non pondérée

• **Moment en travée :**

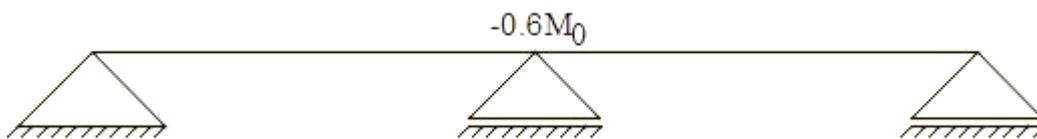
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) ; 1.05]M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \text{ (Dans le cas d'une travée de rive )} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \text{ (Dans le cas d'une travée de intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$M_w$  : Le moment en appui de gauche

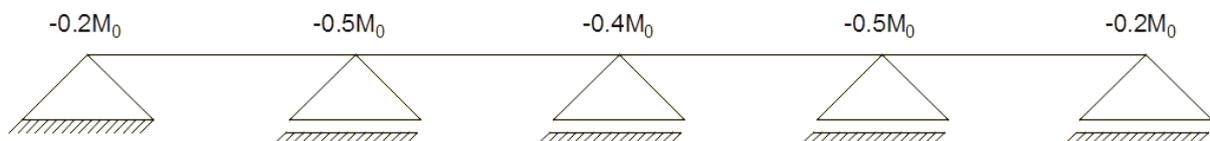
$M_e$  : Le moment en appui de droite

• **Moment en appuis :**

$M_a \leq -0.6M_0$  Cas d’une poutre à deux travées ;



$M_a \leq -0.5M_0$  Pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre a plus de deux travées



$M_a \leq -0.4M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires ; si la poutrelle comporte plus de trois travée.

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui

**III.2.4.3 .Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Plancher terrasse

1.  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  pour plancher terrasse

Donc  $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500)$  Condition vérifiée

2. Les moments d'inerties sont constants. Condition vérifiée

3.  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.4}{3.5} = 0.97 \leq 1,25$  Condition vérifiée

4. la fissuration est peu nuisible Condition vérifiée

**Conclusion :**

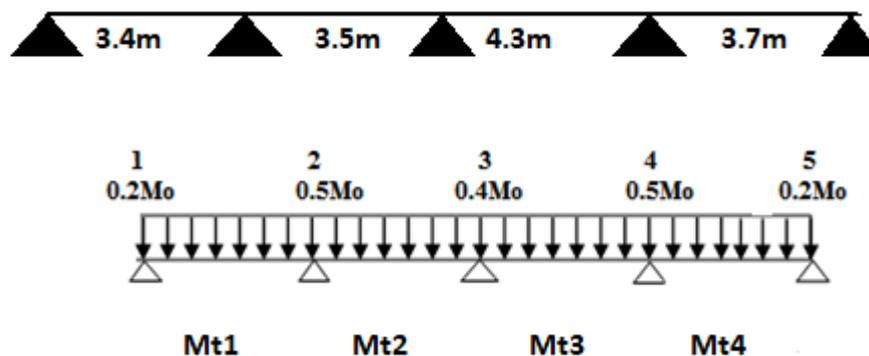
La méthode forfaitaire applicable pour les types 1et 2,3,4,5 et 6 car les conditions vérifiées

types	Méthode Utilisée	Observation
1,2,3,4,5,6	forfaitaire	Condition vérifiées

**Tableau III 2** : Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

➤ **Type de poutrelle à étudiée :**

Type 01 :( Terrasse)



$G = 7.12 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

a) Moment fléchissant en appuis :

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{u\ 01} = \frac{qu \times l_1^2}{8} = \frac{6.6672 \times (3.4)^2}{8} = 9.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\ 02} = \frac{qu \times l_2^2}{8} = \frac{6.6672 \times (3.5)^2}{8} = 10.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\ 03} = \frac{qu \times l_3^2}{8} = \frac{6.6672 \times (4.3)^2}{8} = 15.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\ 04} = \frac{qu \times l_4^2}{8} = \frac{6.6672 \times (3.7)^2}{8} = 11.40 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{s\ 01} = \frac{qs \times l_1^2}{8} = \frac{4.872 \times (3.4)^2}{8} = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{s\ 02} = \frac{qs \times l_2^2}{8} = \frac{4.872 \times (3.5)^2}{8} = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{s\ 03} = \frac{qs \times l_3^2}{8} = \frac{4.872 \times (4.3)^2}{8} = 11.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{s\ 04} = \frac{qs \times l_4^2}{8} = \frac{4.872 \times (3.70)^2}{8} = 8.33 \text{ KN.m}$$

• Appuis de rives (1et 5) :➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a1}^u = -0.2 \times M_{u\ 01} = -0.2 \times 9.63$$

$$M_{a1}^u = -1.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5}^u = -0.2 \times M_{u\ 04} = -0.2 \times 11.40$$

$$M_{a5}^u = -2.28 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{a1}^s = -0.2 \times M_{s\ 01} = -0.2 \times 7.04$$

$$M_{a1}^s = -1.40 \text{ KN.m}$$



$$M_{a5}^s = -0.2 \times M_{s04} = -0.2 \times 8.33$$

$$M_{a5}^s = -1.66 \text{KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires (2et 3 ;4) :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{a02}^u = -0.5 \times \max ( M_{01}^u ; M_{02}^u )$$

$$M_{a02}^u = -0.5 \times \max ( 9.63; 10.20 )$$

$$M_{a02}^u = -0.5 \times 10.20$$

$$M_{a02}^u = -5.10 \text{KN.m}$$

$$M_{a03}^u = -0.4 \times \max ( M_{02}^u ; M_{03}^u )$$

$$M_{a03}^u = -0.4 \times \max ( 10.20; 15.40 )$$

$$M_{a03}^u = -0.4 \times 15.40$$

$$M_{a03}^u = -6.16 \text{KN.m}$$

$$M_{a04}^u = -0.5 \times \max ( M_{03}^u ; M_{04}^u )$$

$$M_{a04}^u = -0.5 \times \max ( 15.40; 11.40 )$$

$$M_{a04}^u = -0.5 \times 15.40$$

$$M_{a04}^u = -7.70 \text{KN.m}$$

- **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_{a02}^s = -0.5 \times \max ( M_{01}^s ; M_{02}^s )$$

$$M_{a02}^s = -0.5 \times \max ( 7.04; 7.46 )$$

$$M_{a02}^s = -0.5 \times 7.46$$

$$M_{a02}^s = -3.73 \text{KN.m}$$

$$M_{a03}^s = -0.4 \times \max ( M_{02}^s ; M_{03}^s )$$

$$M_{a03}^s = -0.4 \times \max ( 7.46; 11.26 )$$

$$M_{a03}^s = -0.4 \times 11.26$$

$$M_{a03}^s = -4.50 \text{KN.m}$$

$$M_{a04}^s = -0.5 \times \max ( M_{03}^s ; M_{04}^s )$$

$$M_{a04}^s = -0.5 \times \max ( 11.26; 8.33 )$$

$$M_{a04}^s = -0,5 \times 11,26$$

$$M_{a04}^s = -5.63 \text{ KN.m}$$

**b) Moment fléchissant en travée :**

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{60}{427,2+60} = 0,123$$

$$0 \leq \alpha = 0,123 \leq \frac{2}{3} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Travées de rives (1-2) et (4-5) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut+} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) ; 1.05] M_{u0} \\ M_{ut-} \geq \left( \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_{u0} \end{array} \right.$$

• **Travée (1-2) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut1+} + \frac{M_{a1}^u + M_{a2}^u}{2} \geq \max [(1+0.3 \times (0.123)) ; 1.05] M_{u01} \\ M_{ut1-} \geq \left( \frac{1.2+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{u01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut1} + \frac{1.92+5.10}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05] M_{u01} \\ M_{ut1} \geq 0.61 M_{u01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut1} + 3.51 \text{ KN.m} \geq 1.05 M_{u01} \\ M_{ut1} \geq 0.61 M_{u01} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ut1} + 3.51 \text{ KN.m} \geq 1.05 \times 9.63 \\ M_{ut1} \geq 0.61 \times 9.63 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut1} + 3.51 \text{ KN.m} \geq 10.1115 \text{ KN.m} \\ M_{ut1} \geq 5.9513 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad M_{ut1} \geq 3.51 - 10.1115 = 6.6015 \text{ KN.m}$$

**Donc on prend**  $M_{ut1} = \max ( 6.6015 ; 5.9513 ) \text{ KN.m}$

$$M_{ut1} = 6.6015 \text{ KN.m}$$

• **Travée (4-5) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut4} + \frac{M_{a4}^u + M_{a5}^u}{2} \geq \max [(1+0.3 \times (0.123)) ; 1.05] M_{u04} \\ M_{ut4} \geq \left( \frac{1.2+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{u04} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut4} + \frac{7.70+2.28}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05] M_{u04} \\ M_{ut4} \geq 0.61 M_{u04} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut4} + 4.99 \text{ KN.m} \geq 1.05 M_{u04} \\ M_{ut4} \geq 0.61 M_{u04} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ut4} + 4.99 \text{ KN.m} \geq 1.05 \times 11.40 \\ M_{ut4} \geq 0.61 \times 11.40 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut4} + 4.99 \text{ KN.m} \geq 11.97 \text{ KN.m} \\ M_{ut4} \geq 7.0508 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad M_{ut4} \geq 11.97 - 4.99 = 6.98 \text{ KN.m}$$

**Donc on prend**

$$M_{ut4} = \max ( 6.980 ; 7.0508 ) \text{ KN.m}$$

**$M_{ut4} = 7.0508 \text{ KN.m}$**

➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st1} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05] M_{s01} \\ M_{st1} \geq \left( \frac{1.2+0.3 \times 0.123}{2} \right) M_{s01} \end{array} \right.$$

• **Travée (1-2) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st1} + \frac{M_{s_{a1}} + M_{s_{a2}}}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05] M_{s01} \\ M_{st1} \geq \left( \frac{1.2+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{s01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st1} + \frac{1.40+3.73}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05)]M_{s01} \\ M_{st1} \geq 0.61M_{s01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st1} + 2.56\text{KN.m} \geq 1.05M_{s01} \\ M_{st1} \geq 0.61M_{s01} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{st1} + 2.56 \text{ KN.m} \geq 1.05 \times 7.04 \\ M_{st1} \geq 0.61 \times 7.04 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st1} + 2.56 \text{ KN.m} \geq 7.392 \text{ KN.m} \\ M_{st1} \geq 4.350 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad M_{st1} \geq 7.392 - 2.56 = 4.827 \text{ KN.m}$$

**Donc on prend**  $M_{st1} = \max ( 4.827 ; 4.350 )\text{KN.m}$

$M_{st1} = 4.827\text{KN.m}$

• **Travée (4-5) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st4} + \frac{M_{s_{a4}} + M_{s_{a5}}}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05]M_{s04} \\ M_{st4} \geq \left( \frac{1.2+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{s04} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st4} + \frac{5.63+1.66}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05)]M_{s04} \\ M_{st4} \geq 0.61M_{s04} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st4} + 3.64\text{KN.m} \geq 1.05M_{s04} \\ M_{st4} \geq 0.61M_{s04} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{st4} + 3.64 \text{ KN.m} \geq 1.05 \times 8.33 \\ M_{st4} \geq 0.61 \times 8.33 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st4} + 3.64 \text{ KN.m} \geq 8.7465\text{KN.m} \\ M_{st4} \geq 5.1521\text{KN.m} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad M_{st4} \geq 8.7465 - 3.64 = 5.1065 \text{ KN.m}$$

Donc on prend  $M_{st4} = \max ( 5.1065 ; 5.1521 ) \text{KN.m}$

$M_{st4} = 5.1521 \text{KN.m}$

• **Travée intermédiaire (2-3) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) ; 1.05] M_{u0} \\ M_{ut} \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_{u0} \end{array} \right.$$

• **Travée (2-3) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut2} + \frac{M_a^u 2 + M_a^u 3}{2} \geq \max [(1+0.3 \times (0.123)) ; 1.05] M_{u02} \\ M_{ut2} \geq \left( \frac{1+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{u02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut2} + \frac{5.10 + 6.16}{2} \geq \max [(1.0369) ; 1.05] M_{u02} \\ M_{ut2} \geq 0.51 M_{u02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut2} + 5.63 \text{KN.m} \geq 1.05 M_{u02} \\ M_{ut2} \geq 0.51 \times M_{u02} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ut2} + 5.63 \text{KN.m} \geq 1.05 \times 10.20 \\ M_{ut2} \geq 0.51 \times 10.20 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut2} + 5.63 \text{KN.m} \geq 10.71 \text{KN.m} \\ M_{ut2} \geq 5.283 \text{KN.m} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad M_{ut2} \geq 10.71 - 5.63 = 5.08 \text{KN.m}$$

Donc on prend  $M_{ut2} = (5.080 ; 5.283) \text{KN.m}$

$M_{ut2} = 5.283 \text{KN.m}$

• **Travée (3-4) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut3} + \frac{M_a^u + M_a^u}{2} \geq \max [(1+0.3 \times (0.123)) ; 1.05] M_{u03} \\ M_{ut3} \geq \left( \frac{1+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{u03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut3} + \frac{6.16+7.70}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05] M_{u03} \\ M_{ut3} \geq 0.51 M_{u03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut3} + 6.93 \text{ KN.m} \geq 1.05 M_{u03} \\ M_{ut3} \geq 0.51 M_{u03} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ut3} + 6.93 \text{ KN.m} \geq 1.05 \times 15.40 \\ M_{ut3} \geq 0.51 \times 15.40 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut3} + 6.93 \text{ KN.m} \geq 16.17 \text{ KN.m} \\ M_{ut2} \geq 7.9772 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad M_{ut3} \geq 16.170 - 6.93 = 9.245 \text{ KN.m}$$

**Donc on prend**  $M_{ut3} = (7.977 ; 9.245) \text{ KN.m}$

$M_{ut3} = 9.2457 \text{ KN.m}$

➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05] M_{s0} \\ M_{st} \geq \left( \frac{1+0.3 \times 0.123}{2} \right) M_{s0} \end{array} \right.$$

• **Travée (2-3) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st2} + \frac{M_{s_a}^2 + M_{s_a}^3}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05] M_{s02} \\ M_{st2} \geq \left( \frac{1+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{s02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st2} + \frac{3.73+4.50}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05)]M_{s02} \\ M_{st2} \geq 0.51M_{s02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st2} + 4.11\text{KN.m} \geq 1.05M_{s02} \\ M_{st2} \geq 0.51M_{s02} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{st2} + 4.11\text{KN.m} \geq 1.05 \times 7.46 \\ M_{st2} \geq 0.51 \times 7.46 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st2} + 4.11\text{KN.m} \geq 7.833\text{KN.m} \\ M_{st2} \geq 3.8676\text{KN.m} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad M_{st2} \geq 7.833 - 4.115 = 3.718\text{KN.m}$$

**Donc on prend**  $M_{st2} = \max ( 3.718 ; 3.8676 )\text{KN.m}$

$M_{st2} = 3.8676\text{KN.m}$

• **Travée (3-4) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + \frac{MS_a^3 + MS_a^4}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05]M_{s03} \\ M_{st3} \geq \left( \frac{1+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{s03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + \frac{4.50+5.63}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05)]M_{s03} \\ M_{st3} \geq 0.52M_{s03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + 5.06\text{KN.m} \geq 1.05M_{s03} \\ M_{st3} \geq 0.51M_{s03} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + 5.06\text{KN.m} \geq 1.05 \times 11.26 \\ M_{st3} \geq 0.51 \times 11.26 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + 5.06 \text{ KN.m} \geq 11.823 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{st3} \geq 11.823 - 5.06 = 6.763 \text{ KN.m} \\ M_{st3} \geq 5.8326 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc on prend  $M_{st3} = \max ( 6.763 ; 5.832 ) \text{ KN.m}$

$M_{st3} = 6.763 \text{ KN.m}$

c) Efforts tranchants :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_{u01} = \frac{qu \times l1}{2} = \frac{6.6672 \times 3.40}{2} = 11.33 \text{ KN}$$

$$T_{u02} = \frac{qu \times l2}{2} = \frac{6.6672 \times 3.50}{2} = 11.66 \text{ KN}$$

$$T_{u03} = \frac{qu \times l3}{2} = \frac{6.6672 \times 4.30}{2} = 14.33 \text{ KN}$$

$$T_{u04} = \frac{qu \times l4}{2} = \frac{6.6672 \times 3.70}{2} = 12.33 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.S) :

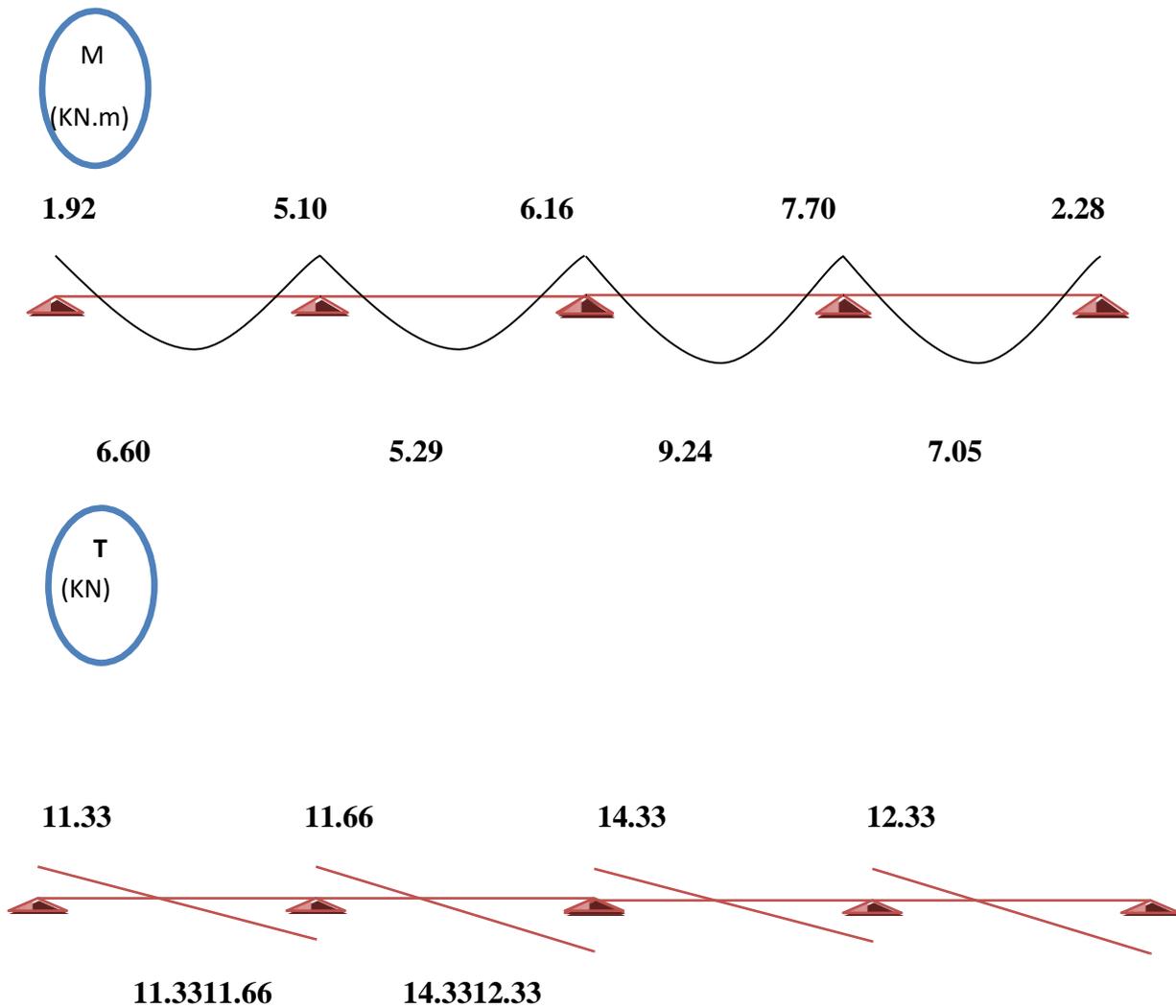
$$T_{s01} = \frac{qs \times l1}{2} = \frac{4.872 \times 3.40}{2} = 8.28 \text{ KN}$$

$$T_{s02} = \frac{qs \times l2}{2} = \frac{4.872 \times 3.50}{2} = 8.52 \text{ KN}$$

$$T_{s03} = \frac{qs \times l3}{2} = \frac{4.872 \times 4.30}{2} = 10.47 \text{ KN}$$

$$T_{s04} = \frac{qs \times l4}{2} = \frac{4.872 \times 3.70}{2} = 9.01 \text{ KN}$$





**Figure III.5 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T^u_1 = 11.33 \text{ KN}$$

$$T^u_2 = -1,1 \times 11.33 \Rightarrow T^u_2 = -12.46 \text{ KN}$$

$$T^u_2 = 1,1 \times 11.66 \Rightarrow T^u_2 = 12.83 \text{ KN}$$

$$T^u_3 = -11.66 \text{ KN}$$

$$T^u_3 = 14.33 \text{ KN}$$

$$T^u_4 = -1.1 \times 14.33 \Rightarrow T^u_4 = 15.76 \text{ KN}$$

$$T^u_4 = 1.1 \times 12.33 \Rightarrow T^u_4 = 13.56 \text{ KN}$$

$$T^u_5 = -12.33 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.S):

$$T^s_1 = 8.28 \text{ KN}$$

$$T^s_2 = -1,1 \times 8.28 \Rightarrow T^u_2 = -9.11 \text{ KN}$$

$$T^s_2 = 1,1 \times 8.52 \Rightarrow T^u_2 = 9.37 \text{ KN}$$

$$T^u_3 = -8.52 \text{ KN}$$

$$T^s_3 = 10.47 \text{ KN}$$

$$T^s_4 = -1.1 \times 10.47 \Rightarrow T^u_4 = 11.51 \text{ KN}$$

$$T^s_4 = 1.1 \times 9.01 \Rightarrow T^u_4 = 9.91 \text{ KN}$$

$$T^s_5 = -9.01 \text{ KN}$$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1.92	-1.40	1-2	11.33	-12.46	8.28	-9.11	6.60	4.82
2	-5.10	-3.73	2-3	12.83	-11.66	9.37	-8.52	5.29	3.86
3	-6.16	-4.50	3-4	14.33	-15.76	10.47	-11.52	9.24	6.75
4	-7.70	-5.63	4-5	13.56	-12.33	9.91	-9.01	7.05	5.15
5	-2.28	-1.66							

**Tableau III.3 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant :

Type 01' : (étage courant)



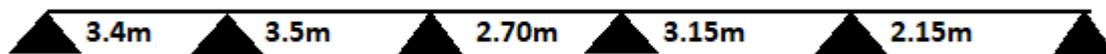
$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

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

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1.58	-1.14	1-2	9.33	-10.26	6.74	-7.41	5.57	4.02
2	-4.20	-3.03	2-3	10.56	-9.60	7.63	-6.94	4.48	3.24
3	-5.07	-3.66	3-4	11.80	-12.98	8.52	-9.37	7.84	5.66
4	-6.34	-4.58	4-5	11.17	-10.15	8.07	-7.33	9.95	4.30
5	-1,87	-1.35							

**Tableau III.4** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant :

Type 02 : (Terrasse)



$$G = 7.12\text{KN/m}^2$$

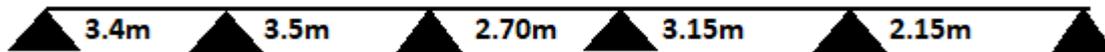
$$Q = 1.00\text{KN/m}^2$$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1.92	-1.40	1-2	11.33	-12.46	8.28	-9.11	6.60	4.82
2	-5.10	-3.73	2-3	12.83	-11.66	9.37	-8.52	6.12	4.47
3	-4.08	-2.98	3-4	9.00	-9.00	6.57	-6.57	3.15	2.30
4	-3.30	-2.41	4-5	10.50	-11.55	7.67	-8.44	4.96	3.62
5	-4.13	-3.02	5-6	7.88	-7.16	5.76	-5.23	2.38	1.74

6	-7.70	-5.63
---	-------	-------

**Tableau III.5** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

Type 02' : (Etage Courant)



$G = 5.11\text{KN/m}^2$

$Q = 1.50\text{KN/m}^2$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1.58	-1.14	1-2	9.33	-10.26	6.74	-7.41	5.57	4.02
2	-4.20	-3.03	2-3	10.56	-9.60	7.63	-6.94	5.19	3.75
3	-3.36	-2.42	3-4	7.41	-7.41	5.35	-5.35	2.67	1.93
4	-2.72	-1.96	4-5	8.64	-9.50	6.24	-6.87	4.20	3.04
5	-3.40	-2.45	5-6	6.49	-5.90	4.68	-4.26	2.01	1.45
6	-6.34	-4.58							

**Tableau III.6** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

Type 03 : (Terrasse)



$G = 7.12\text{KN/m}^2$

$Q = 1.00\text{KN/m}^2$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1.92	-1.40	1-2	11.33	-12.46	8.28	-9.11	6.60	4.82
2	-5.10	-3.73	2-3	12.83	-11.66	9.37	-8.52	6.12	4.47
3	-4.08	-2.98	3-4	9.00	-9.00	6.57	-6.57	3.15	2.30
4	-3.30	-2.41	4-5	10.50	-10.50	7.67	-7.67	5.37	3.92
5	-3.30	-2.41	5-6	7.16	-7.16	5.23	-5.23	1.99	1.45
6	-3.96	-2.89		11.50	-12.65	8.40	-9.24	5.95	4.34
7	-4.95	-3.62		11.36	-10.33	8.30	-7.55	5.12	3.74
8	-1.60	-1.17							

**Tableau III.7** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

Type 04 : (Terrasse)



$$G = 7.12 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN/m}^2$$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1.92	-1.40	1-2	11.33	-12.46	8.28	-9.11	6.60	4.82
2	-5.10	-3.73	2-3	12.83	-11.66	9.37	-8.52	5.29	3.86
3	-6.16	-4.50	3-4	14.33	-14.33	10.47	-10.47	10.01	7.31
4	-6.16	-4.50	4-5	12.33	-12.33	9.01	-9.01	6.61	4.83

<b>5</b>	-4.56	-3.33	5-6	11.50	-12.65	8.40	-9.24	5.65	4.13
<b>6</b>	-4.95	-3.62	6-7	11.36	-10.33	8.30	-7.55	5.12	3.74
<b>7</b>	-1.60	-1.17							

**Tableau III.8** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

Type 04' : (Etage Courant)



$G = 5.11\text{KN/m}^2$

$Q = 1.50\text{KN/m}^2$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
<b>1</b>	-1.58	-1.14	1-2	9.33	-10.26	6.74	-7.41	5.57	4.02
<b>2</b>	-4.20	-3.03	2-3	10.56	-9.60	7.63	-6.94	4.48	3.24
<b>3</b>	-5.07	-3.66	3-4	11.80	-11.80	8.52	-8.52	8.47	6.12
<b>4</b>	-5.07	-3.66	4-5	10.15	-10.15	7.33	-7.33	5.61	4.05
<b>5</b>	-3.75	-2.71	5-6	9.46	-10.41	6.84	-7.52	4.80	3.46
<b>6</b>	-4.08	-2.95	6-7	9.35	-8.50	6.76	-6.14	4.34	3.13
<b>7</b>	-1.31	-0.95							

**Tableau III.9** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

Type 05 : (Etage Courant)



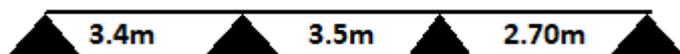
$$G = 5.11\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.50\text{KN/m}^2$$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-0.63	-0.45	1-2	5.90	-6.49	4.26	-4.68	2.01	1.45
2	-4.08	-2.95	2-3	10.41	-10.41	7.52	-7.52	4.63	3.35
3	-4.08	-2.95	3-4	9.35	-8.50	6.76	-6.14	4.34	3.13
4	-1.31	-0.95							

**Tableau III.10** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

Type 06 : (Etage Courant)



$$G = 5.11\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.50\text{KN/m}^2$$

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1.58	-1.14	1-2	9.33	-10.26	6.74	-7.41	5.57	4.02
2	-4.20	-3.03	2-3	10.56	-10.56	7.63	-7.63	4.77	3.44
3	-4.20	-3.03	3-4	8.15	-7.41	5.88	-5.35	3.17	2.29

4	-1.00	-0.72
---	-------	-------

**Tableau III.11 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

**III.2.5- Détermination des armatures :**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-7.70	-5.63	9.24	6.75	15.76
1'	-6.34	-4.58	9.95	5.66	12.98
2	-7.70	-5.63	6.60	4.82	12.83
2'	-6.34	-4.58	5.57	4.02	10.56
3	-5.10	-3.73	6.60	4.82	12.83
4	-6.16	-4.50	10.01	7.31	14.33
4'	-5.07	-3.66	8.47	6.12	11.80
5	-4.08	-2.95	4.63	3.35	10.41
6	-4.20	-3.03	5.57	4.02	10.56

**Tableau III.12:** Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-7.70	-5.63	10.01	7.31	15.76

**Tableau III.13:** Les valeurs des efforts maximums



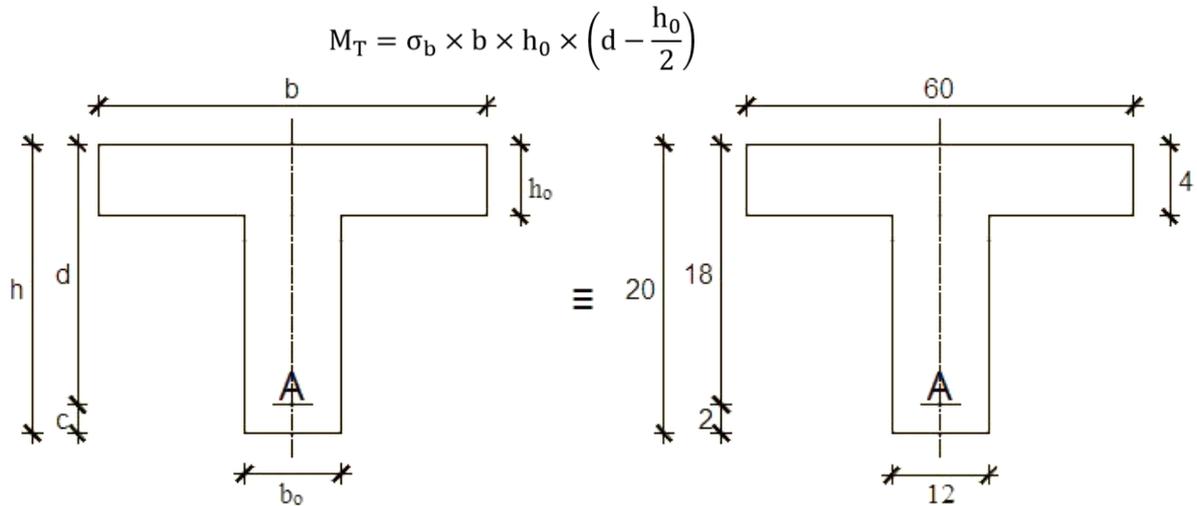
A) En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 10.0162 \text{KN.m}$$

$$M_t^u = 10016.20 \text{N.m}$$

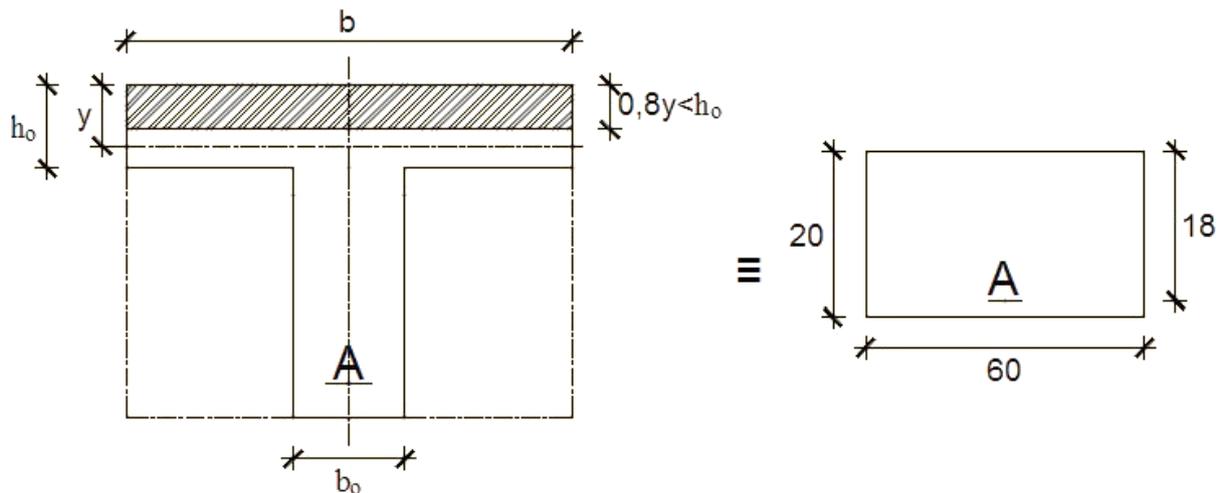
Vérification de l'étendue de la zone comprimée :



**Figure.III.6** : Section de calcul

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 10016.20 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{N.m}$  ➡ La zone comprimée se trouve dans la table de compression . Donc la section de calcul sera considéré une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$



**Figure.III.7** : Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10016.20}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \longrightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.046) = 0.981$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10016.20}{348 \times 0.981 \times 18} = 1.62 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.62 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures 3T10  $\longrightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^s = 7319.30 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = -15.60 < 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

La section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60-12)4 + 15 \times 2.36}{12} = 18.95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60-12) \times 4^2 + 30 \times 2.36 \times 18}{12} = 170.20 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.95 + \sqrt{(18.95)^2 + 170.20} = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4.05^3 - (60-12)(4.05-4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18-4.05)^2 = 8217.529 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms^2}{I} = \frac{7319.30}{8217.529} = 0.89$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 0.89 \times 4.05 = 3.60 \text{ MPa}$$

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

$$\dots \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15K.(d - y_1) = 15 \times 0.89 \times (18 - 4.05) = 186.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} FeE ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right] \text{ Avec : } \eta = 1.6 \Rightarrow \text{Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266.66 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\dots \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

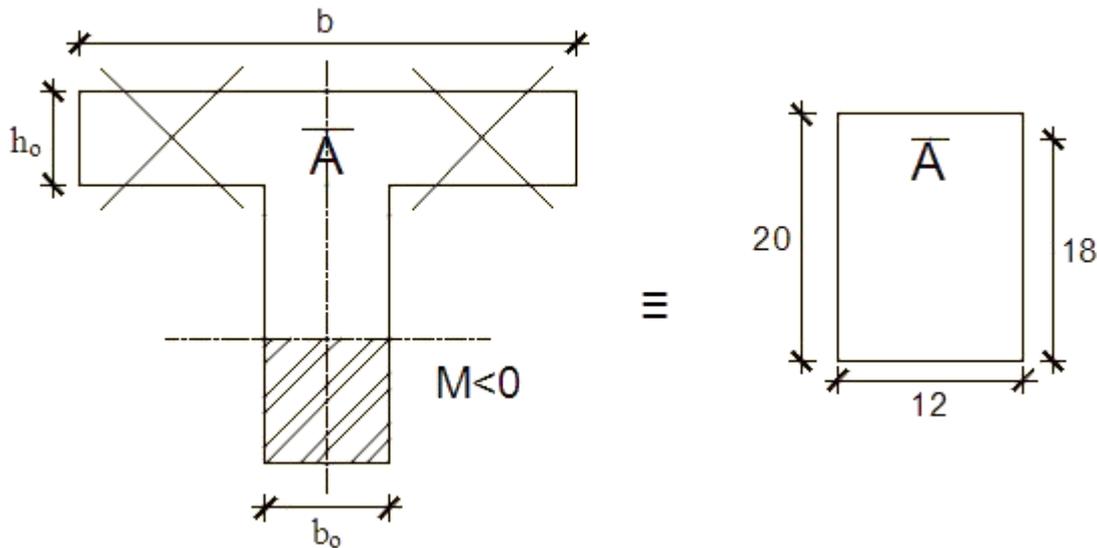
**B) En appuis :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -7.7048 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -7704.80 \text{ N.m}$$

$M_a^u < 0$  Donc ; La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu N'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .



**Figure.III.8** : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7704.80}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0.139$$

$\mu = 0.139 < \mu_L = 0.392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  A' n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.188$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.188) = 0.924$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7704.80}{348 \times 0.924 \times 18} = 1.33 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1.33 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 1T14   $A_a = 1.54 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^s = -5630.20 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u a}{M_s a}$$

$$\gamma = \frac{M_u a}{M_s a} = \frac{7704.80}{5630.20} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.430 \dots \dots \dots \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Fissuration peu nuisible.....Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

**III.2.5.1- Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 15767.90 \text{ N}$$

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :  
[CBA93/A.5.1.3]

?

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 15767.90 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 100 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1] : On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A.5.1.3.2.1]}$$

?

$$A_{inf} \geq 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 15767.90 + \frac{7704.80}{0.9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0.46 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée)

**Donc** : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne** : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T^u \max}{b_0 \times d} = \frac{15767.90}{12 \times 18 \times 10^2} = 0.72 \text{MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\overline{\tau_u} = \min [ 0.2 \times \frac{f_c 28}{\gamma b} ; 5 \text{MPa} ] = 3.34 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.72 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.34 \text{ Mpa}$  → Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

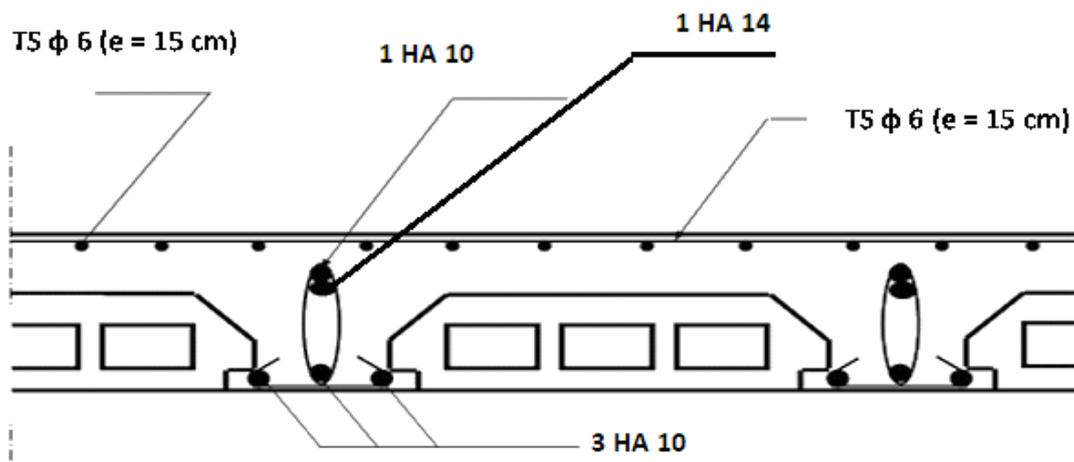
- **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$**  : [Article BAEL91/4.2.3]

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{mm}$  de nuance d'acier FeE235 →  $2 \phi_6$  →  $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$



**Figure III.9** : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}]$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

- $\delta_{t1} \leq \frac{At \times 0,80 \times fe}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times ft_{28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,72 - 0,3 \times 2,1)} = 97,48 \text{ cm}$
- $\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$
- $\delta_{t3} \leq \frac{At \times fe}{0,4 \times b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,41 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$
- $\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$

Donc : On adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm}$

### III.2.5.2- Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,050 < 0,063$$

Avec :

$l = 4,00\text{m}$  (la plus grande portée entre nu d'appui)  $\Rightarrow$  (Condition non vérifiée)

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_s^{\square}}{M_{s_0}} \right) \quad \text{Avec : } M_t^s : \text{ le moment max en travée}$$

$$M_{s_0} = \frac{q_{er}^{\square} \times l^2}{8} = \frac{4872 \times 4,30^2}{8} = 11260,41 \text{ N.m}$$

$$\frac{20}{400} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{7319,30}{11260,41} \right) = 0,050 \leq 0,065 \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{A_t^{\square}}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{2,36}{60 \times 18} \leq \frac{4,2}{fe} = 0,0021 \leq 0,011 \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

$f_{gv}, f_{gi}$ : Les flèches dus à la charge g ;

$f_{ji}$  : La flèche dus à la charge j ;

$f_{pi}$ : La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 712 = 427.2 \text{ daN/ml}$$

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons, j =g= 427,2 daN/ml (Plancher terrasse) et

$$p : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (712 + 100) \times 0,6 = 487,2 \text{ daN/ml}$$

• **Calcul des moments fléchissant : (Travée)**

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 3-4). Alors la flèche maximale s'y trouve aussi :



➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st} + \frac{Mw+Me}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05] M_{s0} \\ M_{st} \geq \left( \frac{1+0.3 \times 0.123}{2} \right) M_{s0} \end{array} \right.$$

• **Travée (3-4) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + \frac{MS_a^3 + MS_a^4}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.123) ; 1.05] M_{s03} \\ M_{st3} \geq \left( \frac{1+0.3 \times (0.123)}{2} \right) M_{s03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + \frac{4.50+4.50}{2} \geq \max [(1.0369 ; 1.05] M_{s03} \\ M_{st3} \geq 0.52 M_{s03} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + 4.50 \text{KN.m} \geq 1.05 M_{s03} \\ M_{st3} \geq 0.52 M_{s03} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{st3} + 0.40 M_{s03} \geq 1.05 M_{s03} \\ M_{st2} \geq 0.52 M_{st3} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{st3} \geq 0.65 M_{s03} \\ M_{st3} \geq 0.52 M_{s03} \end{array} \right. \Rightarrow M_{st3} = 0.65 \times 11.26$$

Donc on prend  $M_{st3} = 0.65 M_{s03}$

$M_{st3} = 7.319 \text{KN.m}$

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = 0.65 \times g \frac{L^2}{8} = 0.65 \times 427.2 \times \frac{4.3^2}{8} = 641.787 \text{daN/m}$$

$$M_p = 0.65 \times p \frac{L^2}{8} = 0.65 \times 487.2 \times \frac{4.3^2}{8} = 731.926 \text{daN/m}$$

$$M_j = 0.65 \times j \frac{L^2}{8} = 0.65 \times 427.2 \times \frac{4.3^2}{8} = 641.787 \text{daN/m}$$

• **Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa}$

Module de déformation longitudinale différée  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{MPa}$

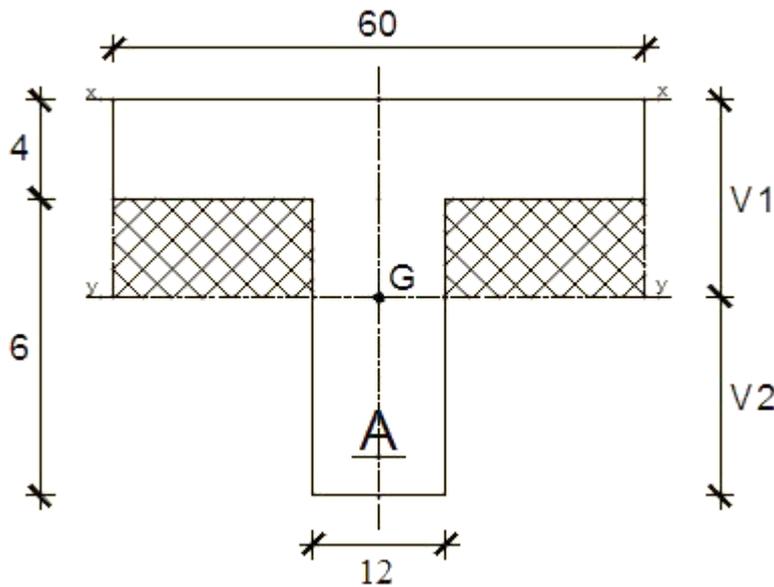
• **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• **Coordonnées du centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$



**Figure.III.10** : Section de calcul

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 7.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.31 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times v_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)}{3} (v_1 - h_0)^3 + b_0 \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 19432.38 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.095 \text{ tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.856$$

$\rho$ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6417.87}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 176.495 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7319.26}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 2011.288 \text{ MPa}$$

• **Calcul de:  $\mu_g$ ,  $\mu_j$  et  $\mu_p$ :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01095 \times 176.495 + 2.1} = 0.63$$

$$\mu_g = \mu_j = 0.37$$

$$\mu_{\square} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01095 \times 201.288 + 2.1} = 0.67$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

**Avec :**

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0.01095} = 3.68$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0.01095} = 1.47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19432.38}{1 + 3.68 \times 0.63} = 6441.5435 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19432.38}{1 + 1.47 \times 0.63} = 11097.8755 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{\square}} = \frac{1.1 \times 19432.38}{1 + 3.68 \times 0.67} = 6167.9414 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches partielles :**

$$F_g^v = \frac{M^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6417.87 \times 4.3^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 11097.8755} = 0.98 \text{ cm}$$

$$F_g^i = F_j^i = \frac{M^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6417.87 \times 4.3^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 6441.5435} = 0.57 \text{ cm}$$

$$F_p^i = \frac{M^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7319.26 \times 4.75^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 6167.9414} = 0.68 \text{ cm}$$

• **La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (F_g^v - F_j^i) + (F_p^i - F_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0.98 - 0.57) + (0.68 - 0.57)$$

$$\Delta_{ft} = 0.52 \text{ cm}$$

• **La flèche admissible :**

$$I = 4.30\text{m} < 5.00\text{m}$$

$$\Delta_{ft\max} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

Donc :  $\Delta_{ft} = 0,52\text{cm} < \Delta_{ft\max} = 0,86\text{cm}$   **La flèche est vérifiée.**

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3 HA10	2 Ø6
En Appui	1HA14	2 Ø6

**Tableau III.14:** Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

**III.3- Plancher à dalle pleine :**

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le pourtour).

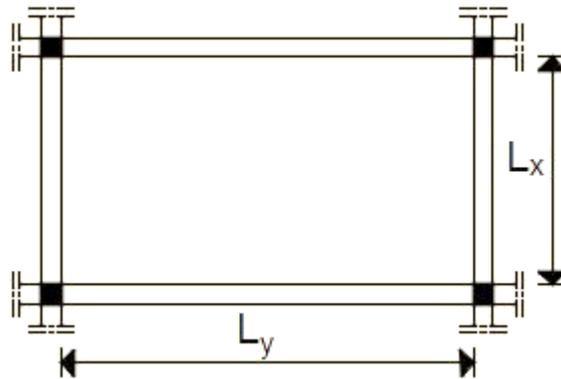
**III.3.1- Méthode de calcul :**

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et du type de chargement

Si  $\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \text{La charge est uniformément répartie} \end{array} \right. \longrightarrow \text{La dalle porte suivant une seule direction}$

Si  $\left\{ \begin{array}{l} 0,4 \leq \rho \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément répartie} \end{array} \right. \longrightarrow \text{La dalle porte suivant une deux directions}$

Si On a une charge concentrée  $\longrightarrow$  La dalle porte suivant une deux directions  
Quel que soit la valeur de  $\rho$



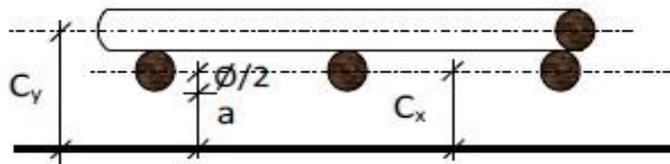
**Figure III.11 :** Dimensions d'un panneau de dalle

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre. II**) et leur calcul se fera en flexion simple.

a) **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[Pratique du BAEL 91-14.5].



**Figure III.12:** Enrobage.

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec } h_d = 16 \text{ cm.}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm.}$$

b) **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

c) **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

d) **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivant le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivant le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

### III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations :

D'après la descente de charges effectuée dans le (chapitre II) ; on a :

$$G = 6,31 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

a) **Combinaison fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\bar{q}_u^- = 1,35G + 1,5Q$$

$$\bar{q}_u^- = 1,35 \times 6,31 + 1,5 \times 2,50 = 12,27 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u^- \times 1,00 = 12,27 \text{ KN/m}_L$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\bar{q}_{ser}^{\equiv} = G + Q$$

$$\bar{q}_{ser}^{\equiv} = 6,31 + 2,50 = 8,81 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = \bar{q}_{ser}^{\equiv} \times 1,00 = 8.81 \text{ KN/m}_L$$

**b) Calcul des Sollicitation :**

❖ Panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xser} = \mu_{xser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yser} = \mu_{yser} \times M_{xser} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

**Avec :**

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \quad \text{et} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

**c) Coefficient de poisson \nu :**

$\nu = 0$  ➡ Etats limites ultimes (béton fissuré) ;

$\nu = 0,2$  ➡ Etats limites de service (béton non fissuré).

**d) Mode d'encastrement :**

❖ Panneau de dalle continu au-delà de ces appuis :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ax} = - 0,5M_x$$

$$M_{ay} = - 0,5M_y$$

❖ Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- **En appuis intermédiaires :**

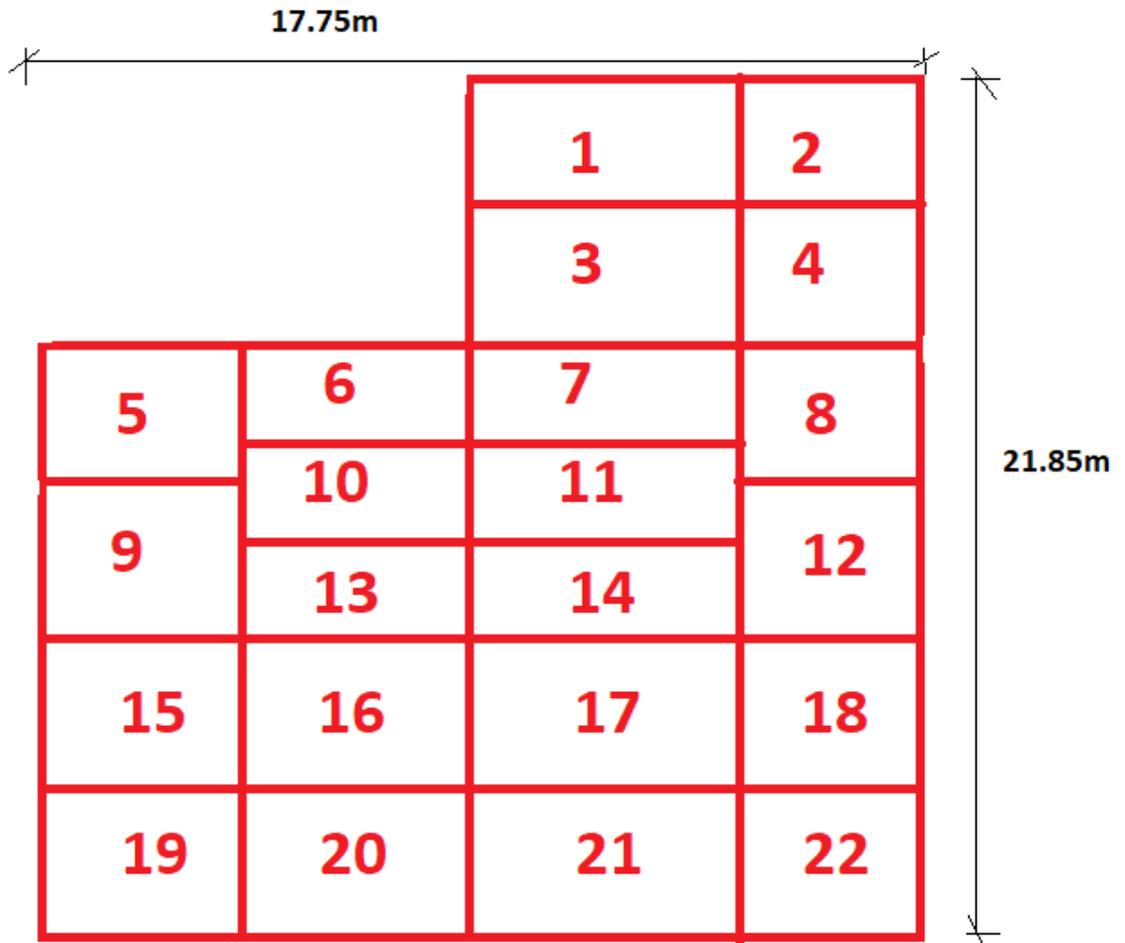
$$M_{ax} = - 0,5M_x$$

$$M_{ay} = - 0,5M_y$$

- **En appuis de rives :**

Marx= - 0,3Mx

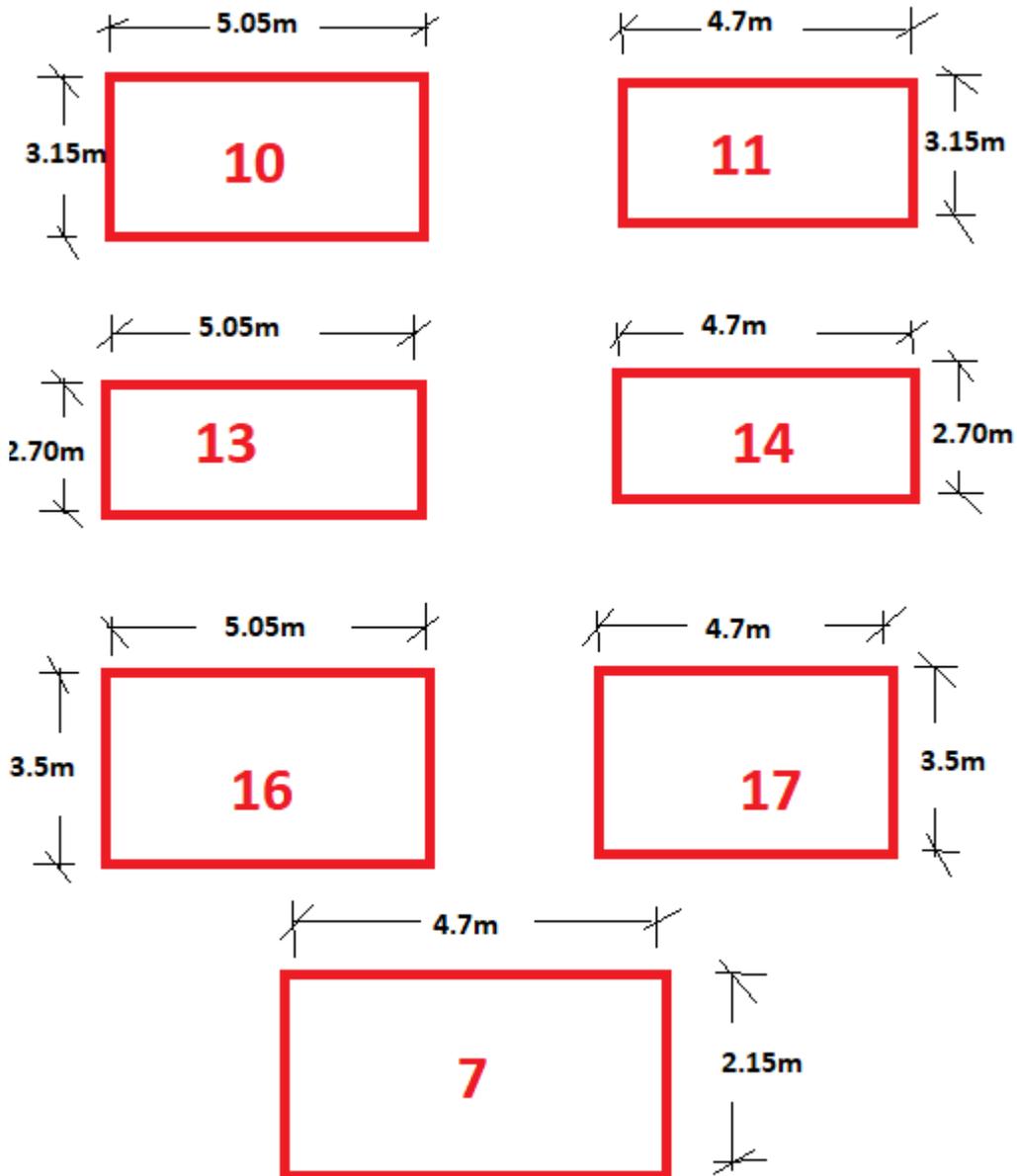
Mary= - 0,3My



**Figure III.13** : Les panneaux de notre structure

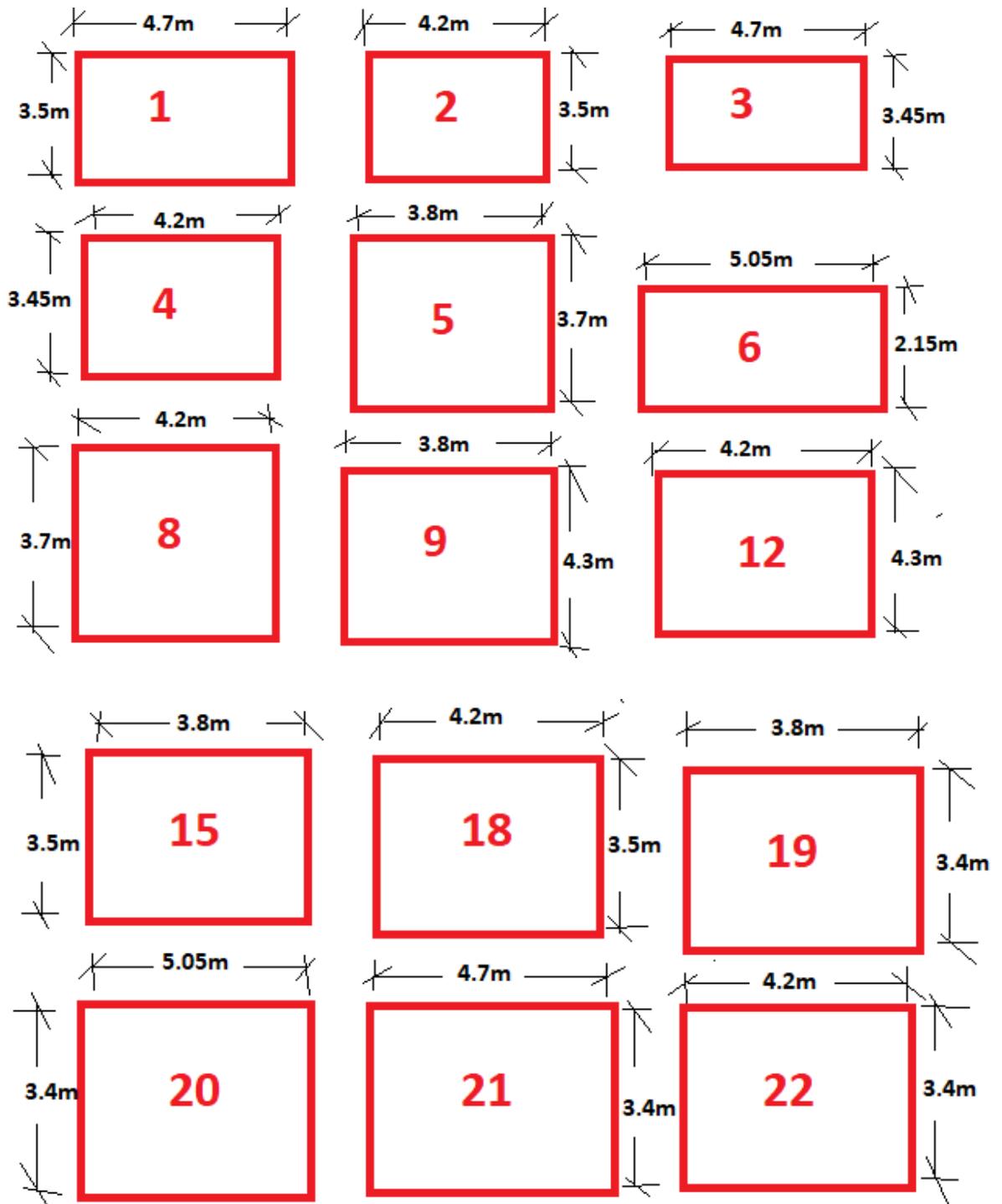


**Types 01** : Panneau de dalle continu au delà de ses appuis :



**Figure III.14:** Panneau continu au-delà de ses appuis

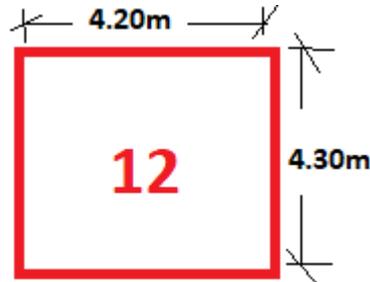
**Type 02 :** Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel



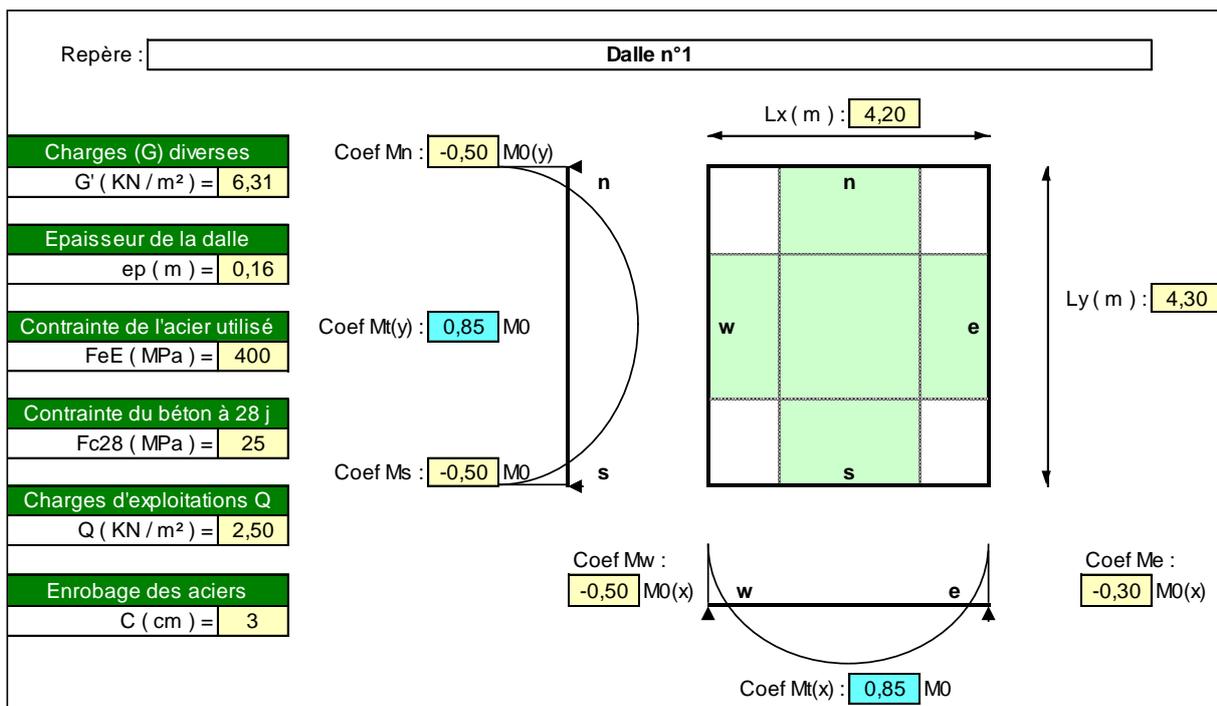
**Figure.III.15:** Panneau de rive dont un appui assure un encastrement partiel.

III.3.3- Application :

➤ Type de panneau à étudiée :



**Figure III.16:** Le panneau le plus sollicité



**Figure III.17:** Schéma statique de panneau (12).

$L_x = 4,20\text{m}$

$L_y = 4,30\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{430} = 0,97 \Rightarrow$  La dalle porte suivant deux directions

a) Moment fléchissant en appuis :➤ Etat limite ultime (E.L.U) :(Sens X-X) :

$$\mu_{xu} = 0,0392[\text{B.A.E.L. 91}]$$

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 = 0,0392 \times 12,27 \times 4,2^2 = \mathbf{8,48 \text{ KN.m}}$$

$$M_w = -0,5 \times M_{xu} = -0,5 \times 8,48 = \mathbf{- 4,24 \text{ KN.m}}$$

$$M_e = -0,3 \times M_{xu} = -0,3 \times 8,48 = \mathbf{- 2,54 \text{ KN.m}}$$

(Sens Y-Y) :

$$\mu_{yu} = 0,9322[\text{B.A.E.L. 91}]$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = 0,9322 \times 8,48 = \mathbf{7,90 \text{ KN.m}}$$

$$M_n = -0,5 \times M_{yu} = -0,5 \times 7,90 = \mathbf{- 3,95 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = -0,5 \times M_{yu} = -0,5 \times 7,90 = \mathbf{- 3,95 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :(Sens X-X) :

$$\mu_{xser} = 0,0465[\text{B.A.E.L. 91}]$$

$$M_{xser} = \mu_{xser} \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0465 \times 8,81 \times 4,2^2 = \mathbf{7,22 \text{ KN.m}}$$

$$M_w = -0,5 \times M_{xser} = -0,5 \times 7,22 = \mathbf{- 3,61 \text{ KN.m}}$$

$$M_e = -0,3 \times M_{xser} = -0,3 \times 7,22 = \mathbf{- 2,16 \text{ KN.m}}$$

(Sens Y-Y) :

$$\mu_{yser} = 0,9543[\text{B.A.E.L. 91}]$$

$$M_{yser} = \mu_{yser} \times M_{xser} = 0,9543 \times 7,22 = \mathbf{6,89 \text{ KN.m}}$$

$$M_n = -0,5 \times M_{yser} = -0,5 \times 6,89 = \mathbf{- 3,44 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = -0,5 \times M_{yser} = -0,5 \times 6,89 = \mathbf{- 3,44 \text{ KN.m}}$$

b) Moment fléchissant en travée :➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

(Sens X-X) :

$$M_{tx}=0,85 \times M_{xu}=0,85 \times 8.48= \mathbf{7.20KN.m}$$

(Sens Y-Y) :

$$M_{ty}=0,85 \times M_{yu}=0,85 \times 7.90 = \mathbf{6.71KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

(Sens X-X) :

$$M_{tx}=0,85 \times M_{xser}=0,85 \times 7.22= \mathbf{6.13KN.m}$$

(Sens Y-Y) :

$$M_{ty}=0,85 \times M_{yser}=0,85 \times 6.89 = \mathbf{5.85KN.m}$$

c) Efforts tranchants :

- $T_u \text{ max} :$

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_x^u = \frac{12.27 \times 4.20}{2} \times \frac{4.30^4}{4.30^4 + 4.20^4} = \mathbf{13.4890 \text{ KN/mL}}$$

$$T_y^u = \frac{12.27 \times 4.30}{2} \times \frac{4.20^4}{4.20^4 + 4.30^4} = \mathbf{12.5571 \text{ KN/mL}}$$

$$T^{\max} = \max (T_x^{\max} ; T_y^{\max} ) \Rightarrow T^{\max} = \mathbf{13.4890 \text{ KN/mL}}$$

Panneaux	Lx	Ly	$\zeta=Lx/Ly$	ELU $\nu=0$								ELS $\nu=0,2$							
				$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [KN.m]	Max [KN.m]	Mtx [KN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mty [KN.m]	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [KN.m]	Max [KN.m]	Mtx [KN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mty [KN.m]
1	3.10	4.70	0.65	0.0751	0.3613	8.85	-4.42	7.52	3.19	-1.59	2.71	0.0805	0.5235	6.81	-3.40	5.79	3.56	-1.78	3.03
2	3.10	4.20	0.73	0.0646	0.4780	7.61	-3.80	6.47	3.63	-1.81	3.09	0.0708	0.6188	5.99	-2.99	5.09	3.70	-1.85	3.14
3	3.45	4.70	0.73	0.0646	0.4780	9.43	-4.71	8.01	4.50	-2.25	3.82	0.0708	0.6188	7.42	-3.71	6.31	4.59	-2.29	3.90
4	3.45	4.20	0.82	0.0539	0.6313	7.87	-3.93	6.68	4.96	-2.48	4.21	0.0607	0.7318	6.36	-3.18	5.40	4.65	-2.32	3.95
5	3.70	3.80	0.97	0.0392	0.9322	6.58	-3.29	5.59	6.13	-3.06	5.21	0.0465	0.9543	5.60	-2.80	4.76	5.34	-2.67	4.53
6	2.15	5.05	0.42	0.1075	0.2500	6.09	-3.04	5.17	1.52	-0.76	1.29	0.1098	0.3000	4.47	-2.23	3.79	1.34	-0.67	1.13
7	2.15	4.70	0.45	0.1036	0.2500	5.87	-2.93	4.40	1.46	-0.73	1.09	0.1063	0.3234	4.32	-2.16	3.24	1.39	-0.69	1.04
8	3.70	4.20	0.88	0.0476	0.7438	7.99	-3.99	6.79	5.94	-2.97	5.04	0.0546	0.8216	6.58	-3.42	5.82	5.62	-2.81	4.77
9	3.80	4.30	0.88	0.0476	0.7438	8.43	-4.21	7.16	6.27	-3.13	5.32	0.0546	0.8216	6.94	-3.47	5.89	5.70	-2.82	4.84
10	3.15	5.05	0.62	0.0794	0.3205	9.66	-4.83	7.24	3.09	-1.54	2.31	0.0844	0.4892	7.37	-3.68	5.52	3.60	-1.80	2.70
11	3.15	4.70	0.67	0.0723	0.3895	8.80	-4.40	6.60	3.42	-1.71	2.56	0.0780	0.5469	6.81	-3.40	5.10	3.72	-1.86	2.79
12	4.20	4.30	0.97	0.0392	0.9322	8.48	-4.24	7.20	<b>7.90</b>	<b>-3.95</b>	<b>6.71</b>	0.0465	0.9543	7.22	-3.61	6.13	<b>6.89</b>	<b>-3.44</b>	5.85
13	2.70	5.05	0.53	0.0922	0.2500	8.24	-4.12	6.18	2.06	-1.03	1.54	0.0961	0.3949	6.17	-3.08	4.62	2.43	-1.21	1.82
14	2.70	4.70	0.57	0.0865	0.2582	7.73	-3.86	5.79	1.99	-0.99	1.49	0.0910	0.4357	5.84	-2.92	4.38	2.54	-1.27	1.90
15	3.50	3.80	0.92	0.0437	0.8251	6.56	-3.28	5.57	5.41	-2.70	4.59	0.0509	0.8799	5.49	-2.74	4.66	4.83	-2.41	4.10
16	3.50	5.05	0.69	0.0697	0.4181	<b>10.47</b>	<b>-5.23</b>	7.85	4.37	-2.18	3.27	0.0755	0.5704	<b>8.14</b>	<b>-4.07</b>	6.11	4.64	-2.32	3.48
17	3.50	4.70	0.74	0.0633	0.4938	9.51	-4.75	7.13	4.69	-2.34	3.51	0.0696	0.6315	7.51	-3.75	5.63	4.74	-2.37	3.55
18	3.50	4.20	0.83	0.0528	0.6494	7.93	-3.96	6.74	5.14	-2.57	4.36	0.0596	0.7518	6.43	-3.21	5.46	4.83	-2.41	4.10
19	3.40	3.80	0.89	0.0466	0.7635	6.60	-3.30	5.61	5.03	-2.51	4.27	0.0537	0.8358	5.46	-2.73	4.64	4.57	-2.28	3.88
20	3.40	5.05	0.67	0.0723	0.3895	10.25	-5.12	<b>8.71</b>	3.99	-1.99	3.39	0.0780	0.5469	7.94	-3.97	<b>6.75</b>	4.34	-2.17	3.69
21	3.40	4.70	0.72	0.0658	0.4624	9.33	-4.66	7.93	4.31	-2.15	3.66	0.0719	0.6063	7.32	-3.66	6.22	4.43	-2.21	3.77
22	3.40	4.20	0.80	0.0561	0.5959	7.95	-3.97	6.75	4.73	-2.36	4.02	0.0628	0.7111	6.39	-3.19	5.43	4.54	-2.27	3.86

**Tableau III.15:** Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du RDC

➤ **Remarque :**

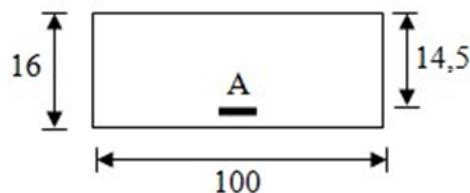
Pour les calculs des ferrailages de la dalle pleine, on prend le cas le plus défavorable

		$M_u$ [KN.m]	$M_{ser}$ [KN.m]
<b>Sens XX</b>	<b>Travée</b>	8.7125	6.7522
	<b>Appuis</b>	-5.2350	-4.0740
<b>Sens yy</b>	<b>Travée</b>	6.7192	5.8565
	<b>Appuis</b>	-3.9525	-3.445

**Tableau III.16 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

### III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

#### ❖ Sens X-X :



**Figure III.18 :** section de calcul en travée (X-X)

#### a) En travées :

##### ➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ux}^t = 8.7125 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u_{\text{Tx}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8712.50}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.029$$

$\mu = 0.029 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow$  A' n'existe pas ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.037$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.037) = 0.985$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M^u_{\text{Tx}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8712.50}{348 \times 0.985 \times 14.5} = 1.75 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1.75 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures :

$$5\text{T10} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M^t_{\text{sx}} = 6.7522 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$



$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{8712.50}{6752.20} = 1.29$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$

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

**Conclusion :**

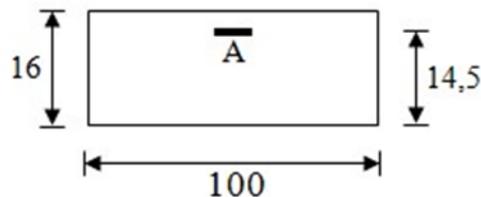
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

**b) En appui :**



**Figure III.19** : section de calcul en appui (X-X)

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = -5.235 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5235}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.017$$

$\mu = 0.017 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas ;

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.022) = 0.991$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5235}{348 \times 0.991 \times 14.5} = 1.04 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\min} ) \Rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures :

$$5\text{T}10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{sx}^a = -4.0740 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{5235}{4074} = 1.29$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$

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

**Conclusion :**

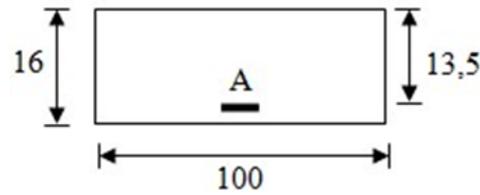
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

❖ Sens Y-Y :



**Figure III.20** : section de calcul en travée (Y-Y)

a) En travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{uy}^t = 6.7192 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6719.20}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.032) = 0.987$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6719.20}{348 \times 0.987 \times 13.5} = 1.44 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1.44 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

✓ Choix des armatures :

5T10/m<sub>L</sub> → A = 3,93 cm<sup>2</sup>/m<sub>L</sub>.

(T10 → e = 20cm).

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{sy}^t = 5.8565 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ FeE400 \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{6719.20}{5856.5} = 1.14$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

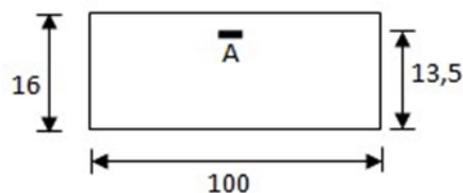
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

**Conclusion :**

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   
 Fissuration peu nuisible } Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

b) **En appui :**



**Figure. III.21:** section de calcul en appui (Y-Y)

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 3.9525 \text{KN.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3952.50}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.015$$

$\mu = 0.015 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow$  A' n'existe pas ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.020$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.020) = 0.992$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3952.50}{348 \times 0.992 \times 13.5} = 0.84 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures :

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{sx}^a = 3.445 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{3952.50}{3445} = 1.14$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\sigma_{b\leq} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_{b\leq} \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))**III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]**

panneaux	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	panneaux	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1	15.99	4.58	12	13.48	12.55
2	14.66	5.89	13	15.30	2.34
3	16.40	6.48	14	14.93	2.83
4	14.54	8.06	15	12.48	9.75
5	11.94	11.03	16	17.44	5.80
6	12.46	0.98	17	16.42	6.78
7	12.63	1.20	18	14.48	8.38
8	14.16	9.68	19	12.70	9.10
9	14.48	9.99	20	17.29	5.28
10	16.77	4.07	21	16.36	6.19
11	16.07	4.84	22	14.58	7.74

**Tableau III.17** : Tableau des efforts tranchants des panneaux du RDC

- **T<sub>u</sub> max :**

$$T^{\max} = 17.4449 \text{ KN/mL}$$

- **Calcul  $\tau_u$  :**

$$\tau_u = \frac{T^{\max}_{ax}}{b \times d} = \frac{1744.49 \times 10}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \tau_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.6- vérification de la flèche :

- ✓ Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]

- $\frac{h}{L_x} > \frac{M_x^s}{20 \times M_x^s}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

- ✓ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

- $\frac{hd}{L_x} = \frac{0.16}{3.90} = 0.0410 < \frac{M_x^s}{20 \times M_x^s} = \frac{6.7522}{20 \times 8.1481} = 0.0416$

(Condition non vérifiée)

- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 14.5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0.0027 < 0.005$

(Condition vérifiée)

### **Conclusion :**

Une des deux conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{max}}$

$f_{gv}, f_{gi}$ : Les flèches dus à charge g ;

$f_{ji}$  : La flèche dus à la charge j ;

$f_{pi}$ : La flèche dus a la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 631 \times 1 = 631 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j = (631-100) = 531 \text{ daN/ml}$  et

$$p : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 1 = (631 + 250) \times 1 = 881 \text{ daN/ml}$$

**a) Calcul des moments fléchissant :**

$$M_t^{\text{ser } g} = 0,85 \times M_t^g \times x = 0,85 \times \mu_{\text{xser}} \times g \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0465 \times 631 \times 4,2^2$$

$$M_t^{\text{ser } g} = 439.946 \text{ daN/ml} = 4,39946 \text{ KN/ml}$$

$$M_t^{\text{ser } j} = 0,85 \times M_t^j \times x = 0,85 \times \mu_{\text{xser}} \times j \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0465 \times 531 \times 4,2^2$$

$$M_t^{\text{ser } j} = 370.224 \text{ daN/ml} = 3.70224 \text{ daN/ml}$$

$$M_t^{\text{ser } p} = 0,85 \times M_t^g \times x = 0,85 \times \mu_{\text{xser}} \times p \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0465 \times 881 \times 4,2^2$$

$$M_t^{\text{ser } p} = 614.251 \text{ daN/ml} = 6.14251 \text{ KN/ml}$$

**b) Module de déformation longitudinale :**

$$\text{Module de déformation longitudinale instantanée : } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Module de déformation longitudinale différée : } E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

**c) Calcul des moments d'inertie fictifs :**

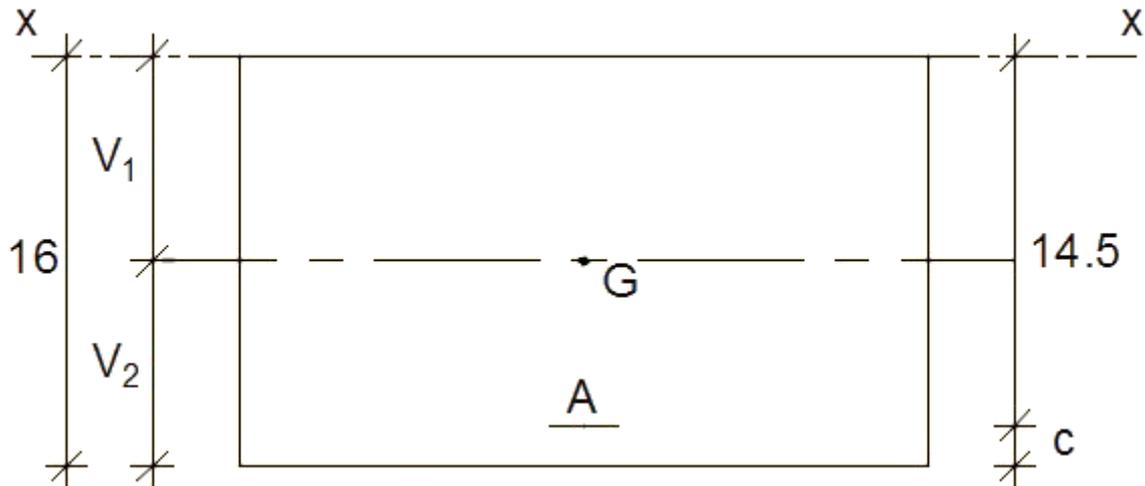
$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par - son centre de gravité.

**d) Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$





**Figure III.22** : Coordonnée de centre de gravité.

$$v_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3,93 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (15 \times 3,93)}$$

$$v_1 = 8,23 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 16 - 8,23 = 7,77 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} + \frac{v_2^3}{3} + n \times A (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,23^3}{3} + \frac{100 \times 7,77^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (7,77 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36535,47 \text{ cm}^4$$

e) **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3,93}{100 \times 14,5} = 0,271 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,917$$

$\rho$ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4339,46}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 83,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3702,24}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 70,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma^p_s = \frac{M^p_{28}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6142.51}{3.93 \times 0.917 \times 14.5} = 117.54 \text{ MPa}$$

**f) Calcul de:  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$ :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho_1 \times \sigma_{28} + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00271 \times 83.04 + 2.1} = 1.22$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00271 \times 70.84 + 2.1} = 1.28$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00271 \times 117.54 + 2.1} = 1.08$$

**g) Moments d'inerties fictifs :**

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec :

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.00271} = 7.75$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.00271} = 3.10$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535.47}{1 + 7.75 \times 1.22} = 3843.999 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535.47}{1 + 3.10 \times 1.22} = 8404.227 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36535.47}{1 + 7.75 \times 1.08} = 4289.116 \text{ cm}^4$$

**h) Calcul des flèches partielles :**

$$F_{fg}^v = \frac{M^g_{28} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4399.46 \times 4.20^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 8404.227} = 0.85 \text{ cm}$$

$$F_g^i = \frac{M^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4399.46 \times 4.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 3843.999} = 0.62 \text{ cm}$$

$$F_j^i = \frac{M^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{3702.24 \times 4.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 3843.999} = 0.50 \text{ cm}$$

$$F_p^i = \frac{M^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6142.51 \times 4.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 4289.116} = 0.78 \text{ cm}$$

i) **La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (F_g^v - F_j^i) + (F_p^i - F_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0.85 - 0.50) + (0.78 - 0.62)$$

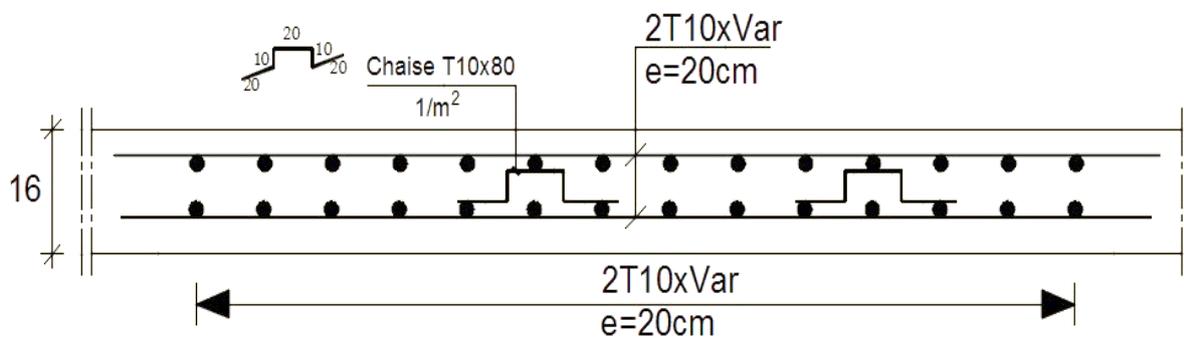
$$\Delta_{ft} = 0.51 \text{ cm}$$

j) **La flèche admissible :**

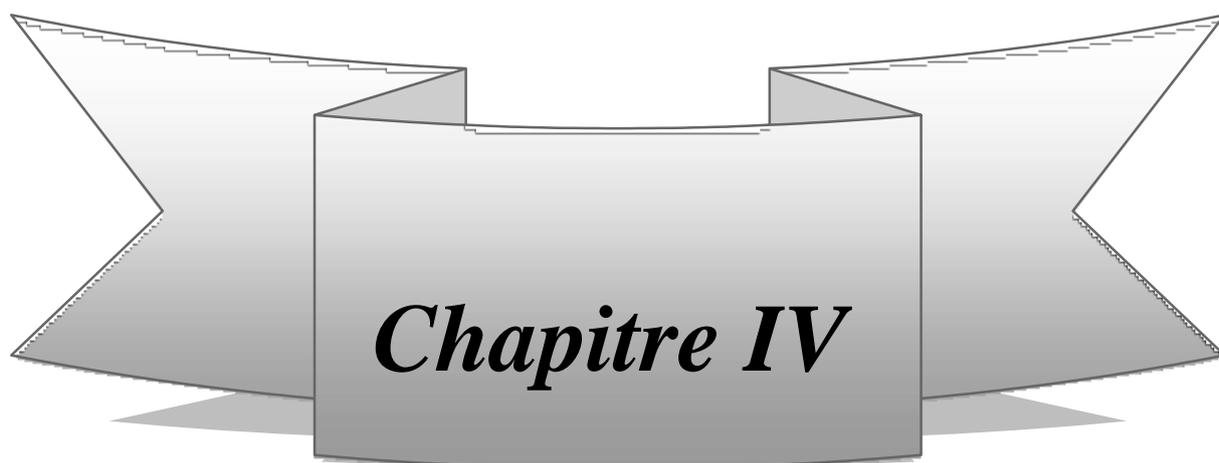
$$l = 4.20\text{m} < 5.00\text{m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

Donc  $\Delta_{ft} = 0,51\text{cm} < \Delta_{ftmax} = 0,86\text{cm}$  **La flèche est vérifiée.**



**Figure III.23** Ferrailage de la dalle pleine



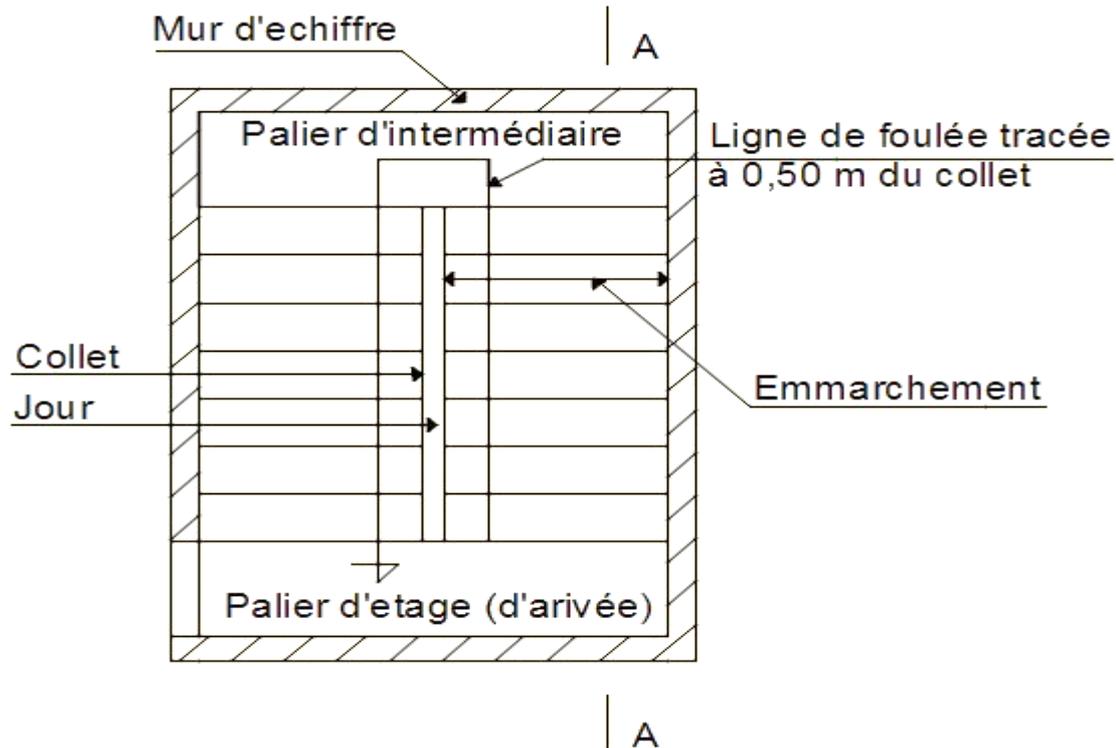
*Etude des éléments secondaires*

**IV.1- Etude des escaliers :**

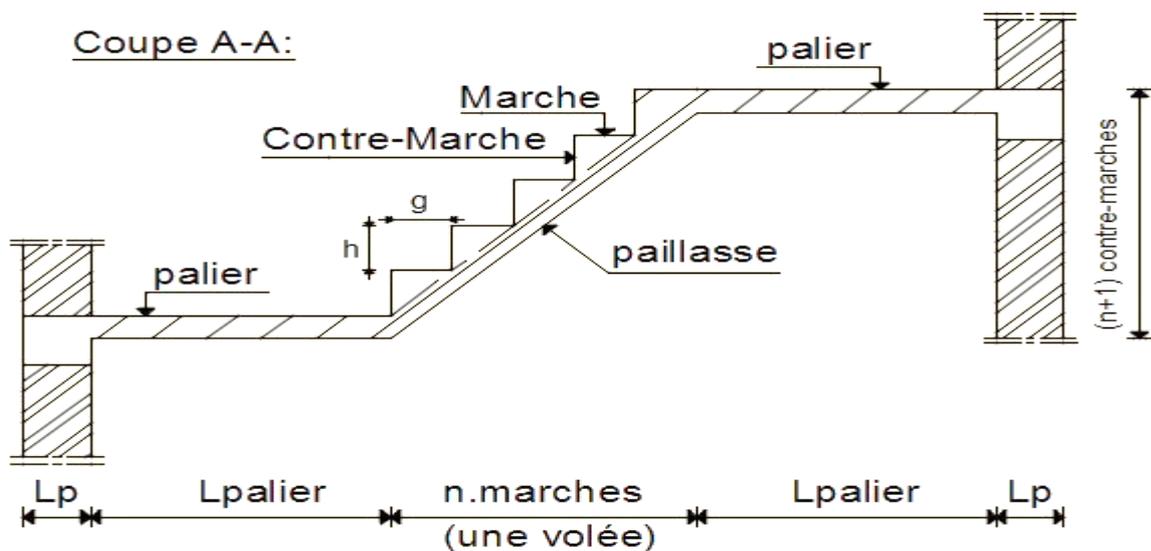
**IV.1.1- Définition :**

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

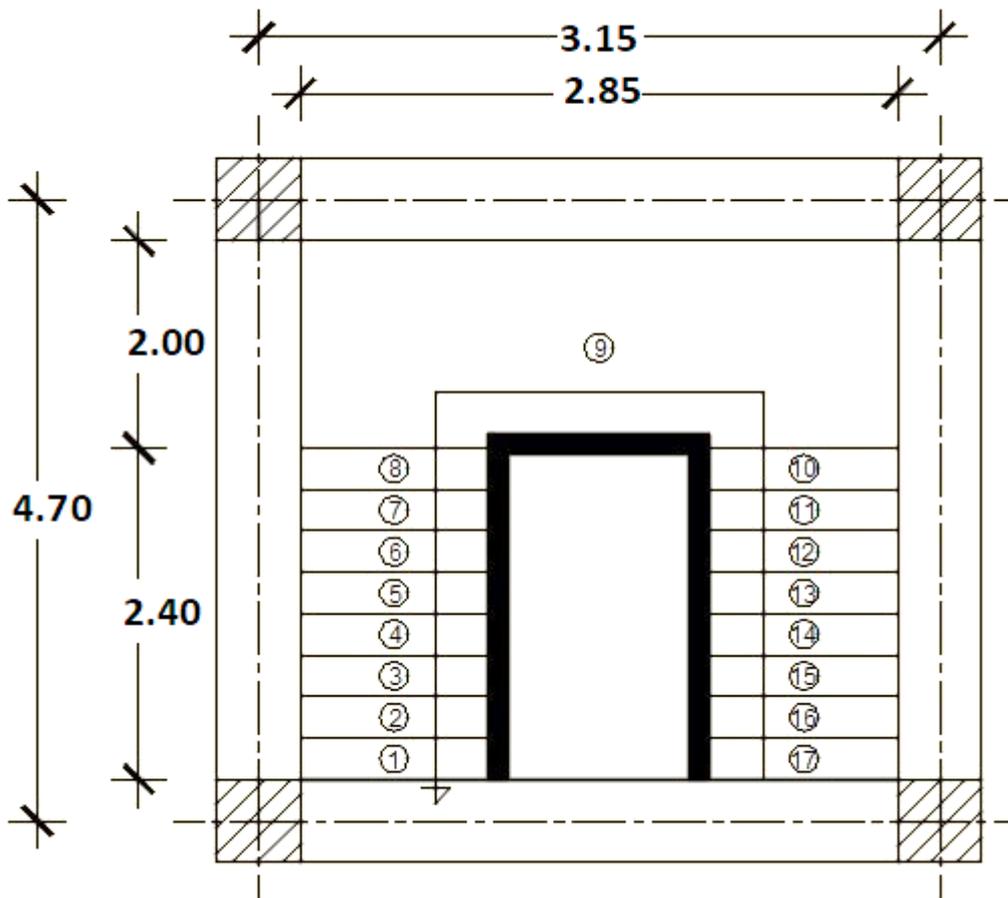


**Figure IV.1 :** Vue en plan de la cage d'escaliers.



**Figure. IV.2:** Coupe sur la cage d'escaliers.

- ❖ **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- ❖ **g** : Giron (largeur d'une marche) ;
- ❖ **h** : Hauteur d'une marche ;
- ❖ **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- ❖ **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- ❖ **Contre-marche** : La partie verticale d'une marche ;
- ❖ **Jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- ❖ **Collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- ❖ **Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté du jour);
- ❖ **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- ❖ **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées
- ❖ **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.



**Figure. IV.3** : Vue en plan de la cage d'escalier

**IV.1.2.- Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm ; } g = 30 \text{ cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ ( Condition vérifiée ).}$$

**IV.1.2.1 : Contre marches :**

$N_c$ : nombre des contre marches.

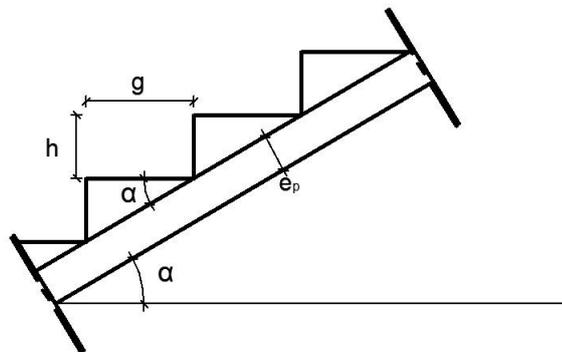
$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche}$$

$n = N - 1$ : nombre des marche par volées

9 Contre marche pour La 1<sup>er</sup> volées  $\Rightarrow n = 8$   
 On aura 18 contre marche  
 9 Contre marche pour La 2<sup>ème</sup> volées  $\Rightarrow n = 8$

**IV.1.2.2 : L'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$



**FigureIV.4:** Coupe sur paillasse

**IV.1.2.3 : La longueur de la paillasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

$$L' = \frac{0.17 \times 8}{\sin 29.54} = \frac{1.36}{\sin 29.54} = 2.76 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2.76 + 2 = 4.76 \text{ m}$$

**IV.1.2.4 : Epaisseur de la paillasse :** (paillasse porteuse)

Condition de résistance :  $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$

$\frac{476}{30} < e < \frac{476}{20}$

$15.86 < e < 23.80$  (cm)

On prend : **ep<sub>1</sub> = 15 cm**

**IV.1.3 : Descente de charges :** (Escalier à paillasse avec un seul palier)

**IV.1.3.1 : volée :**

**A) Charges permanentes :**

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....	1,04 KN/m <sup>2</sup>
2- Revêtement vertical ( $1.04 \times \frac{h}{g}$ ) .....	0,5894 KN/m <sup>2</sup>
3- Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{2}$ ) .....	1.87 KN/m <sup>2</sup>
4- Poids propre de la paillasse ( $25 \times \frac{ep_1}{\cos\alpha}$ ) .....	4.31 KN/m <sup>2</sup>
5- Enduit au ciment ( $0.18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$ ) .....	0.31 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>1</sub> = 8.12 KN/m<sup>2</sup></b>

**B) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau => **Q<sub>1</sub> = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.**

**C) Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 8.12 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{14,72 \text{ KN/m}^2}$ .

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 8,12 + 2,5 = \mathbf{10,62 \text{ KN/m}^2}$ .

Pour une bande de **1m** de largeur :

$\varphi_1^u = q_1^u \times 1,00 = 14,712 \times 1,00 = \mathbf{14,72 \text{ KN/mL}}$ .

$\varphi_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1,00 = 10,62 \times 1,00 = \mathbf{10,62 \text{ KN/mL}}$ .



**IV.1.3.2 : Palier :**

**A) Charges permanentes :**

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....1,04 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Poids propre du palier (25x ep<sub>1</sub> )..... 3,75 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Poids propre des marches (0,18 KN/m<sup>2</sup>/cm x1.5 cm) .....0,27KN/m<sup>2</sup>

---

**G<sub>2</sub> = 5.06 KN/m**

**B) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau => **Q<sub>2</sub> = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.**

**C) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{10,58 \text{ KN/m}^2}$ .

$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5,06 + 2,5 = \mathbf{7,56 \text{ KN/m}^2}$ .

Pour une bande de **1m** de largeur :

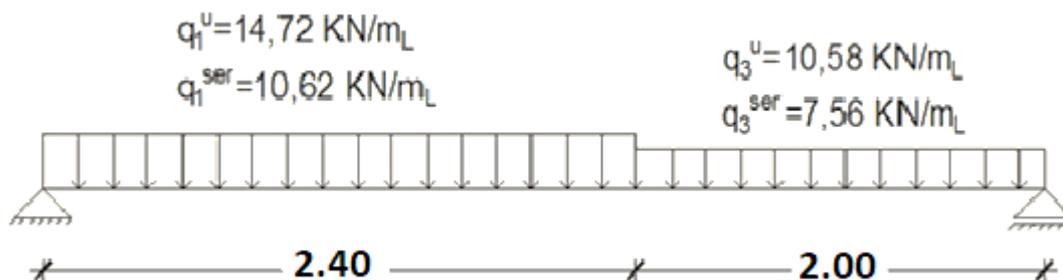
$q_2^u = q_2^u \times 1,00 = 10,581 \times 1,00 = \mathbf{10,58 \text{ KN/m}_L}$ .

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$q_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1,00 = 7,56 \times 1,00 = \mathbf{7,56 \text{ KN/m}_L}$ .

**IV.1.3.3 : Paillasse avec palier de repos :**

- Schéma statique :



**Figure.IV.5** : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- Calcul des réactions :

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{1u} \times 2,40 + q_{3u} \times 2$$

$$\Rightarrow 14.72 \times 2,40 + 10.58 \times 2 = \mathbf{56.48KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{q_{1u} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 2\right) + q_{3u} \times 2 \times \left(\frac{2}{2}\right)}{4.4}$$

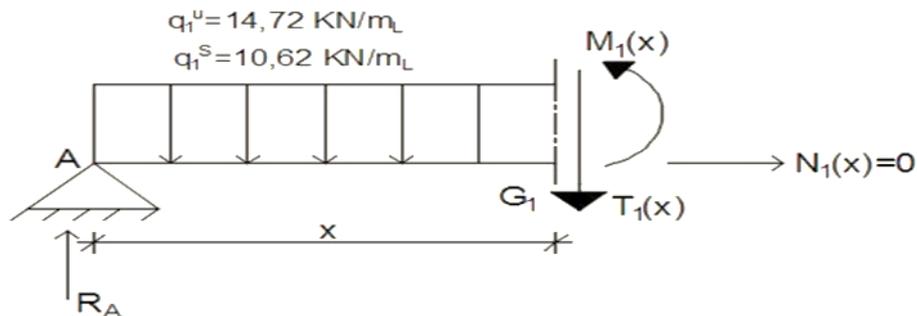
$$R_A = \frac{14.72 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 2\right) + 10.58 \times 2 \times \left(\frac{2}{2}\right)}{4.4} = 30.50 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_{1u} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_{3u} \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + 2.40\right)}{4.4}$$

$$R_B = \frac{14.72 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.58 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + 2.40\right)}{4.4} = 25.98KN$$

**Section 1-1** :  $0 \leq x \leq 2.40m$



**Figure IV.6**: Schéma statique pour calcul des efforts

**Equations d'équilibre**

$$\Sigma F/v = 0 \Rightarrow$$

$$T(x) = R_A - q_{1u} \cdot x$$

$$T(x) = 30.50 - 14.72 x$$

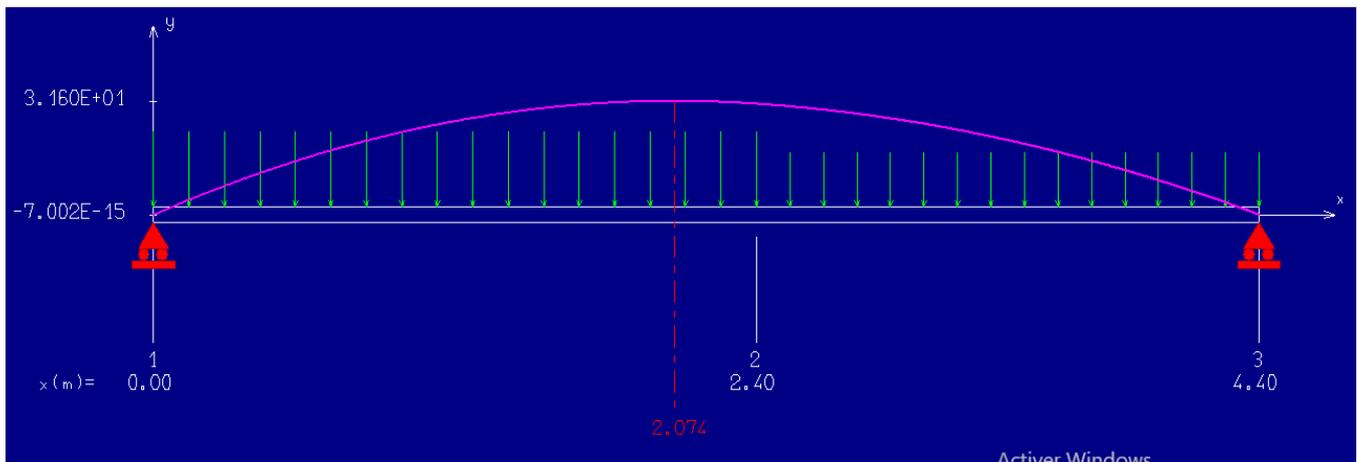
$$\left[ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 2.40 \end{array} \right. \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{array} \left[ \begin{array}{l} T(0) = 30.50 \text{ KN} \\ T(2.40) = -4.828KN \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot X - q_1^u \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$M(x) = 30.50 \cdot X - 14.72 \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.40 & \rightarrow M(2.40) = 30.80 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :



**Figure IV.7 :** Diagramme de Moment fléchissant à l'ELU

$$M^u_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 30.50 - 14.72x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{30.50}{14.72} = 2.07 \text{ m}$$

$$M^u_{\max} \Rightarrow M(2.07) = 0 \Rightarrow 30.50 \times (2.07) - 14.72 \times \frac{(2.07)^2}{2} = 0 \Rightarrow M^u_{\max} = 31.63 \text{ KN.m}$$

**A) Moment en appuis :**

$$M^u_a = -0.2M^u_{\max} = -0.2 \times 31.63 = -6.326 \text{ KN.m}$$

**B) Moment en travée :**

$$M^u_t = 0.8M^u_{\max} = 0.8 \times 31.63 = 25.304 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service(E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{1s} \times 2,55 + q_{3s} \times 1,45$$

$$\Rightarrow 10.62 \times 2,40 + 7.56 \times 2 = 40.60 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 2\right) + q_1^u \times 2 \times \left(\frac{2}{2}\right)}{4.4}$$

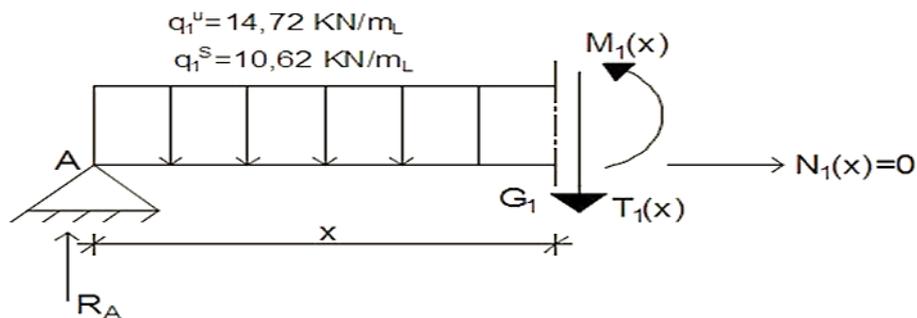
$$R_A = \frac{10.62 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 2\right) + 7.56 \times 2 \times \left(\frac{2}{2}\right)}{4.4} = 21.97 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_1^u \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + 2.40\right)}{4.4}$$

$$R_B = \frac{10.62 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.56 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + 2.40\right)}{4.00} = 18.63 \text{ KN}$$

**Section 1-1** :  $0 \leq x \leq 2.40\text{m}$



**Figure IV.8:** Schéma statique pour calcul des efforts

**Equations d'équilibre**

$$\Sigma F/v = 0 \Rightarrow$$

$$T(x) = R_A - q_1^s \cdot x$$

$$T(x) = 21.97 - 10.62 x$$

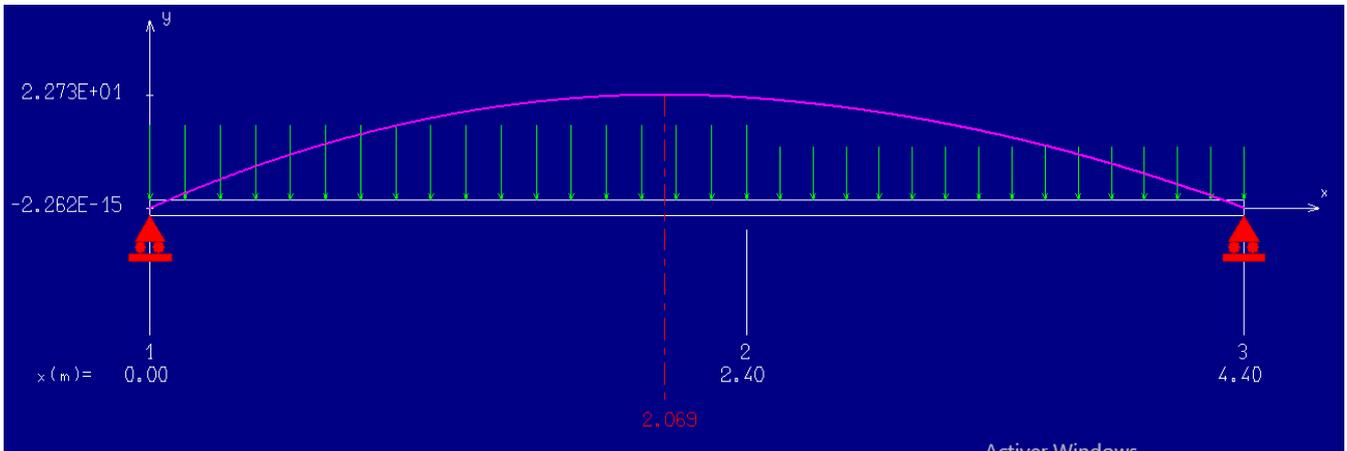
$$\left[ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(0) = 21.97 \text{ KN} \\ x = 2.40 \rightarrow T(2.40) = -3.518 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot X - q_1^u \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$M(x) = 21.97 \cdot X - 10.62 \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 2.40 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} M(0) = 0\text{KN} \\ M(2.40) = 22.142\text{KN} \end{array}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :



**Figure IV.9 :** Diagramme de Moment fléchissant à l'ELS

$$M^s_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 21.97 - 10.62x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{21.97}{10.62} = 2.07$$

$$M^s_{\max} \Rightarrow M(2.08) = 0 \Rightarrow 21.97 \times (2.07) - 10.62 \times \frac{(2.07)^2}{2} = 0 \Rightarrow M^u_{\max} = 22.75\text{KN.m}$$

**A) Moment en appuis :**

$$M^s_a = -0.2M^s_{\max} = -0.2 \times 22.75 = -4.55 \text{ KN.m}$$

**B) Moment en travée :**

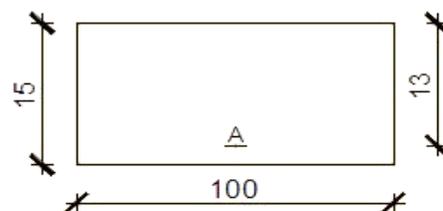
$$M^s_t = 0.8M^s_{\max} = 0.8 \times 22.75 = 18.20 \text{ KN.m}$$

**IV.1.4 : Calcul du ferrailage :**

**A) En travée :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M^u_t = 25.304\text{KN.m}$$



**Figure IV.10:** Section de calcul de la paillasse en travée.

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u_{\square}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{25304}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.105$$

$\mu = 0.105 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow$  A' n'existe pas ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_{\square} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.12) = 0.944$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M^u_{\square}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{25304}{348 \times 0.944 \times 13} = 5.92 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 5.92 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

✓ Choix des armatures :

$$6\text{T}12 / \text{m}_L \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M^t_s = 18.20 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M^u_t}{M^t_s}$$

$$\gamma = \frac{M^u_t}{M^t_s} = \frac{25.304}{18.20} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

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

**Conclusion :**

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   
 Fissuration peu nuisible

} Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

✓ Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

✓ Choix des armatures :

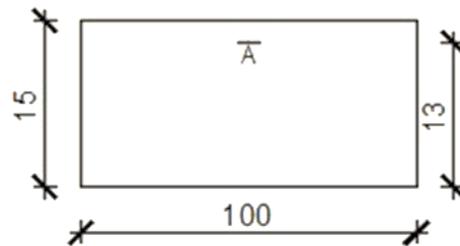
5T10/m<sub>L</sub> → A = 3.93 cm<sup>2</sup>/m<sub>L</sub>.

(T10 → e = 20 cm).

**B) En appuis:**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$M_a^u = -6.326 \text{ KN.m}$



**FigureIV.11** :Section de calcul de la paillasse en appuis.

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6326}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.026$$

$\mu = 0.022 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas ;

$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$\beta = 1 - 0.4\alpha$

$\beta = 1 - (0.4 \times 0.033) = 0.988$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6326}{348 \times 0.986 \times 13} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\min} ) \Rightarrow A = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

✓ Choix des armatures :

$$5T12 / \text{m}_L \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s^a = - 4.55 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ FeE400 \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a}$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a} = \frac{6.326}{4.55} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

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

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

✓ Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

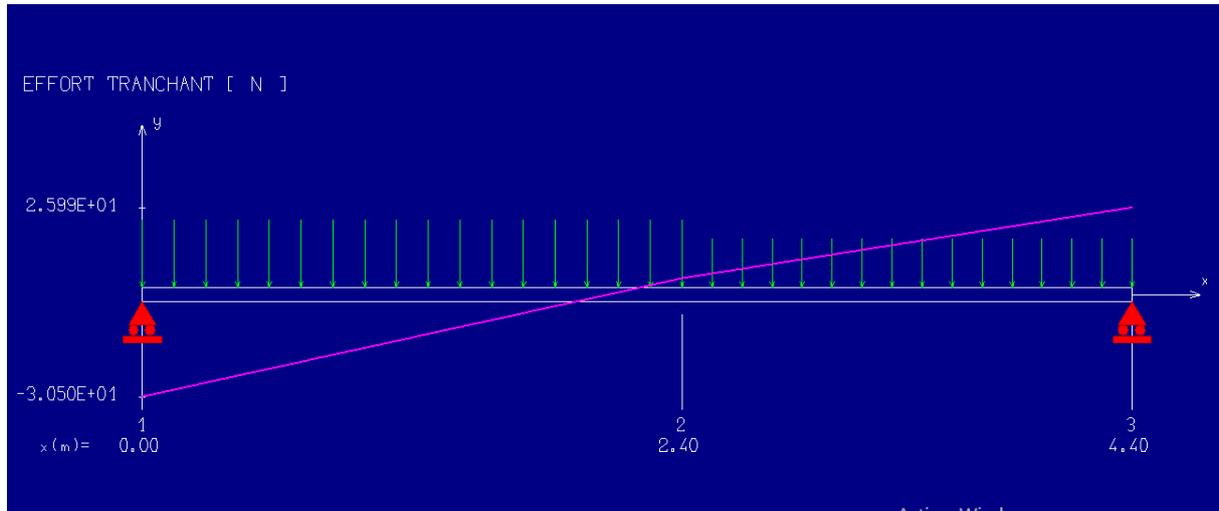
✓ Choix des armatures :

$$5T10 / \text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

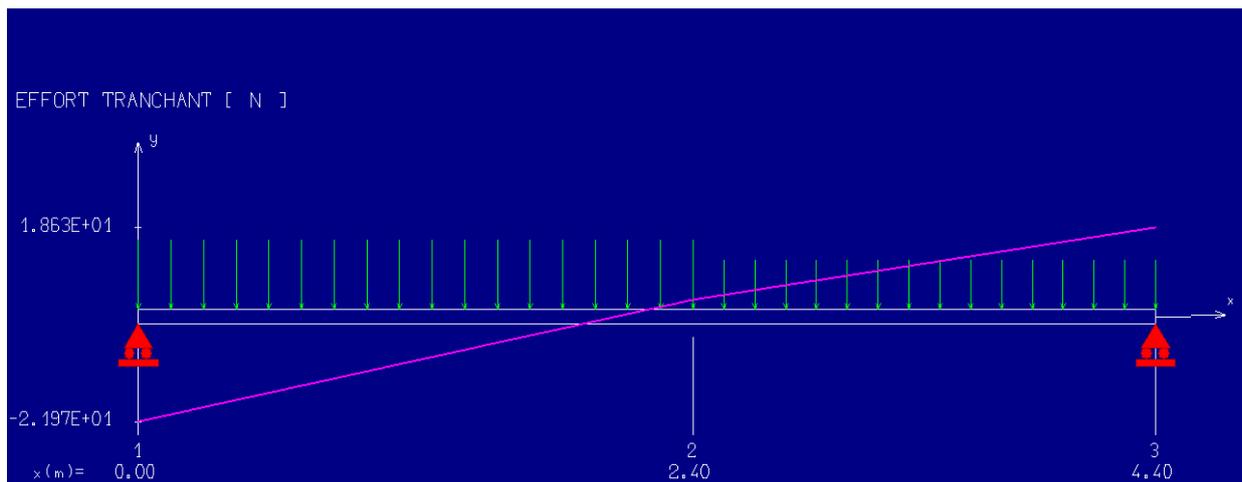
$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$



✓ Vérification des contraintes de cisaillement :



**Figure IV.12 :** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



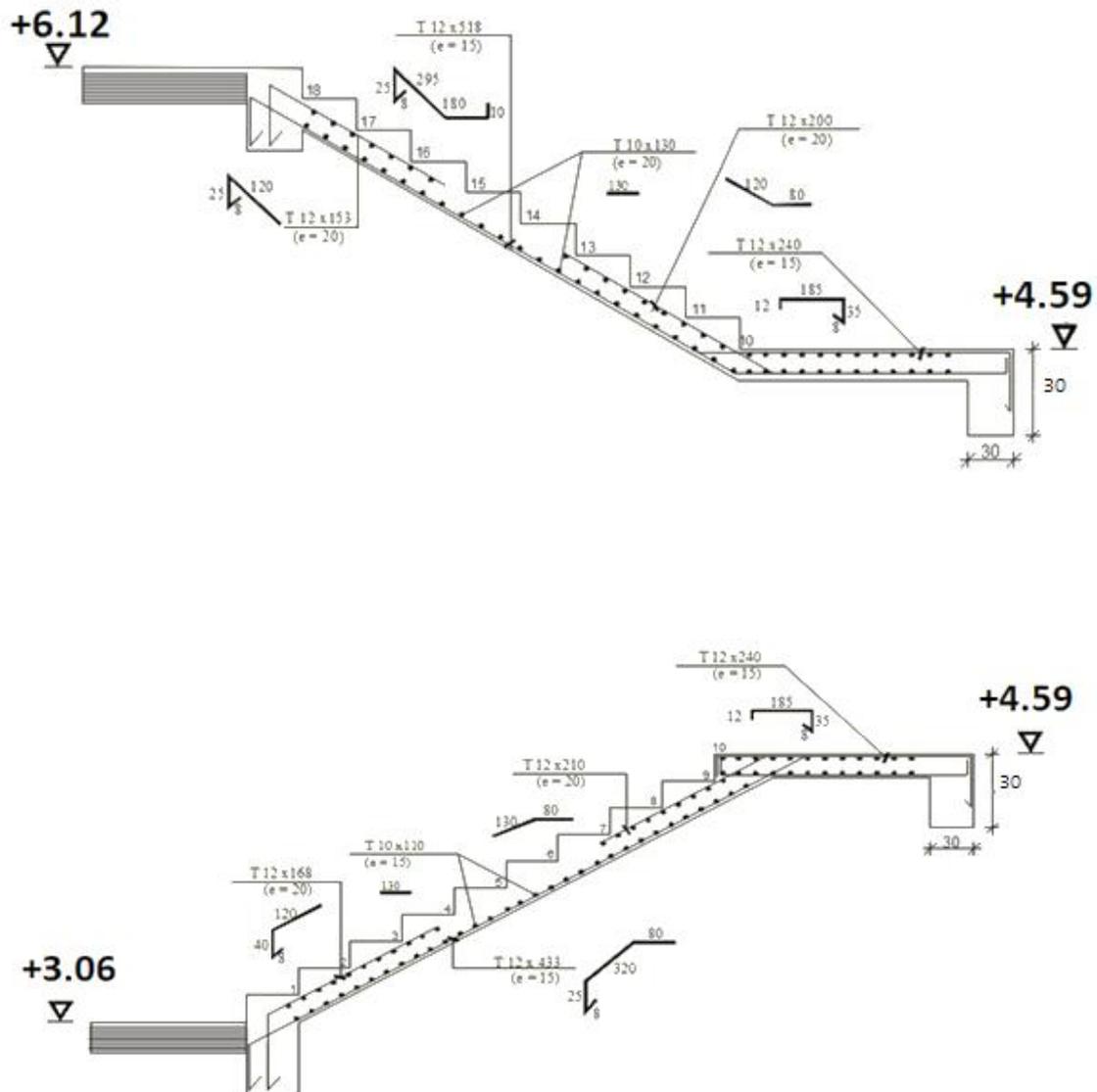
**Figure IV.13 :** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

$$T_u^{\max} = 30.50 \text{ kN} = 30500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30500}{100 \times 13 \times 10^2} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$   $\rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires ( Il n'y a pas de reprise de bétonnage )



**Figure IV.14:** Dessin de ferrailage de l'escalier à pailleuse porteuse

**IV.1.5- Poutre palier :**

**IV.1.5.1- Pré-dimensionnement :**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

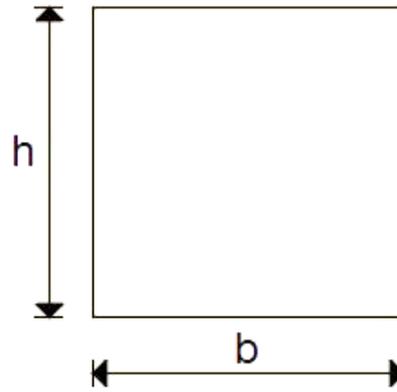
✓ Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

Avec :

**L** : Longueur de la poutre

**b**: Largeur de la poutre.



**Figure IV.15** : Section transversale d'une poutre

✓ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$  ;
- $h \geq 30\text{cm}$  et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

**L = 3.15 cm**

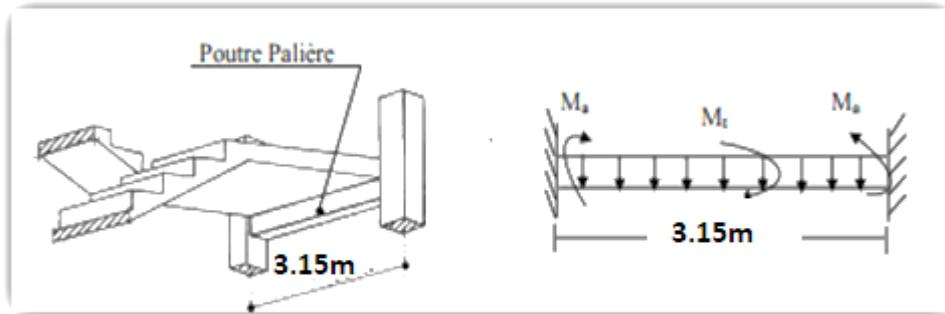
$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} < h < \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \text{ cm} < h < 31.5\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm;h=30cm**

✓ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$  ;
  - $h = 30 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$  et
  - $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
- } (Condition vérifiée).

Donc : la section de la poutre palier est de dimension **(30x30) cm<sup>2</sup>**.



**Figure IV.16 :** Coupe de la poutre

**A) Evaluation des charges :**

- ✓ Calcul du poids propre  $g_p$  de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,3 \times 0,3 \times 25$$

$$g_p = 225 \text{ daN/m}_L$$

- ✓ Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1,5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 3,06 \Rightarrow g'_{\text{mur}} = 274 \times \left( \frac{3,06}{2} - 0,35 \right) = 323,32 \text{ daN/m}_L$$

- ✓ Réaction de la volée et du palier :

$$R_B = 2598 \text{ daN/m}_L$$

**B) Combinaison fondamentales :**

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

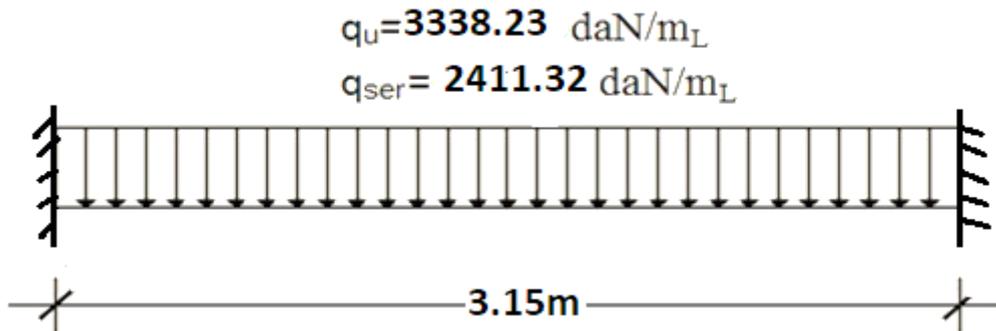
$$q_u = 1,35 (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q_u = 1,35 (225 + 323,32) + 2598 = 3338,232 \text{ daN/m}_L$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$R_B = 1863 \text{ daN/m}_L$$

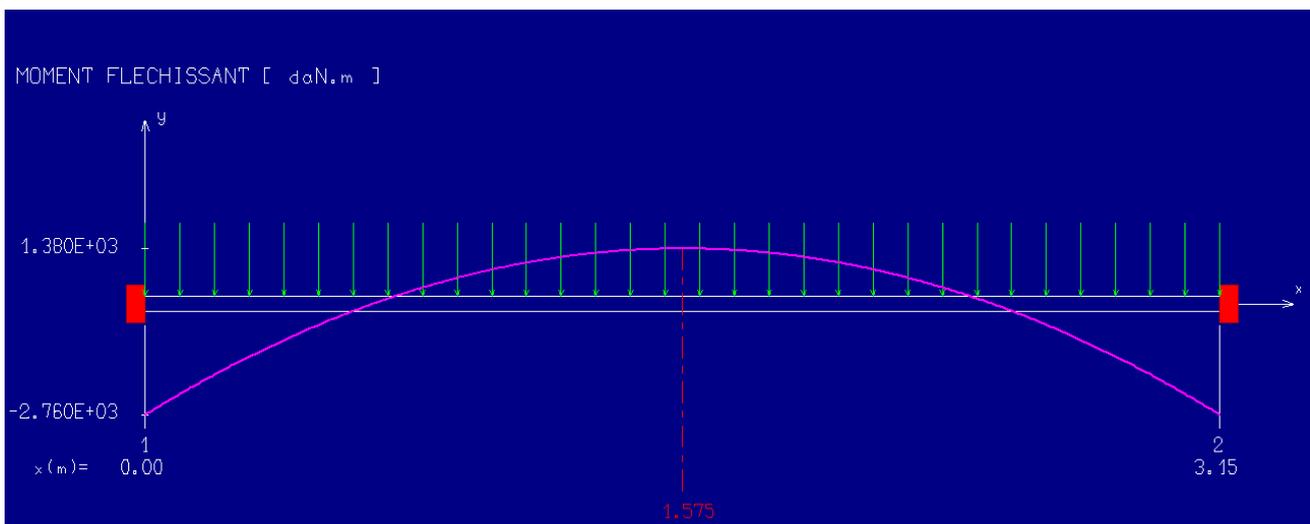
$$Q_{\text{ser}} = (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q_{\text{ser}} = (225 + 323,32) + 1863 = 2411,32 \text{ daN/m}_L$$

- Schéma statique :



**Figure IV.17:** Schéma statique de la poutre palier

- C) Calcul du moment fléchissant maximum :



**Figure IV.18 :** Diagramme de Moment fléchissant à l'ELU

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

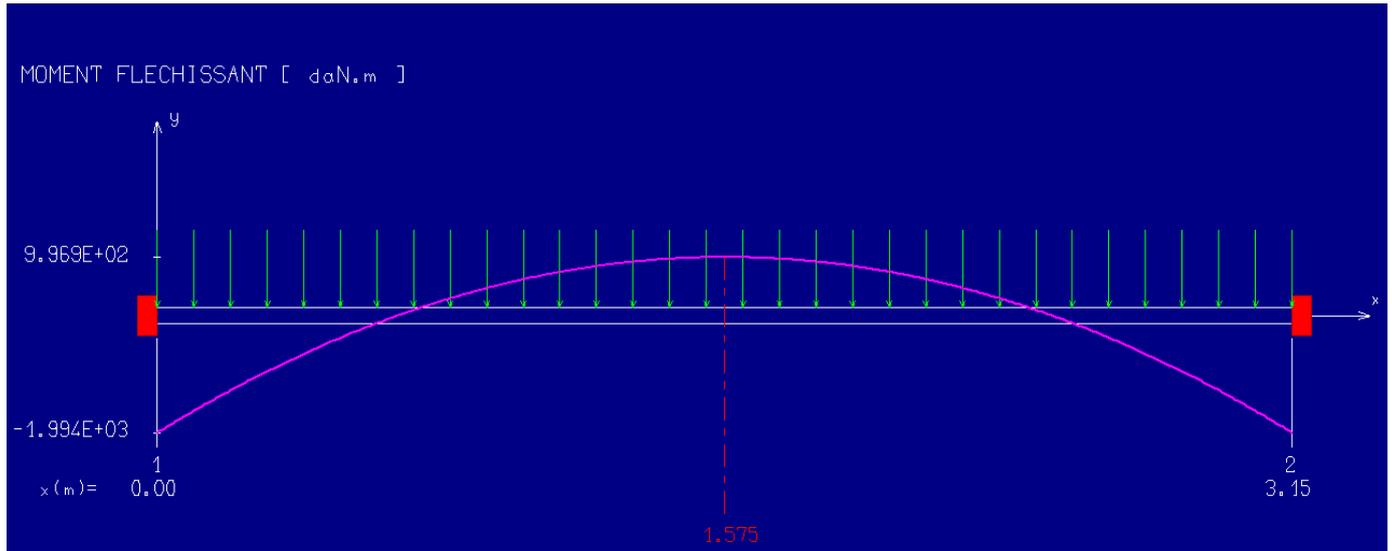
$$M^u_0 = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{3338.23 \times 3.15^2}{12} = 2760.29 \text{ daN.m}$$

- A) En travée :

$$M^u_t = 0.8 \times M^u_0 = 0.8 \times 2760.29 = 2208.23 \text{ daN.m}$$

- B) En appuis :

$$M^u_t = -0.2 \times M^u_0 = -0.2 \times 2760.29 = -552.05 \text{ daN.m}$$



**Figure IV.19** : Diagramme de Moment fléchissant à l'ELS

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M^s_0 = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{2411.32 \times 3.15^2}{12} = 1993.86 \text{ daN.m}$$

**A) En travée :**

$$M^s_t = 0.8 \times M^s_0 = 0.8 \times 1993.86 = 1595.088 \text{ daN.m}$$

**B) En appuis :**

$$M^s_t = -0.2 \times M^s_0 = -0.2 \times 1993.86 = -398.77 \text{ daN.m}$$

	E.L.U	E.L.S
Travée	2208.23	1595.088
Appuis	-552.05	-398.77

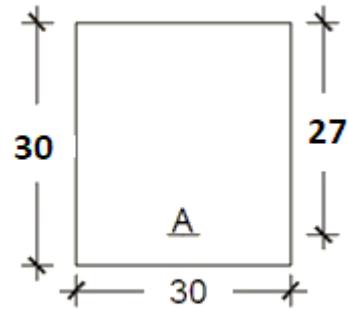
**Tableau.IV.1.** : Tableau des moments

**IV.1.5.2- Calcul du ferrailage :**

**A) En travée :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 22082.30 \text{ N.m}$$



**Figure IV.20 :** Section de calcul de la poutre en travée

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22082.30}{14.2 \times 30 \times 27^2} = 0.071$$

$\mu = 0.071 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow$  A' n'existe pas ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.092$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.092) = 0.963$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{22082.3}{348 \times 0.963 \times 27} = 2.44 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 2.44 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_s^t = 15950.88 \text{ N.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{22082.30}{15950.88} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

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

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

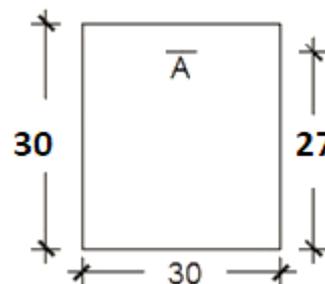
Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

B) En appuis :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$M_a^u = - 5520.50 \text{ N.m}$



**Figure IV.21 :**Section de calcul de la poutre en appui

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5520.8}{14.2 \times 30 \times 27^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ;}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$



$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.022) = 0.991$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5520.8}{348 \times 0.991 \times 27} = 0.59 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 0.97 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$2T12 \longrightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s^a = -3987.70 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ FeE400 \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a}$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a} = \frac{5520.80}{3987.70} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

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

**Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

❖ **Moment de torsion :**

Le moment de torsion est engendré par le palier et les volées. Pour une section pleine, on remplace cette dernière par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur

**BAEL91 (Art. A.5. 4. 2. 2).**

$$M_{T/marche} = \frac{q \times L^2}{2}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t^u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{10.58 \times 2^2}{2} = 21.16 \text{KN.m}$$

❖ **Moment en appuis :** effet du moment de torsion en Travée aux appuis

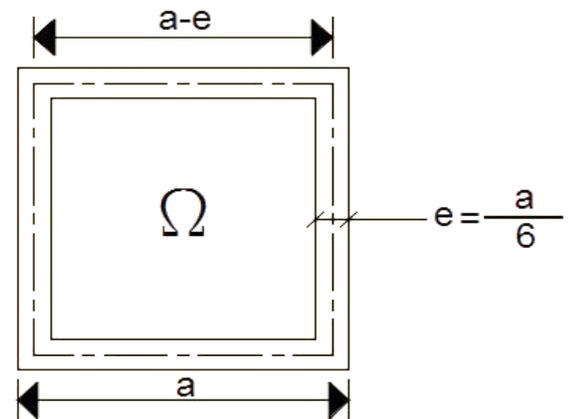
$$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2}M_t^u = -\frac{21.16}{2} = -10.58 \text{KN.m}$$

✓ **Déterminations des armatures :**[CBA91/A5.4.2.2]

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = (25+25) \times 2 = 100 \text{cm}^2$$



**FigureIV.22:**Section de calcul

✓ **Calcul des armatures longitudinales :** [CBA91/A5.4.4]

A) **En travée :**

$$A_{Tt} = \frac{U \cdot M_t^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta}} = \frac{100 \times 21160}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 4.86 \text{ cm}^2$$

B) **En appuis :**

$$A_{Ta} = \frac{U \cdot M_{tc}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta}} = \frac{100 \times 10580}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 2.43 \text{cm}^2$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 100}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \max(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 4.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \max(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 2.43 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{Tt} + A_{u_t} = 4.86 + 3.73 = 8.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_{u_a} = 2.43 + 0.97 = 3.40 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$\text{Entravé : } 6T14A \longrightarrow = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 3T14 \longrightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

a) **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**  
[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3338.23 \times 3.15}{2} = 5257.71 \text{ daN}$$

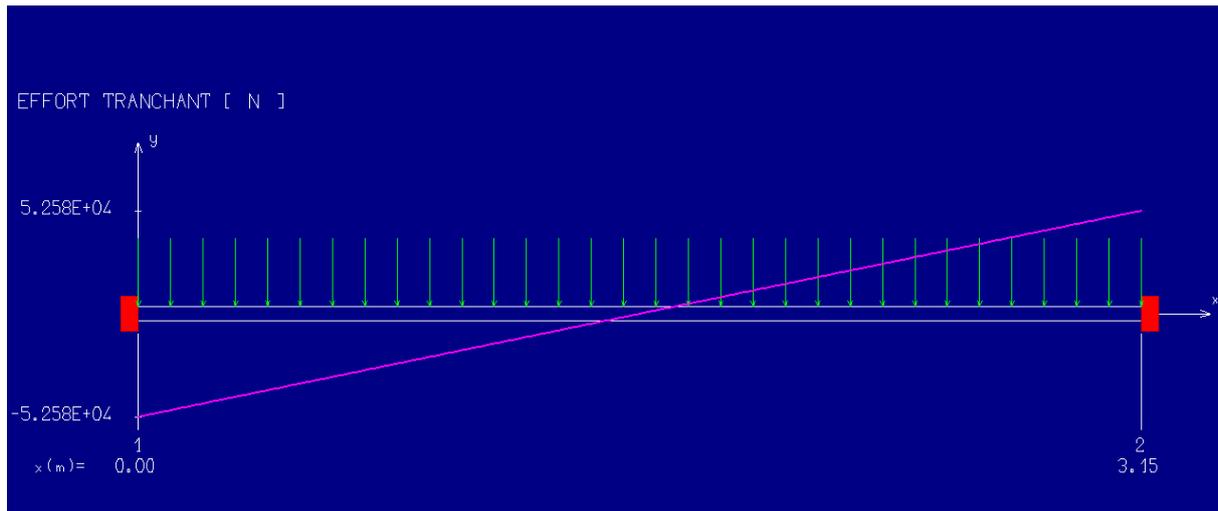
?

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 27 \Rightarrow a = 24.3 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 52577.1 \text{ N} \leq 0,267 \times 24.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 486607.5 \text{ N}$$

Donc : il n'Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.



**Figure IV.23** : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

b) **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures** : [CBA93/A.5.1.3.2.1] On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} \geq 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 52577.1 + \frac{8280.8}{0.9 \times 27} \right] \times 10^{-2} = 1.52 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne** : [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$T_u^{\max} = 52.5771 \text{ kN} = 52577.1 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{52577.1}{30 \times 27 \times 10^2} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ Mpa}$$

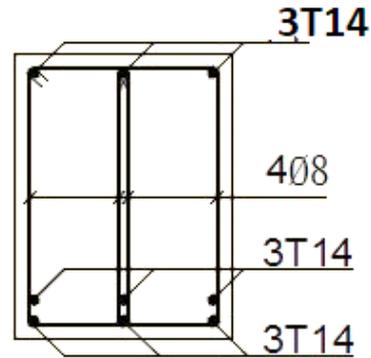
$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.34 \text{ Mpa}$  ➡ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$**  : [Article BAEL91/4.2.3] :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 0.85 \text{ cm} = 8.5 \text{ mm}$$



**Figure IV.24 :** Armatures longitudinales et transversales

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- L'espace des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,64 - 0,3 \times 2,1)} = 1259.6 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(24.3 ; 40) = 24.3 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}]$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 24.3 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm}$

❖ Cas de torsion :

- a) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :  
[CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

$$\tau_u = \frac{M_T^{\max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21160}{2 \times 625 \times 5} = 3.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = (3.38)^2 + (0.64)^2 = 11.83 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u^2 = (3.34)^2 = 11.16 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

(Condition non vérifiée).

**Remarque :** On augmente la section de la poutre palière soit : b=35cm, h=35cm car même avec une section (b × h) = (30 × 30) ce n'est pas vérifié, donc on aura les résultats résumés dans ce tableau :

combinaisons	g <sub>0</sub> (daN/m)	G <sub>mur</sub> (daN/m)	R <sub>B</sub> (daN/m)	q (daN/m)	M <sub>0</sub> (daN.m)	M <sub>t</sub> (daN.m)	M <sub>a</sub> (daN.m)	T <sub>u</sub> (daN)
ELU	306.25	274	2598	3381.33	4193.90	3355.12	-838.78	5325.59
ELS	306.25	274	1863	2443.25	3030.39	2424.31	-606.07	3848.11

**Tableau IV.2 :** les charges et les moments agissant sur la poutre palière

- **Calcul d'armature à la flexion simple :**

Cas	M(daN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	β	A(m)	choix(cm <sup>2</sup> )
<b>Entravée</b>	3355.12	0.068	0.088	0.964	3.17	5T12
<b>En appuis</b>	-838.78	0.017	0.022	0.991	0.97	2T12

**Tableau IV.3 :** Calcul d'armature de la poutre palière

**Calcul d'armature a la torsion :**

e (cm)	$\Omega$ (cm)	U (cm)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Ta}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Tt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}^t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}^a$ (cm <sup>2</sup> )
5.83	900	120	0.97	3.17	2.02	4.05	7.22	2.99

**Tableau IV.4** : Les armatures de torsion de la poutre palière.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$T_{max}$ (daN)	$\tau_{cr}$ (MPa)	$\tau_v$ (MPa)	$\tau_u^2$ (MPa)	$\overline{\tau_u^2}$ (MPa)	remarque
5325.59	2.01	0.48	4.27	11.16	vérifiée

**Tableau IV.5** : les contraintes de cisaillement de la poutre palière.

Alors On a :  $\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_T^u} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 900 \times 2,01}{21160} \times \frac{235}{1,15} = 34.94 \text{ cm [CBA93/A. 5. 4. 4]}$$

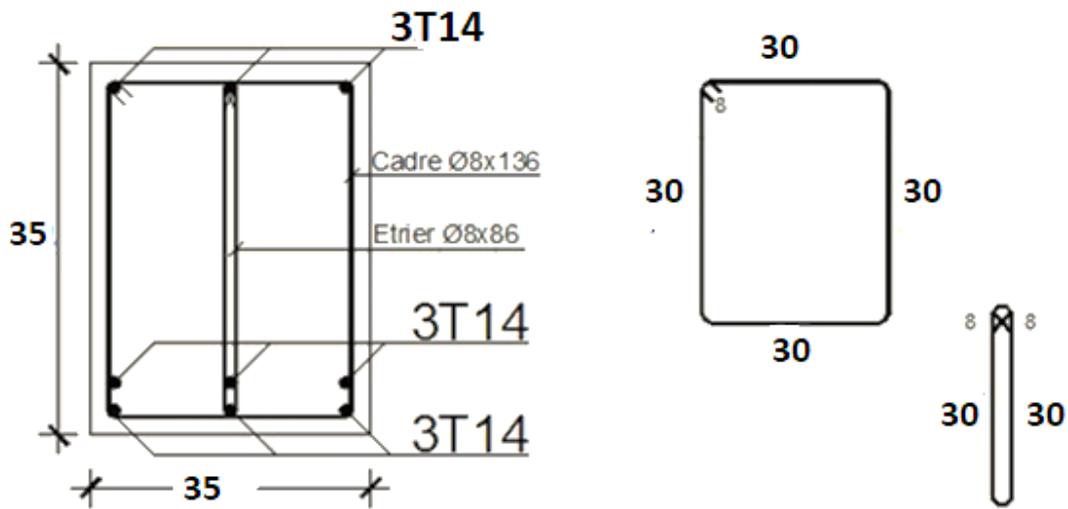
• **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \frac{0,4 \times e \times \delta_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 5.83 \times 34.94}{235} = 0.34 \text{ cm}^2$$

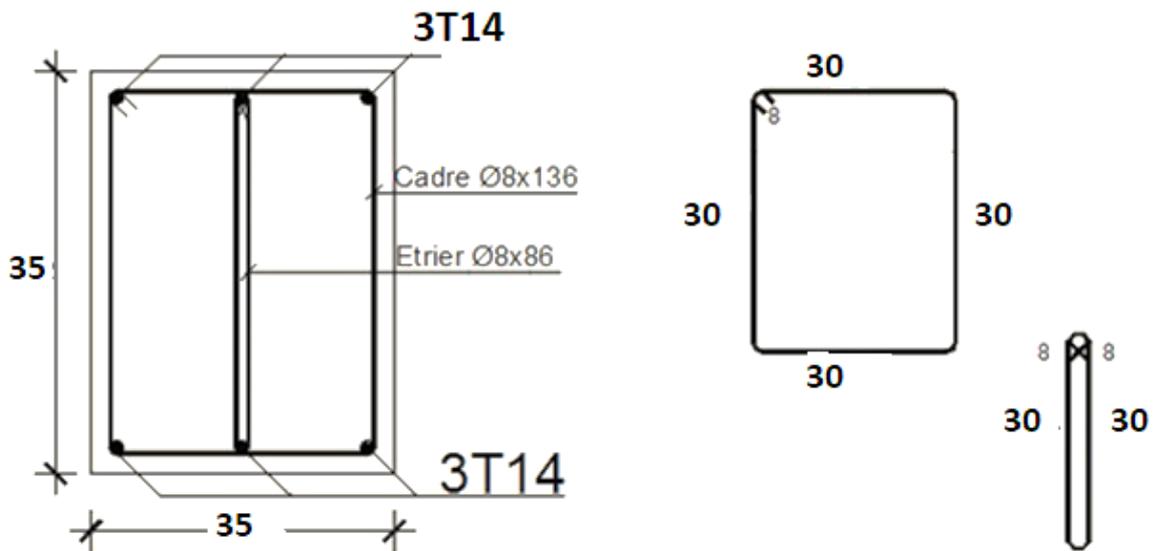
Donc : On adopte :

En zone nodale  $\delta_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante  $\delta_t = 15 \text{ cm}$



**Figure IV.25** : Dessin de ferrailage de la poutre palier en travée.



**Figure IV.26** : Dessin de ferrailage de la poutre palier en appuis.



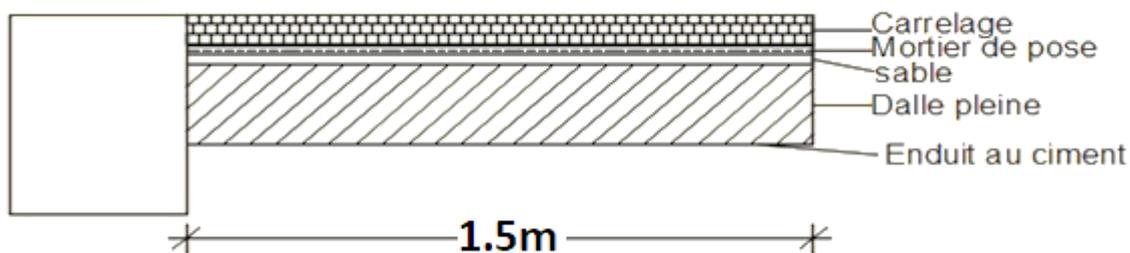
**IV.2- Etude des balcons :**

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propres : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge du poids du mur : P

Notre ouvrage comporte : dalle pleine assimilée à une console de portée de L = 1,50 m



**Figure IV.27:** Coupe sur le balcon.

**IV.2.1 : Epaisseur du balcon :**

$$\frac{L}{10} \leq h_d \Rightarrow \frac{150}{10} \leq h_d \quad \text{avec : } L = 150$$

On prend  $h_d = 15 \text{ cm}$

**IV.2.2 : Descente de charges :**

• **Charges permanentes :**

Carrelage + mortier de pose +sable .....1,04 [KN/m<sup>2</sup>]

Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15 .....3,75 [KN/m<sup>2</sup>]

Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m<sup>2</sup>/cm)..... 0,27 [KN/m<sup>2</sup>]

---

**G = 5.06 KN/ m<sup>2</sup>**

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,06 \text{ KN/m}_L$

• **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation : **Q = 3,50 KN/m<sup>2</sup>**

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/m}_L$

✓ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

La charge du eau poids du mur sur le balcon : P

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur:  $e=30\text{cm} \Rightarrow G_m = (0,90+1,30+2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur :  $h=3.06-0,15 = 2.91 \text{ m}$

$$P=2,74 \times 2.91=7,97 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{P = 7.97 \text{ KN}}$$

Fissuration est considérée comme peu nuisible ( $a = 1 \text{ cm}$ ).

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$$\varphi_{\max} < \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15\text{cm } \varphi \leq 15\text{mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\varphi=10\text{mm}$$

✓ **Calcul de l'enrobage :**

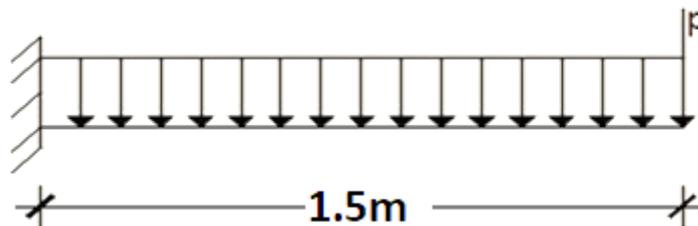
$$C = a + \frac{\varphi}{2} \Rightarrow C = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm}$$



✓ **Hauteur utile :**

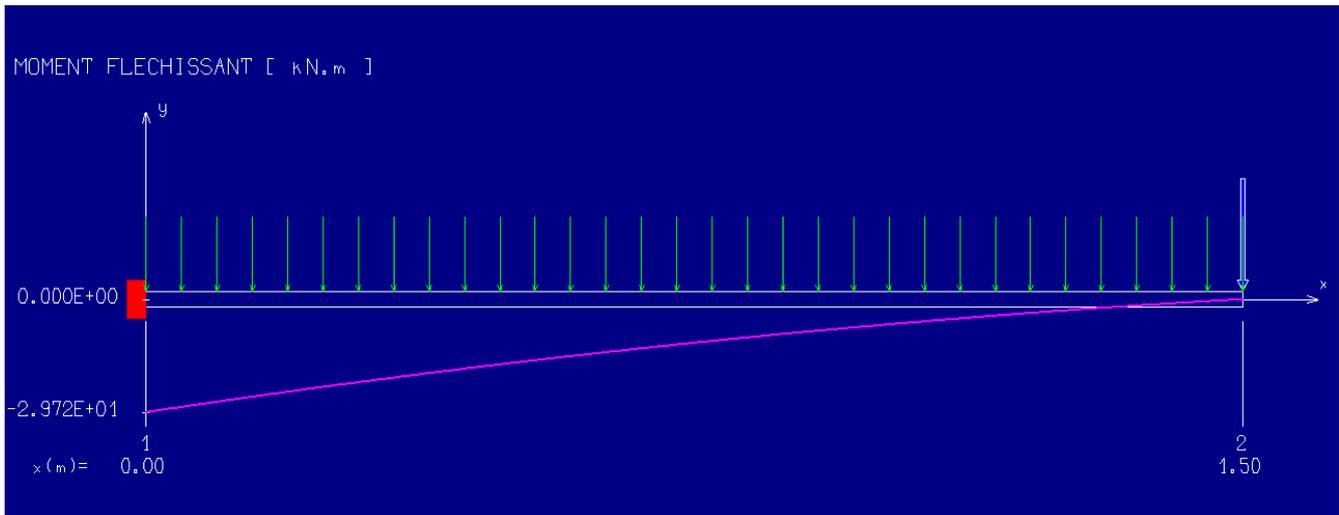
$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5\text{cm}$$

**Figure IV.28 :** Enrobage.



**Figure IV.29:** Schéma statique du balcon

✓ **Moments fléchissant :**



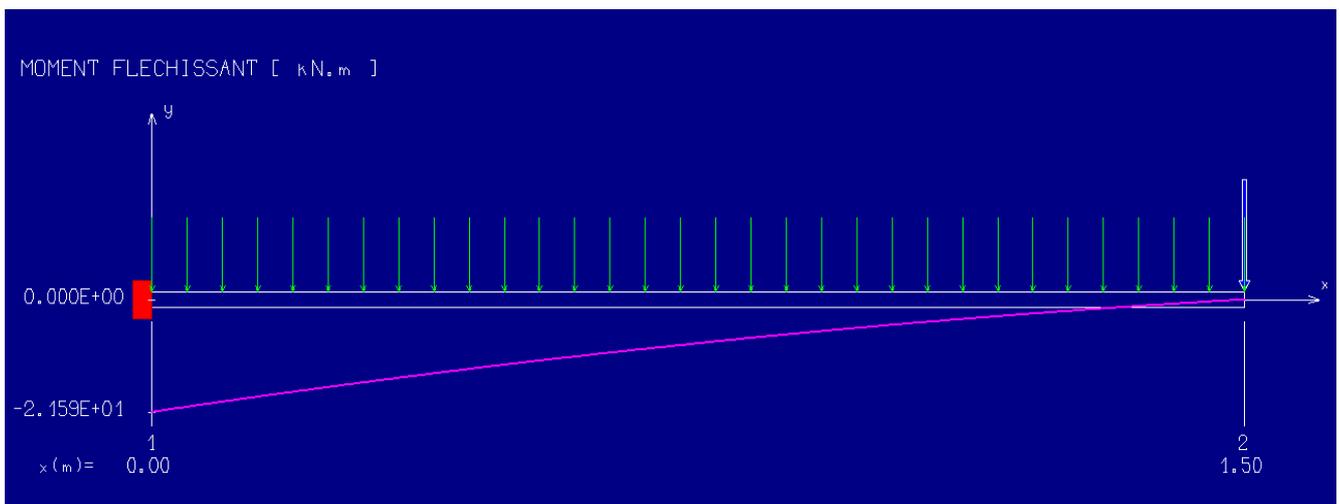
**Figure IV.30 :** Diagramme de Moment fléchissant à l'ELU

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_u = - [ 1,35\bar{G} + 1,5\bar{q} ] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = - [ 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50 ] \times \frac{1,5^2}{2} - 1,35 \times 7,97 \times 1,5 \times 1,00$$

**$M_u = - 29.73 \text{KN.m}$**



**Figure IV.31 :** Diagramme de Moment fléchissant à l'ELS

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{sx} = - [\bar{G} + \bar{q}] \times \frac{L^2}{2} - p \times L \times 1.00$$

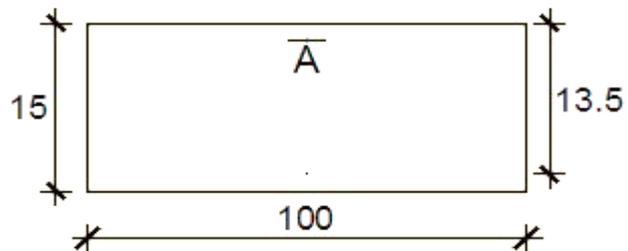
$$M_s = - [5,06 + 3,50] \times \frac{1,5^2}{2} - 7,97 \times 1,5 \times 1,00$$

$$M_s = - 21,58 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul du ferrailage :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = 29730 \text{ N.m}$$



**FigureIV.32 :** Section de calcul.

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29730}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,114$$

$$\mu = 0,114 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ;}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,15) = 0,940$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29730}{348 \times 0,940 \times 13,5} = 6,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 6.73 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

✓ Choix des armatures :

$$6\text{T}12/\text{m}_L \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 16.67 \text{ cm}).$$

**Remarque** : pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm ( $e = 15 \text{ cm}$ )

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = - 21580 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ FeE400 \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29730}{21580} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Conclusion :

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \left. \vphantom{\bar{\sigma}_b} \right\} \text{ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

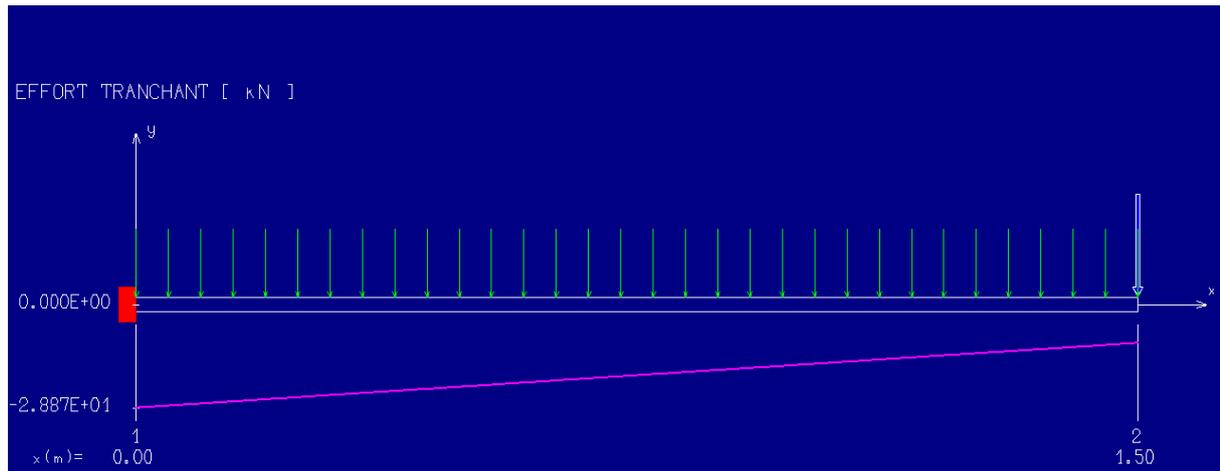
✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1.18 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

✓ Choix des armatures :

$$5\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.58 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

**Vérification des contraintes de cisaillement :****Figure IV.33** : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

$$T_u^{\max} = (1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 1,50 + 1,35 \times 7,97$$

$$T_u^{\max} = \mathbf{28.881 \text{ kN.m}}$$

$$T_u^{\max} = 28881 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{28881}{100 \times 13,5 \times 10^2} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

(Il n'y a pas de reprise de bétonnage)

**IV.2.3 : Vérification de la flèche :**

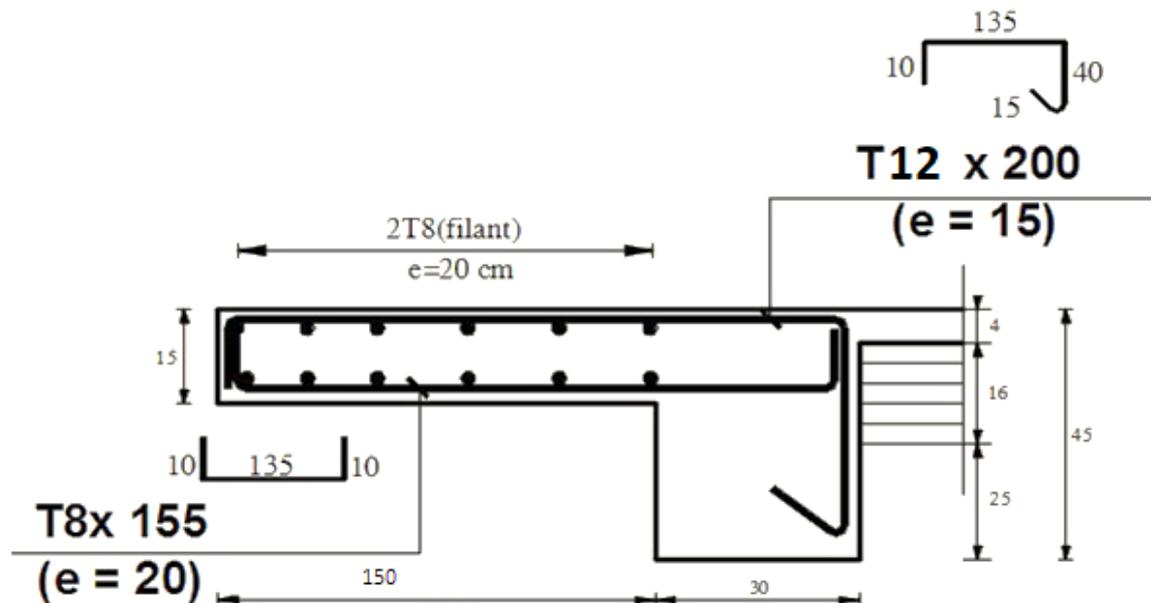
- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{150} = 0,10 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.73}{100 \times 13,5} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure IV.34 :** Schéma de ferrailage balcon

### **IV. 3- Etude de l'acrotère**

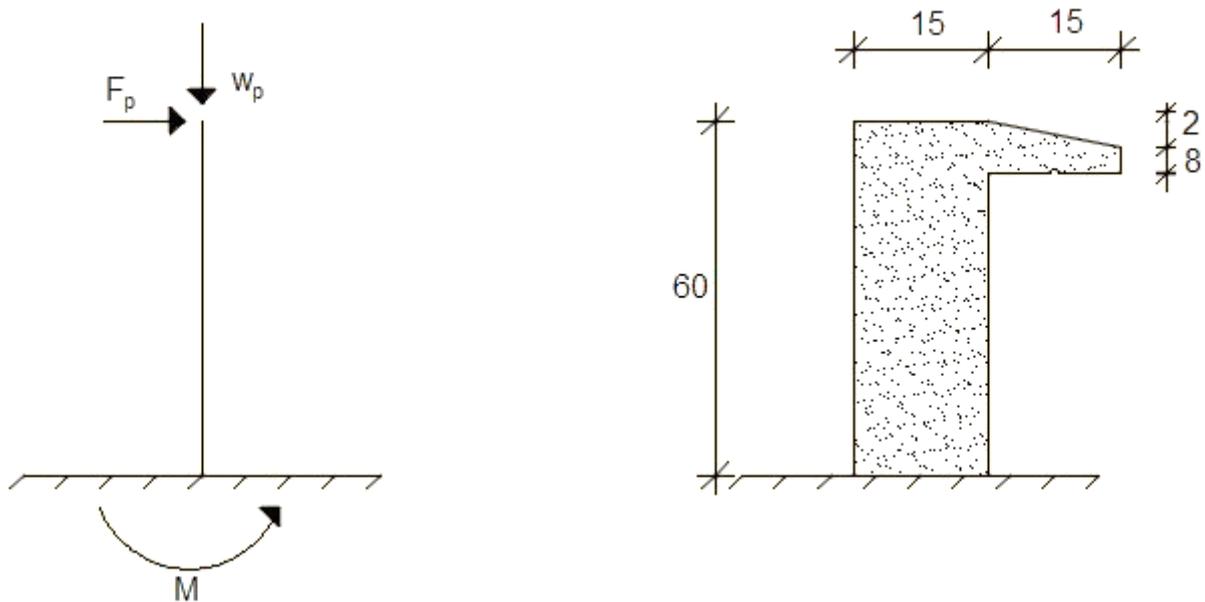
#### **IV.3.1- Définition :**

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher soumise à son poids ( $W_p$ ) et une charge horizontale due à la main courante ( $F_p$ ).

#### ➤ **Le rôle de l'acrotère :**

- ✓Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade
- ✓Donne un aspect esthétique et
- ✓Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible ; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur [Figure IV.35]



**Figure IV.35:** Dimension de l'acrotère et schéma statique.

**IV.3.2- Calcul du ferrailage :**

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et d'un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

**IV.3.3- Détermination des sollicitations :**

- Le poids propre :  $W_P$

$W_P$ : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \gamma_b = [(0.6 \times 0.15) + (0.15 \times 0.08) + (\frac{0.15 \times 0.02}{2})] \times 1 \times 25 \Rightarrow W_p = 2.59 \text{ KN.}$$

- La force horizontale :  $F_P$ [RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3]

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

**Avec :**

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1]et



$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.15$  (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$  (Élément en console).

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.59$

$F_p = 1.24 \text{ KN}$

• **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \times 1,35 W_p \\ M_u = 1,5 \cdot F_p \times L \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 \times 2,59 \\ M_u = 1,5 \times 1,24 \times 0,6 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 3,49 \text{ KN} \\ M_u = 1,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 2,59 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**IV.3.4- Détermination de la section des armatures :**

Pour une bande de 1m de largeur ; la section de calcul est  $(100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

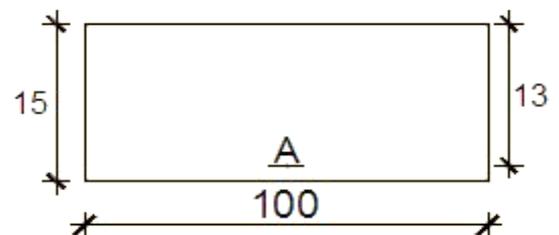
➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

• Position du point d'application de l'effort normal de

compression : (N)

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,12}{3,49} = 0,32 \text{ m}$$

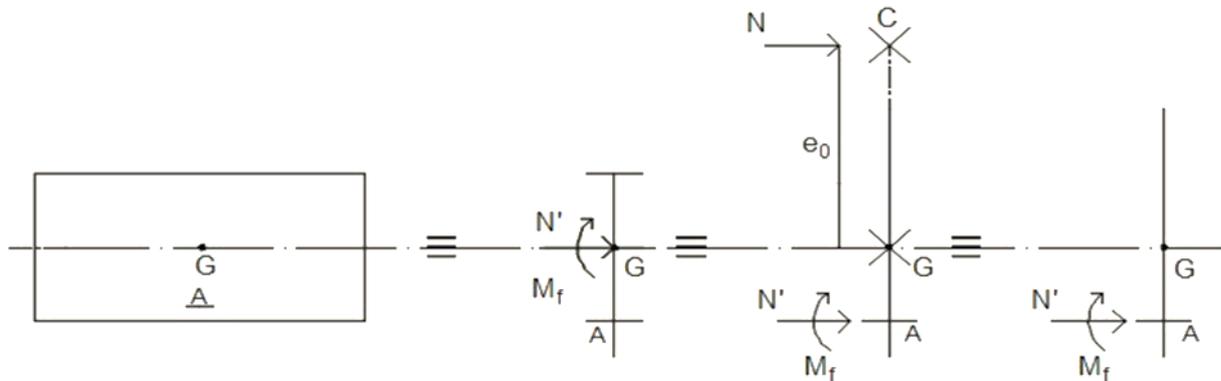
$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$



**Figure IV.36** : Section de calcul

L'effort normal de compression  $N$  est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue



**FigureIV.37** : Position de centre de pression.

$$M_f = N_u \times e = N_u \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - C' \right) = 3,49 \times \left( 0,32 + \frac{0,15}{2} - 0,02 \right) = 1,3087 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_f^u = 1308,7 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1308,7}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,00545$$

$$\mu = 0,00545 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1308,7}{348 \times 0,997 \times 13} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,29 - \frac{3490}{100 \times 348} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 15) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

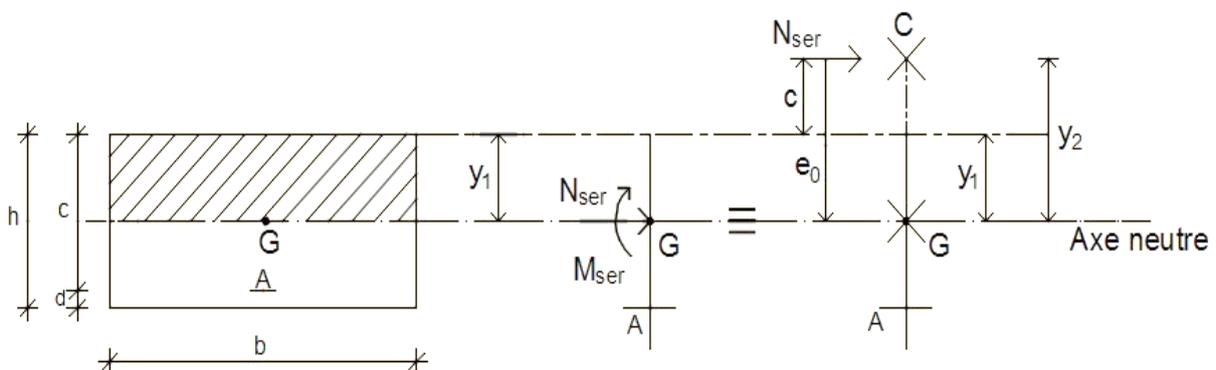
$$4T8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,75}{2,59} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$

Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).



**Figure IV.38** : Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

c : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à la fibre la Plus comprimée ( $c < 0$ ) ;  $y_2$  : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à

L'axe neutre ( $y_2 > 0$ ) ;

$y_1$  : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

• Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d) + \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{15}{2} = 21,5 \text{ cm} \Rightarrow c = -21,5 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \text{ avec } \dot{A} = 0 \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = -3 \times (-21,5)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5) = -1264,72 \Rightarrow p = -1264,72$$

$$q = -2 \times (-21,5)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5)^2 = 15666,84 \Rightarrow q = 15666,84$$

$y_2$  : est la racine de l'équation :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1264,72y_2 + 15666,84 = 0$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \times p^3 = (15666,84)^2 + \frac{4}{27} \times (-1264,72)^3 = -54245047,9 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 15666,84}{2 \times (-1264,72)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1264,72}} = -0,90 \Rightarrow \varphi = 154,16^\circ \\ a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{-(-1264,72)}{3}} = 41,06 \end{cases}$$

$$y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 41,06 \times \cos(8,61) = 25,63 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -40,59 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 14,97 \text{ cm}$$

La racine  $y_2$  est prise telle que ;  $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h = 25,63 - 21,5 = 4,13 \leq 15 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 4,13 \text{ cm}$$

• Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (4,13)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (13 - 4,13) = 329,96 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{2590}{100 \times 329,96} = 0,078$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,15 \times 4,13 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (13 - 4,13) = 19,96 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme

Préjudiciable : 
$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

Avec : FeE400  $\Rightarrow \eta = 1,6$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : 
$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

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

**Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

**IV.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 1,5F_p = 1,5 \times 1,24 = 1,86\text{KN}$$

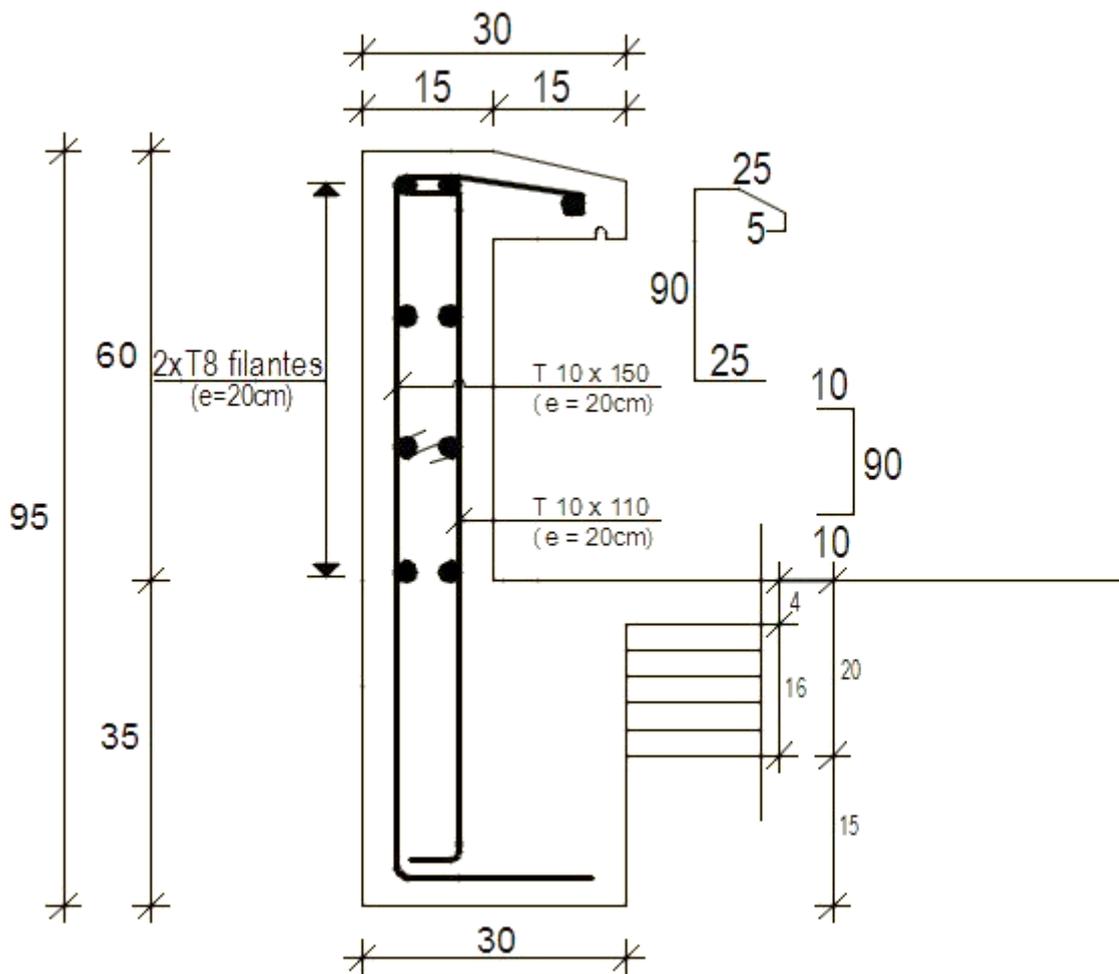
$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1860}{100 \times 13 \times 10^2} = 0.014\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{Mpa}$$

$\tau_u = 0.014\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{Mpa}$  ➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (Il n'y a pas de reprise de bétonnage)

**Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.



**Figure IV.39:** Ferraillage de l'acrotère



# *Chapitre V*

*Etude dynamique et sismique*

**V.1.Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées

**V.2.L'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. 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.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ROBOT** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

**V.3. Présentation du Logiciel ROBOT :**

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'élément barres, poutres et des éléments surfaciques.

Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- ❖ Saisie graphique 2D et 3D -Calcul de structure (RDM)
- ❖ Neige et vent, combinaisons automatique



- ❖ Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium .....



**Figure.V.1** : Interface de Robot

#### **V.4.Niveau d'application de l'action sismique :**

L'action sismique a l'originalité d'être un chargement défini par un mouvement du sol en surface. Dans ce cas, l'action sismique est directement appliquée au niveau de la base de structure. Le niveau du sous-sol est considéré comme **une boîte rigide dans le sol**.

#### **V.5. Modélisation :**

##### **V.5.1. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :**

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degré de liberté (**DDL**) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

### V.5.2. Modélisation de la rigidité :

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) sont effectués comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).

### V.5.3. Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  (imposée par le **L'RPA99/Version2003**), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas  $\beta = 0.2$ ). **[RPA99/V2003-Tableau4.5]  $W = G + \beta Q$  [Formule 4.5]**
- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : **2.5t /m<sup>3</sup>**.

### V.6. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- 1 La méthode statique équivalente.
- 2 La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### V.6.1. Méthode statique équivalente :

##### ✓ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement

du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies a priori par le projecteur

**✓ Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

**✓ Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées.

**V.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale :****✓ Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

**✓ Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

- Planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

✓ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

**V.6.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

**V.7.Choix de la méthode de calcul :****V.7.1. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :**✓ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, Wilaya de Mostaganem : groupe de communes C La zone est de : Zone IIa.

✓ **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau V.1** : Coefficient d'Accélération de Zone A

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe 2 (A = 0.15).

✓ **Classification des sites :**

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1 (sec)</b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T2 (sec)</b>	0,3	0,4	0,5	0,7

**Tableau V.2** : Classification du Site

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

❖ On utilise **la Méthode Statique Equivalente** car notre structure répond aux conditions de cette méthode exigée par RPA99 version 2003 car :

$h = 30,6m < 65m$  (zone IIa).

❖ La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage Relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

❖ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mostaganem (Zone IIa), Sera classé en groupe d'usage 2.

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1,25 * A * \left[ 1 + \frac{T}{T_1} * \left[ 2,5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right] \right], & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * [1,25 * A] * \frac{Q}{R}^{2/3}, & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3}, & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[ \frac{T_2}{3} \right]^{2/3} * \left[ \frac{3}{T} \right]^{5/3}, & T \geq 3.0s \end{array} \right.$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

g : Accélération de la pesanteur ;  $g=9,81m/s^2$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**Sa** : valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité.

**V.7.2. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D**

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \text{ [RPA99/V2003-Formule 4-2]} \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

**V.7.3. Périodes caractéristiques T1, T2 :**

Pour un site type S3 : **T1= 0.15 s ; T2 = 0.5 s** [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

**V.7.4. Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  :**

❖ Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau V.3** : Valeurs de  $\xi$  (%)

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant :  $\xi = 7 \%$ , pour les portiques en B.A. avec Remplissage léger

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7$$

**V.7.5. Coefficient de Comportement Global de la Structure R :**

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau V.4 des RPA99/version 2003, pour un système de **Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide** : **R = 3.5**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
<b>1a</b>	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	<b>Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide</b>	<b>3,5</b>
<b>2</b>	Voiles porteurs	3,5
<b>3</b>	Noyau	3,5
<b>4a</b>	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	4
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

**Tableau V.4** : valeurs du coefficient de comportement R

**V.7.6. Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$  [Formule 4.4]

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non

Critère(q)	Observé	$P_q/x-x$	Observé	$P_q/y-y$
<b>1- C<sup>dt</sup> min sur les files de contreventements</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>2-Redondance en plan</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>3-Régularité en plan</b>	Oui	0	Oui	0
<b>4-Régularité en élévation</b>	Non	0.05	Oui	0.05
<b>5-Contrôle de qualité des matériaux</b>	Oui	0	Non	0
<b>6-Contrôles de qualité des d'exécution</b>	Non	0.10	Non	0.10
$\Sigma$		0.25		0.25

**Tableau V.5** : Pénalités du facteur de qualité  $P_q$

Avec :

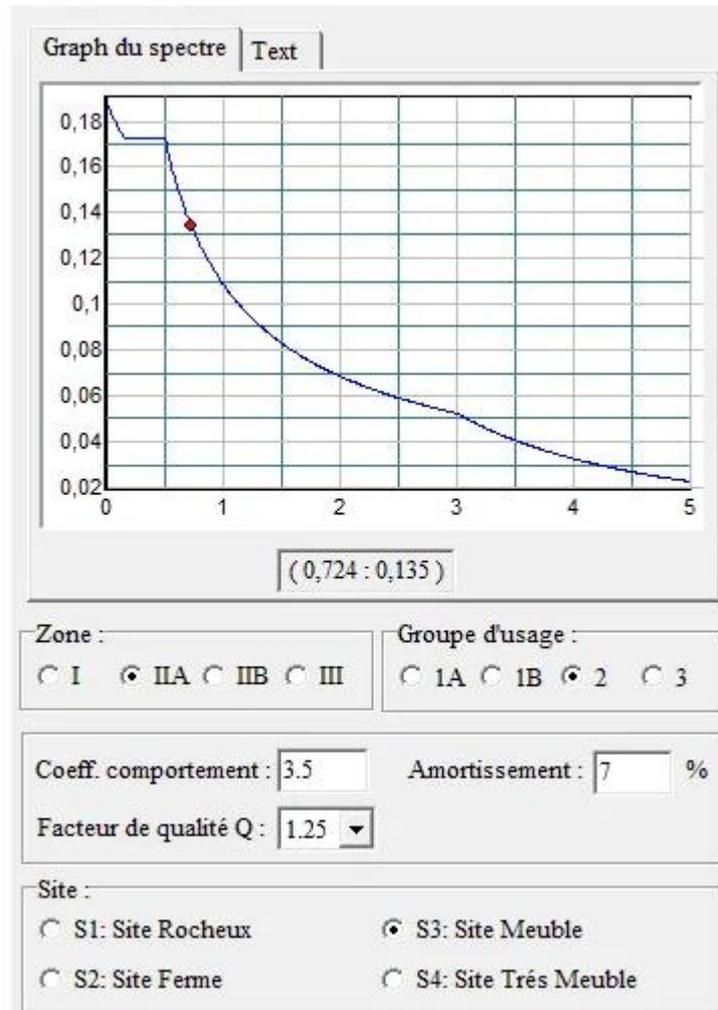
$$\left\{ \begin{array}{l} P_q = 0,05 \text{ ou } 0,10 \rightarrow \text{Non observée} \\ P_q = 0 \rightarrow \text{Observée} \end{array} \right.$$



$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q_x = Q_y = 1.25$$



**Figure V.2:** Diagramme spectre de réponse

### **V.7.7. Estimation empirique de la période fondamentale :**

1. 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
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left[ C_T h_N^{3/4} ; T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

❖  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- ❖  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau V.6.
- ❖  $D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	<b>Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie</b>	<b>0,050</b>

**Tableau V.6** : valeurs du coefficient  $C_T$

$$D_x = 21,45\text{m}$$

$$D_y = 17,75\text{m}$$

$$C_T = 0.050$$

$$h_N = 30.6 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.05 \times 30,6^{3/4} = \mathbf{0,65 \text{ sec}}$$

✓ **Périodes:**  $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

a) **Sens-x**

$$h_N = 30,6 \text{ m} ; D_x = 21,45\text{m}$$

$$T(x) = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{21,45}} = \mathbf{0,59\text{sec}}$$

b) **Sens-y**

$$h_N = 30,6 \text{ m} ; D_y = 17,75\text{m}$$

$$T(y) = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{17,75}} = \mathbf{0,65\text{sec}}$$

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$$T_x = \min (0,65 ; 0,59) \rightarrow T_x = 0,59 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,65 ; 0,65) \rightarrow T_y = 0,65 \text{ s}$$

**Donc** : T empirique = (T<sub>x</sub> = 0.59 s et T<sub>y</sub> = 0.65 s)

### Facteur d'Amplification D :

On a: T<sub>2</sub>(S<sub>3</sub>) = 0,5s

$$\text{On adopte : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

a) Sens-x

$$D(x) = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,5}{0,59} \right)^{2/3} = 1,97$$

b) Sens-y

$$D(y) = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,5}{0,65} \right)^{2/3} = 1,85$$

**V.8. Résultats de l'analyse dynamique par Robot :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,25	0,80	1,75	58,52	0,0	1,75	58,52	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 2	1,70	0,59	61,26	60,40	0,0	59,51	1,87	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 3	2,24	0,45	61,60	61,30	0,0	0,35	0,90	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 4	4,80	0,21	61,92	72,10	0,0	0,32	10,81	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 5	5,53	0,18	62,41	76,31	0,0	0,49	4,20	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 6	6,89	0,15	78,98	77,28	0,0	16,57	0,97	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 7	7,09	0,14	79,01	77,32	0,0	0,03	0,04	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 8	9,01	0,11	79,01	77,39	0,0	0,00	0,08	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 9	9,16	0,11	79,06	77,53	0,0	0,05	0,13	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 10	10,77	0,09	79,06	77,53	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 11	10,97	0,09	79,32	83,04	0,0	0,26	5,51	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 12	12,21	0,08	79,32	83,05	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 13	13,59	0,07	79,32	83,05	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 14	14,15	0,07	79,68	83,07	0,0	0,36	0,02	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 15	14,77	0,07	79,70	83,07	0,0	0,02	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 16	15,17	0,07	86,65	83,27	0,0	6,95	0,21	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 17	16,17	0,06	86,65	83,28	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 18	16,83	0,06	86,84	85,59	0,0	0,19	2,31	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 19	17,10	0,06	86,84	85,59	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 20	17,64	0,06	86,85	85,66	0,0	0,00	0,07	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 21	17,77	0,06	86,85	85,66	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 22	18,13	0,06	86,87	85,66	0,0	0,03	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 23	18,81	0,05	86,89	86,28	0,0	0,01	0,62	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 24	19,26	0,05	86,89	86,28	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 25	19,36	0,05	86,89	86,28	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 26	19,51	0,05	86,89	86,28	0,0	0,00	0,00	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0
3/ 27	19,88	0,05	86,97	86,34	0,0	0,08	0,05	0,0	4006728,45	4006728,45	0,0

**Tableau V.7:** ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode

D'après les résultats trouvés on constate que :

**a) Sens X-X :**

$$T_{\text{emp}} = 0.59 \text{ s} ; T_{\text{dyn}} = 0.59 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 \times T_{\text{emp}} \geq T_{\text{dyn}} \Rightarrow 0.76 \text{ s} > 0.59 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Sens Y-Y :**

$$T_{\text{emp}} = 0.65 \text{ s} ; T_{\text{dyn}} = 0.80 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 \times T_{\text{emp}} \geq T_{\text{dyn}} \Rightarrow 0.84\text{s} \geq 0.80 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy).
- ✓ Le deuxième mode est une translation suivant l'axe (xx).
- ✓ Le troisième mode est un mode de torsion.

Les 27 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le [RPA99/V2003-Article 4.3.4]

- Direction xx : 16<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = 86.65 %
- Direction yy : 27<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = 86.34 %

### V.8.1. Nombre de modes à considérer : [RPA99/V2003-Article 4.3.4]

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

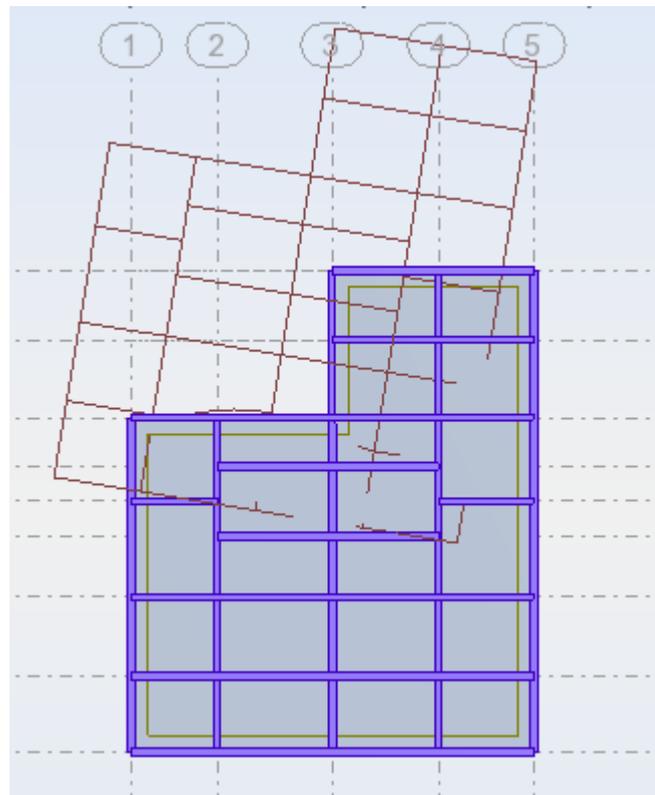
$$K \geq 3\sqrt{N_{et}} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  est la période du mode K.

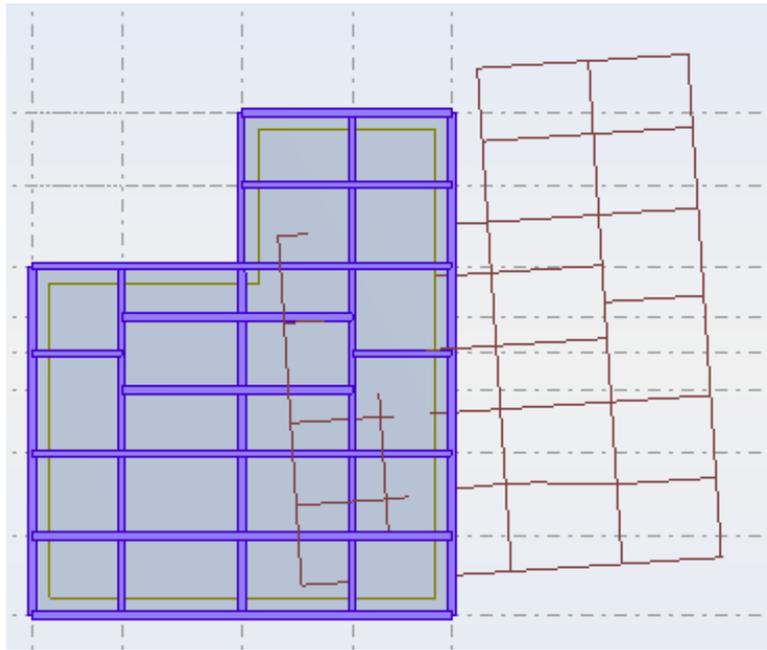
$$N = 10 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{10} = 9,49 \Rightarrow K = 27 \text{ modes.}$$

$\Rightarrow$  mode (10)  $T_K = 0.09 < 0.20 \text{ sec}$  donc Condition vérifiée.

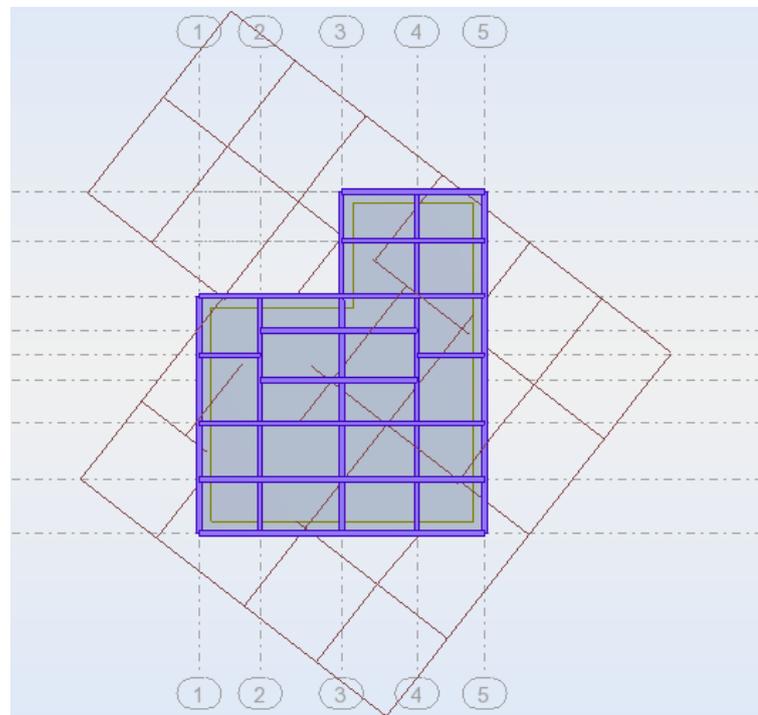
**Alors ;** nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 27 modes.



**Figure V.3 :** Mode 1 translation sur ( YY )



**Figure V.4 :** Mode 2 translation sur ( X X )



**Figure V.5 :** Mode 3 rotation

**V.8.2. Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A= 0,15**

**V.8.3. Poids Total de la Structure :**

Nous avons pris le poids total **W** calculé par le logiciel ROBOT  
D'après la formule (4.5) du RPA 2003 :  $W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

- ❖  $W_{G(i)}$  : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).
- ❖  $W_{Q(i)}$  : Charges d'exploitation au niveau (i).
- ❖  $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et donné par le tableau V.7 ; On adopte :  $\beta = 0,2$ .

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, des ports, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau V.8** :  $\beta$  valeurs du coefficient de pondération

❖ **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot :

$$W = 39292.58 \text{ KN}$$

**V.8.4. Calcul de la Force sismique totale :**

a) **Sens-x**

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W_i = \frac{0.15 \times 1.97 \times 1.25}{3.5} \times 39292.58 = 4146,77 \text{ KN}$$

b) **Sens-y**

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W_i = \frac{0.15 \times 1.97 \times 1.25}{3.5} \times 39292.58 = 3894,17 \text{ KN}$$

### **V.8.5. Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$$V_x^{\text{dyn}} = 3469,21 \text{ KN}$$

$$V_y^{\text{dyn}} = 3184,05 \text{ KN}$$

**D'après La condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003 :**

$$V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique)}$$

$$V_x \times 0.8 = 4146,77 \times 0.8 = 3317,41 < 3469,21 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_y \times 0.8 = 3894,17 \times 0.8 = 3115,33 < 3184,05 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## **V.9. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

### **V.9.1. Détermination des masses et centres de masse par étage :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$ ,

$X_i, Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère global

### **V.9.2. Détermination de centre de torsion par étage :**

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

❖ **Remarque :**

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel **Robot** :  
(Tableau V.8)



**V.9.3. Calcul de l'excentricité :**

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

- **Excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimisé par décalage du centre de masse d'une quantité de (5% L)..... [RPA99 version 2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.  $L_{max} = 21.45m$

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0.05 \times 21.45 = 1.07 m$$

**Donc :**

Sens X :  $e_x \text{ cal} = \max (e_{acc}, e_x \text{ the})$  et

Sens Y :  $e_y \text{ cal} = \max (e_{acc}, e_y \text{ the})$ .

Niveau	Centre de masse [ROBOT]		Centre de Rigidité [ROBOT]		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	L'excentricité calculée	
	X <sub>G</sub> [m]	Y <sub>G</sub> [m]	X <sub>T</sub> [m]	Y <sub>T</sub> [m]	e <sub>xthe</sub> [m]	e <sub>ythe</sub> [m]	e <sub>acc</sub> [m]	e <sub>x</sub> =Max (e <sub>acc</sub> ; e <sub>xthe</sub> ) [m]	e <sub>y</sub> =Max (e <sub>acc</sub> ; e <sub>ythe</sub> ) [m]
8 <sup>ème</sup> étage	9,88	9.74	8.97	6.78	0,91	2.96	1,07	1,07	2.96
7 <sup>ème</sup> étage	10.06	9.64	10.40	6.78	0,34	2.91	1,07	1,07	2.91
6 <sup>ème</sup> étage	10.06	9.64	8.23	6.79	1.83	2.91	1,07	1,83	2.91
5 <sup>ème</sup> étage	10.05	9.70	10.40	6.80	0.35	2.90	1,07	1,07	2.90
4 <sup>ème</sup> étage	10.05	9.70	14.78	6.79	4.73	2.90	1,07	4.73	2.90

3 <sup>ème</sup> étage	10.05	9.70	14.78	6.79	4.73	2.90	1,07	4.73	2.90
2 <sup>ème</sup> étage	10.04	9.71	13.74	6.81	3.70	2.90	1,07	3.70	2.90
1 <sup>ème</sup> étage	10.04	9.71	5.75	6.81	4.29	2.90	1,07	4.29	2.90
RDC	10.04	9.71	11.90	7.65	1.86	2.90	1,07	1,86	2.90

**Tableau V.9** : Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité

#### **V.9.4. Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}. [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 4. 19}]$$

$\delta_{ek}$  : déplacement due aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau ( K ) par rapport au niveau ( K-1 ) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

❖ **Remarque** : Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel Robot :

Niveaux	h [mm]	$\delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{eky}$ [mm]	$\delta_{kx} =$ $R \cdot \delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{ky} =$ $R \cdot \delta_{eky}$ [mm]	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} -$ $\delta_{k-1x}$ [mm]	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} -$ $\delta_{k-1y}$ [mm]	0,01h [mm]	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} <$ 0,01h
8 <sup>ème</sup> étage	3060	54,62	80,42	191,17	281,47	6,51	10,27	30,6	vérifiée	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3060	48,11	70,12	168,38	245,42	6,88	9,72	30,6	vérifiée	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	3060	41,24	60,34	144,34	211,19	7,05	10,02	30,6	vérifiée	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	3060	34,19	50,30	119,66	176,05	6,96	10,09	30,6	vérifiée	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	3060	27,23	40,16	95,30	140,56	6,79	9,93	30,6	vérifiée	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	3060	20,44	30,18	71,54	105,63	6,35	9,39	30,6	vérifiée	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	3060	14,09	20,75	49,31	72,62	5,60	7,03	30,6	vérifiée	vérifiée
1 <sup>ème</sup> étage	3060	8,49	12,34	29,71	43,19	4,57	5,70	30,6	vérifiée	vérifiée

---

<b>RDC</b>	3060	3,92	5,36	13,72	18,76	3,06	4,63	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Sous-sol</b>	3060	0,85	0,71	2,97	2,48	0,85	0,71	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**Tableau V.10** : Vérification des déformations

Le déplacement inter-étage max = 10.30 mm < 1% de la hauteur de l'étage = 30,60 mm => **Condition vérifiée**

**V.9.5. Vérification de l'effet  $P - \Delta$  : [RPA99/V2003-Article 5.9]**

Les effets du 2<sup>nd</sup> ordre ou effet ( $P - \Delta$ ) peuvent être **négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux** :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10.$$

- ✓ Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$
- ✓ Si  $\theta_K > 0,20$  : 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').

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

$h_K$ : Hauteur de l'étage ('K').

Niveaux	h [mm]	V <sub>Kx</sub> [KN]	PK [KN]	Δ <sub>Kx</sub> [mm]	Θ <sub>X</sub>	Observation Θ ≤ 0.10
8 <sup>ème</sup> étage	3060	756,46	-3625,49	6,51	0,010	<b>vérifiée</b>
7 <sup>ème</sup> étage	3060	1312,61	-10809,09	6,88	0,018	<b>vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup> étage	3060	1751,48	-21597,23	7,05	0,028	<b>vérifiée</b>
5 <sup>ème</sup> étage	3060	2123,35	-36044,56	6,96	0,038	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> étage	3060	2439,16	-54191,61	6,79	0,049	<b>vérifiée</b>
3 <sup>ème</sup> étage	3060	2689,76	-76037,11	6,35	0,058	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> étage	3060	2888,67	-101655,53	5,60	0,064	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup> étage	3060	3043,05	-131078,76	4,57	0,065	<b>vérifiée</b>
RDC	3060	3138,70	-164304,45	3,06	0,052	<b>vérifiée</b>
Sous-sol	3060	3184,98	-203597,03	0,85	0,017	<b>vérifiée</b>

**Tableau V.11:** Vérification de l'effet ( $P - \Delta$ ) sens xx

Niveaux	h [mm]	Vky [KN]	PK [KN]	Δky [mm]	ΘY	Observation Θ ≤ 0.10
8 <sup>ème</sup> étage	3060	620,35	-3625,49	10,27	0,019	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3060	1064,10	-10809,09	9,72	0,032	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	3060	1418,19	-21597,23	10,02	0,050	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	3060	1717,68	-36044,56	10,09	0,069	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	3060	1970,05	-54191,61	9,93	0,089	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	3060	2176,78	-76037,11	9,39	0,10	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	3060	2341,56	-101655,53	7,03	0,099	vérifiée
1 <sup>ème</sup> étage	3060	2467,39	-131078,76	5,70	0,098	vérifiée
RDC	3060	2546,28	-164304,45	4,63	0,097	vérifiée
Sous-sol	3060	2569,95	-203597,03	0,71	0,018	vérifiée

**Tableau V.12:** Vérification de l'effet (P – Δ ) sens yy

**V.9.6. Calcul de la force sismique selon la hauteur :**

Selon Art 4..2.5 RPA99-V2003, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_{t,x,y} = 0.25V$$

$$F_{t,x,y} = 0.07 \cdot T_{x,y} \cdot V \Rightarrow T > 0.7s$$

$$F_i = \frac{(V - Ft)w_i h_i}{\sum w_i \cdot h_i}$$

**Avec :**

$W_i$  : poids de l'étage (i)

$F_i$  : force sismique du niveau (i)

$h_i$  : hauteur du niveau (i)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	$W_i$	$h_i$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}$	$F_{iy}$	$V_x$	$V_y$
8 <sup>ème</sup> étage	39292,58	30,6	1202352,95	756,46	620,35	756,46	620,35
7 <sup>ème</sup> étage	39292,58	27,54	1082117,65	556,15	443,75	1312,61	1064,10
6 <sup>ème</sup> étage	39292,58	24,48	961882,35	438,87	354,09	1751,48	1418,19
5 <sup>ème</sup> étage	39292,58	21,42	841647,06	371,87	299,49	2123,35	1717,68
4 <sup>ème</sup> étage	39292,58	18,36	721411,76	315,81	252,37	2439,16	1970,05
3 <sup>ème</sup> étage	39292,58	15,30	601176,47	250,60	206,73	2689,76	2176,78
2 <sup>ème</sup> étage	39292,58	12,24	480941,17	198,91	164,78	2888,67	2341,56
1 <sup>er</sup> étage	39292,58	9,18	360705,88	154,38	125,83	3043,05	2467,39
RDC	39292,58	6,12	240470,59	95,65	78,89	3138,70	2546,28
Sous-sol	39292,58	3,06	120235,29	46,28	23,67	3184,98	2569,95

**Tableau V.13** : Disposition de la force sismique.

**Conclusion :**

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend  $R=3,5$  c.à.d. un système voiles porteurs.



*Etude des portiques*



### VI.1 : Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments Verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres)

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

### VI.2 : Définition :

#### **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

#### **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur  $h \geq (4 \times e)$  qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

#### **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

### VI.3 : Ferrailage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G** : Charges permanentes
- **Q** : Charges d'exploitations
- **E** : Efforts sismiques.

#### VI.3.1 : Combinaisons d'actions :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q$  → Etat limite ultime
- $G + Q$  → Etat limite de service

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Robot**.

**VI.3.2 : Ferraillage des poutres :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×45) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : (30×35) cm<sup>2</sup>.

**a) Ferraillages réglementaires :****1) Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :****➤ Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% x B en zone IIa.
- Armatures maximale  $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone IIa.

Avec : B : Section de la poutre.

**➤ Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

**Avec :**

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) **Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{pour les armatures tendues.}$$

b) **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "ROBOT" ; on obtient les résultats suivants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x45)	Poutres secondaires (30x35)
<b>E.L.U</b> (1,35G+1,5Q)	M <sub>t</sub> [kN.m]	66,43	41,10
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-100,22	-54,85
	N [kN]	0	0
<b>E.L.S (G+Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	48,59	35,99
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-72,78	-46,76
	N [kN]	0	0
<b>A.C.C</b> (G+Q±E) (0,8 G±E)	M <sub>t</sub> [kN.m]	119,66	65,94
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-130,74	-82,68
	N [kN]	0	0
<b>Effort Tranchant</b>	T [kN]	235,43	292,73

**Tableau.VI.1:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

➤ **Armatures longitudinales :**1) **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

2) Conditions imposées le BAEL91 :

Poutre principale :

$$h=45 \text{ cm}; b=30 \text{ cm}; d = h - \frac{h}{10} = 45 - \frac{45}{10} = 40,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

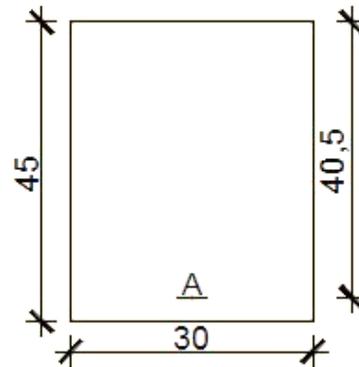
Poutre secondaire :

$$h=35 \text{ cm}; b =30 \text{ cm}; d = h - \frac{h}{10} = 35 - \frac{35}{10} = 31,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

3) Exemple de Calcul : Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup>

A. En travée :



❖ Situation durable et transitoire :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 66,43 \text{ KN.m}$$

**Figure VI.1:** Section de calcul en travée

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{66430}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,095$$

$$\mu = 0,095 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.125) = 0.950$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{66430}{348 \times 0.950 \times 40.5} = 4.96 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

### ❖ Situation accidentelle :

➤ (ACC) :

$$M_t^{\text{acc}} = 119,66 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{119660}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,131$$

$$\mu = 0,131 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \rightarrow \quad A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.176$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.176) = 0.929$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{119660}{400 \times 0.929 \times 40.5} = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max ( A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\text{acc}} ) \Rightarrow A_t = 7,95 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T12 + 3T14  $\rightarrow$   $A_t = 8.01 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^s = 48,59 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{66430}{48590} = 1.37$$

$$\alpha = 0,176 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible..... Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

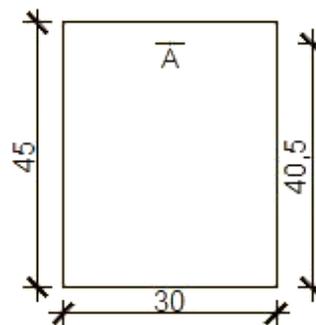
Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

**B. En appui :**

❖ Cas fondamentaux :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = - 100,22 \text{ KN.m}$$



**Figure VI.2:** Section de calcul en Appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{100220}{14.2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,143$$

$$\mu = 0.063 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,195$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.195) = 0.922$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{100220}{348 \times 0.922 \times 40,5} = 7,71 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,47 \text{ cm}^2$$

❖ Situation accidentelle :

➤ (ACC) :

$$M_a^{\text{acc}} = 130,74 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{130740}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,143$$

$$\mu = 0,143 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.195$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.195) = 0.922$$

- Détermination des armatures :

$$A_{a,acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{130740}{400 \times 0.922 \times 40.5} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_a = 8,75 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T14 + 3T16   $A_a = 10,65 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^s = -72,78 \text{ KN.m}$$

Flexion simple	}	$\Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
Section rectangulaire avec $\bar{A}_s$		
Acier FeE400		

$$\gamma = \frac{M_u a}{M_s a} = \frac{100220}{72780} = 1.37$$

$$\alpha = 0,195 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible..... Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

**C) Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{max} = 235,43 \text{ KN}$$



a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :  
[CBA93/A.5.1.3]

?

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$

$$T_{u \max} = 235430 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A.5.1.3.2.1]}$$

?

$$A_{\text{inf}} \geq 9,42 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 235430 + \frac{100220}{0.9 \times 40,5} \right] \times 10^{-2} = 6,84 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{235430}{30 \times 40,5 \times 10^2} = 1,93 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\overline{\tau_u} = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ Mpa}$

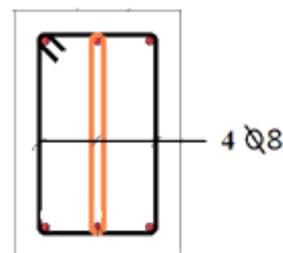
$\tau_u = 1,93 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,34 \text{ Mpa}$  ➔ Les armatures transversales sont Perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,20 \right) = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$



**Figure VI. 3 :** Armatures transversales.

On prend :

$$\varnothing_t = 8\text{mm de nuance d'acier FeE235} \longrightarrow 4 \varnothing_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 (2 \text{ cadre})$$

L'espaceement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}]$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,93 - 0,3 \times 2,1)} = 9,68 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(36,45 ; 40) = 36,45 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 9,68 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA99 (version 2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \varnothing\right) = \min\left(\frac{45}{4} ; 12 ; 1,20\right) = 1,20 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_i = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_i = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{cases}$$

e) Vérification des armatures transversales :

➤ Zone nodale :

$$A_{t \text{ min}} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,5 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0.005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

f) Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\phi_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

**Remarque** : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Type des poutres		A min (cm <sup>2</sup> )		A cal [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	A corr [cm <sup>2</sup> ]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm <sup>2</sup> ]	RPA99 V(2003) [cm <sup>2</sup> ]				
Poutres Principales (30x45)	Travées	1,47	6,75	7,95	3T14 + 3T12	8,01	56
	Appuis	1,47	6,75	8,75	3T16 + 3T14	10,65	64
Poutres Secondaires (30x35)	Travées	1,14	5,25	5,66	3T14 + 2T12	6,88	54
	Appuis	1,14	5,25	7,13	3T16 + 2T14	9,11	64

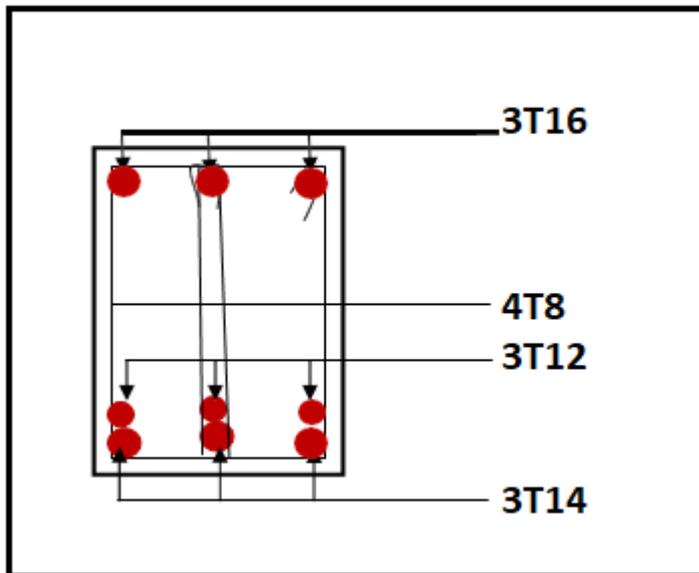
**Tableau VI.2** : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

g) Ferraillage des poutres :

➤ Poutre principale :

A . En travée :

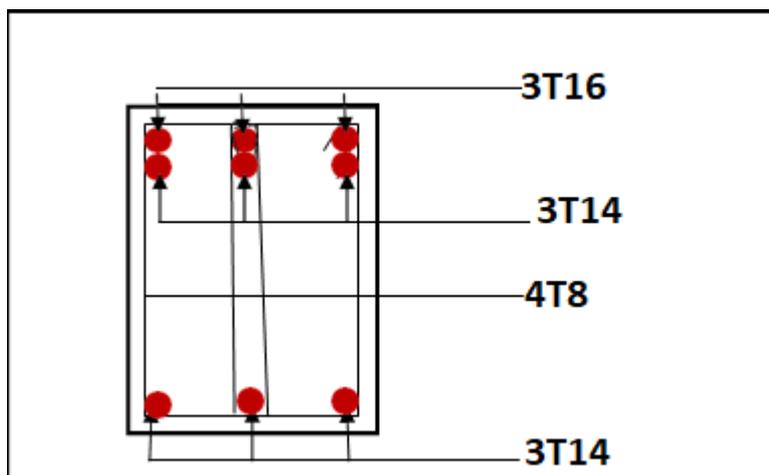
- ✓ Armatures longitudinales : 3T14(filantes) + 3T12(chapeaux)
- ✓ Armatures transversales : 1cadreenT8+étrierenT8=4T8



**Figure VI.4:** Schéma de ferraillage en travée d'une poutre principale.

B . En appui :

- ✓ Armatures longitudinales : 3T16(filantes) + 3T14(chapeaux)
- ✓ Armatures transversales : 1cadreenT8+étrierenT8=4T8

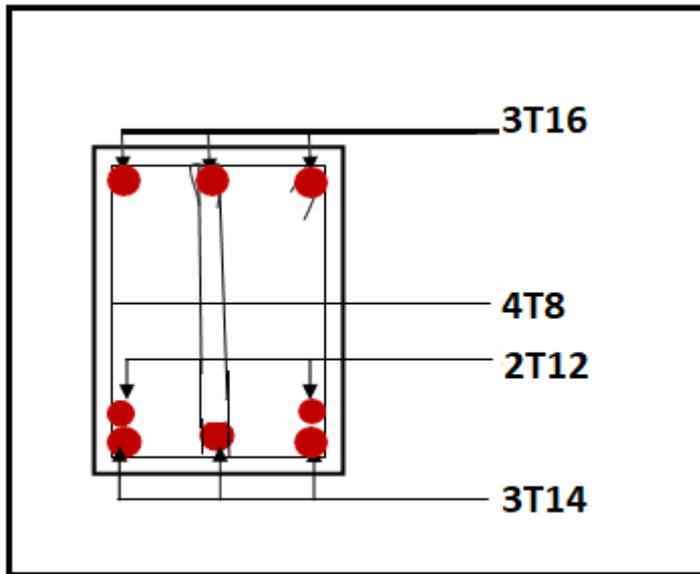


**Figure VI.5:** Schéma de ferraillage en appui d'une poutre principale.

➤ **Poutre secondaire** :

**A . En travée :**

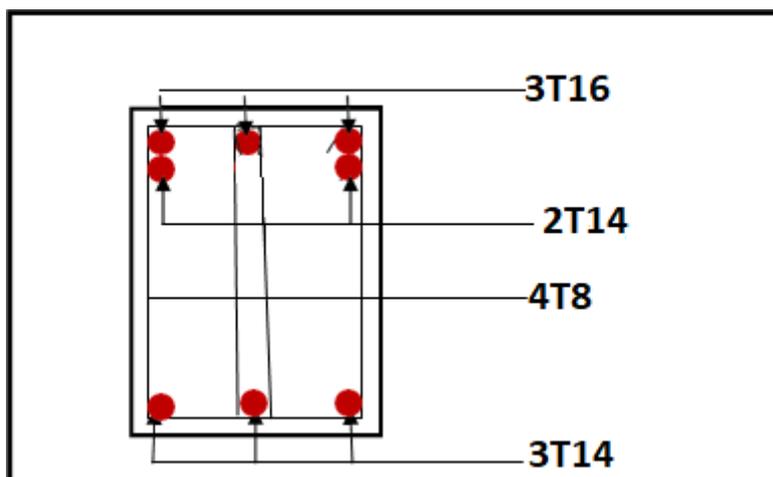
- ✓ Armatures longitudinales : 3T14 (filantes) + 2T12(chapeaux)
- ✓ Armatures transversales : 1 cadre en T8+ étrier en T8 = 4T8



**Figure VI.6:** Schéma de ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

**B . En appui :**

- ✓ Armatures longitudinales : 3T16 (filantes) + 2T14(chapeaux)
- ✓ Armatures transversales : 1 cadre en T8+ étrier en T8 = 4T8



**Figure VI.7:** Schéma de ferrailage en appui d'une poutre secondaire.

### VI.3.3- Etude des poteaux :

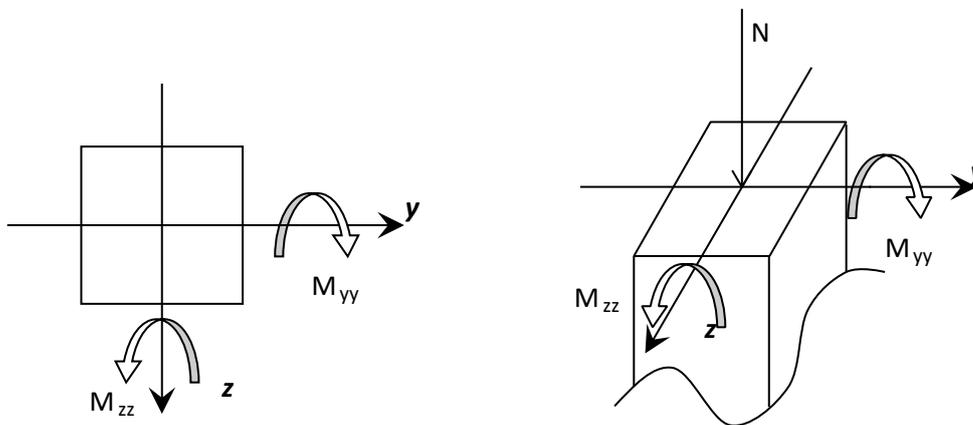
#### ➤ Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal ( $N$ ) et à deux moments fléchissant ( $M_{y-y}$ ,  $M_{z-z}$ ) (voir figure.VI.8)



**Figure VI.8 :** Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- ❖ Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- ❖ Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

- **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal  $N$ ) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec  $M_1$  : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée  $\Rightarrow$  le diagramme des déformations passe par le pivot C

[domaine 3] caractérise par  $\epsilon_b = 2\%$  pour la fibre située  $\frac{3}{7}$  à de la fibre la plus comprimée

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

### **VI.3.3.1 : Combinaisons des charges :**

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q$   Etat limite ultime
- $G + Q$   Etat limite de service

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

### **VI.3.3.2 : Principe de calcul :**

- 1)  $N_{\max}, M_{zz \text{ corr}}$
- 2)  $N_{\max}, M_{yy \text{ corr}}$
- 3)  $M_{zz \max}, N_{\text{corr}}$
- 4)  $M_{yy \max}, N_{\text{corr}}$
- 5)  $N_{\min}, M_{zz \text{ corr}}$
- 6)  $N_{\min}, M_{yy \text{ corr}}$

### **VI.3.3.3 : Ferrailage des poteaux :**

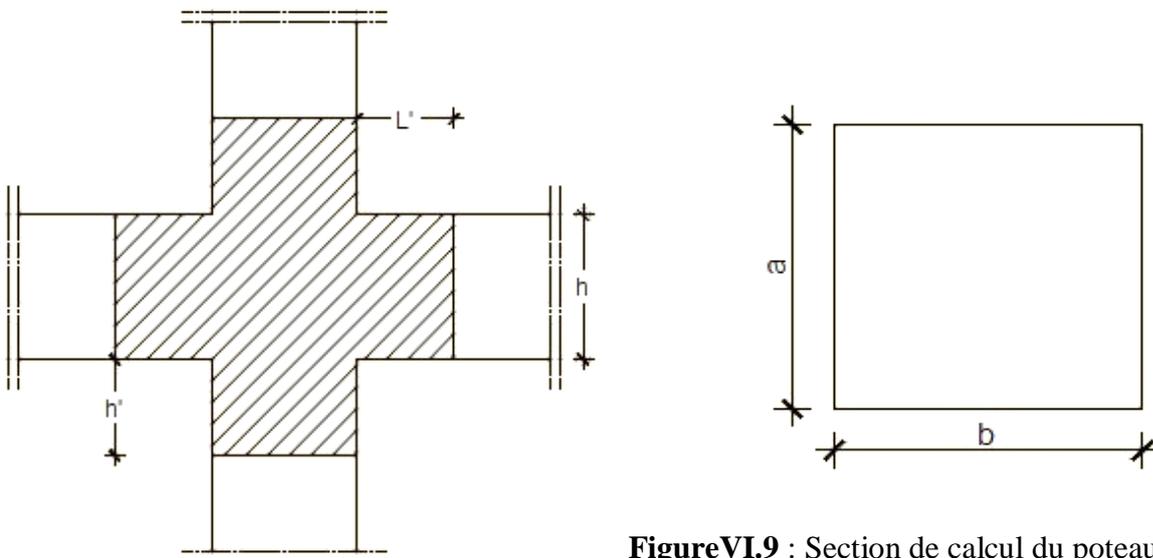
#### **a) Ferrailage réglementaire :**

- 1) **Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
  - ✓  $40 \Phi$  en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
  - ✓  $L' = 2h$
  - ✓  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$



**Figure VI.9 :** Section de calcul du poteau

**Figure VI.10 :** zone nodale [RPA99/2003.Figure.7.2].



Avec :

$h_v$  : la hauteur de la poutre

$b$  et  $a$  : dimension du poteau

$h_e$ : la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_{\square}}{\delta_{\square}} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad \text{[RPA99/7.4.2.2]}$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant ultime ;

$a$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$ : Limite élastique des armatures transversales

$\rho_a$ : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad ; \lambda_g = \frac{L_f}{a} \\ \rho_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\delta_t$ : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

✓ Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots(\text{zone IIa})$

✓ Zone courante :  $\delta_t \leq 15.\phi_L \dots\dots\dots (\text{zone IIa}).$

$\phi_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$  en % est donnée comme suit :

- Si:  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si:  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si:  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec:  $\lambda_g = (\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b})$

2) **Règlement BAEL91 :**

➤ **Armatures longitudinales :** [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{mL}$
- $0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B$

Avec :  $B$  : la section totale du poteau.

Pour section entièrement comprimée.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[ 0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la traction simple.}$$

➤ **Armature transversale : [BAEL91/A.8.1.3]**

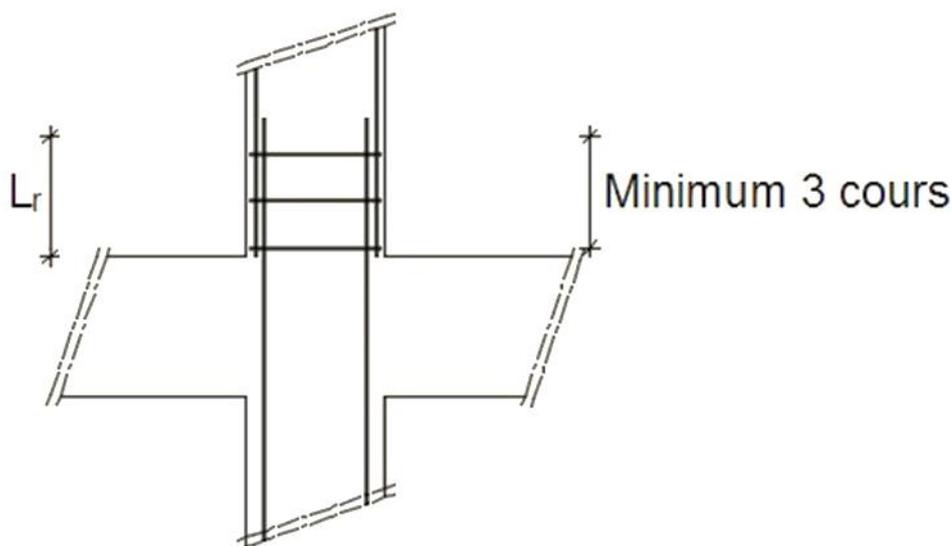
Le diamètre minimal des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3}$

Et l'espacement :  $\delta_t = \min (15\phi_{\min}, 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$

$b$  : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\phi_{L \min}$  : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.



**Figure VI.11:** Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

$L_r$  = Longueur de recouvrement

❖ Les types de poteaux :

Dans notre structure, on a 4 types de poteaux :

Types	Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]
1	sous-sol et RDC et 1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>ème</sup> étage	(45 ×45)
2	3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup> étage	(40 ×40)
3	6 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	(35 ×35)
4	8 <sup>ème</sup> étage	(30 ×30)

**Tableau VI.3** : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E)

(0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Combinaisons	Section [cm <sup>2</sup> ]		Poteau (45x45)	Poteau (40x40)	Poteau (35x35)	Poteau (30x30)
	Sollicitations		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	Cas1	Nmax [KN]	1870,21	1229,16	617,59	224,87
		MzZcor [KN.m]	1,41	4,61	-3,30	15,46
	Cas2	Nmax [KN]	1870,21	1229,16	617,59	224,87
		MyYcor [KN.m]	6,23	-29,08	-26,73	11,58
	Cas3	Mzz <sup>max</sup> [KN.m]	18,32	45,83	34,77	30,80
		Ncor [KN]	500,21	522,81	13,57	108,88
	Cas4	Myy <sup>max</sup> [KN.m]	-21,,35	-49,68	45,84	-40,70
		Ncor [KN]	580,35	242,71	351,62	92,39
		N <sup>min</sup> [KN]	222,09	104,89	-5,55	-41,53

	Cas5	MzZcor [KN.m]	-8,19	17,01	17,96	12,69
		N <sup>min</sup> [KN]	222,09	104,89	-5,55	-41,53
	Cas6	MyYcor [KN.m]	7,92	-18,45	-15,75	-16,05
ACC G+Q+E 0,8G±E	Cas1	Nmax [KN]	1999,65	1077,42	506,37	248,42
		MzZcor [KN.m]	-0,51	11,43	23,14	62,61
	Cas2	Nmax [KN]	1999,65	1077,42	506,37	248,42
		MyYcor [KN.m]	-4,29	25,89	-23,51	-17,50
	Cas3	Mzz <sup>max</sup> [KN.m]	-26,60	-85,04	64,33	62,61
		Ncor [KN]	-757,94	203,08	168,50	248,42
	Cas4	MyY <sup>max</sup> [KN.m]	12,06	124,37	61,27	-45,77
		Ncor [KN]	408,25	81,56	247,57	150,50
	Cas5	N <sup>min</sup> [KN]	-1195,05	-483,23	-102,77	-59,73
		MzZcor [KN.m]	-44,86	-24,88	-16,83	5,69
	Cas6	N <sup>min</sup> [KN]	-1195,05	-483,23	-102,77	-59,73
		MyYcor [KN.m]	30,75	35,05	33,10	0,32
	E.L.S (G+Q)	Ms [KN.m]	58,77	33,39	33,26	28,15
		Ns [KN]	1580,05	895,44	450,85	164,40
Effort tranchant			50,35	39,41	41,75	36,89

**Tableau VI.4:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

**1) Exemple de calcul :**

➤ **Ferraillage du poteau de section (45x45) cm<sup>2</sup> :**

- **Les armatures longitudinales :**
- ❖ **Situation durable et transitoire :**

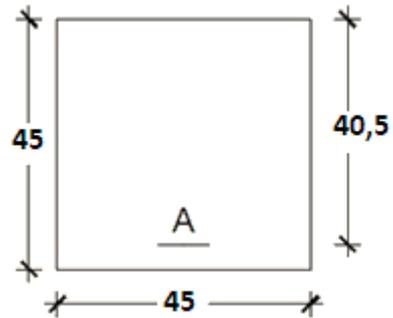
Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

**b = 45cm ; h = 45cm ; d = 40,5cm**

✓ **Cas 1 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N<sup>max</sup> = 1870,21 KN**
- **M<sub>zz</sub><sup>cor</sup> = 1,41 KN.m**



**Figure VI.12 :** section de calcul

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{141}{1870,21} = 0,075 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$  (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$e_0 = \frac{M}{N}$  : Excentricité géométrique

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

1. **Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

2. **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1870,21 \times (0,00075 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 59,37 \text{ KN.m}$$

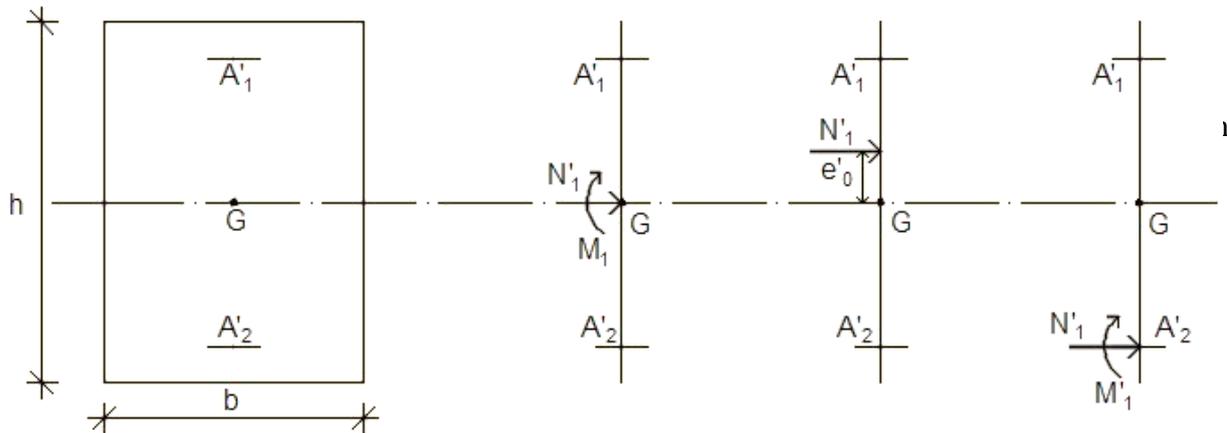
$$N'_1 = 1870,21 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_o = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{5937}{1870,21} = 3,17 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.13:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 59,37 + 1870,21 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 396,00 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 45 \times 45 = 331257,6 \text{ N.m}$$

$$(1) = 331,2576 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1870,21 \times (0,405 - 0,045) - 396,00$$

$$(2) = 277,275 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

(1) = 331,257 KN.m > (2) = 277,275 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{396000}{14,2 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,377$$

$$\mu = 0,377 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \longrightarrow \quad A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,631$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,631) = 0,747$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{396000}{348 \times 0,747 \times 40,5} = 37,61 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 37,61 - \frac{1870210}{100 \times 348} = -16,13 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}$$

✓ **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1870,21 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 6,23 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{623}{1870,21} = 0,33 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$



$e_0 = \frac{M}{N}$  : Excentricité géométrique

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

### 1. Excentricité additionnelle $e_a$ : [BAEL91]

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

### 2. Excentricité du second ordre $e_2$ : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \Phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1870,21 \times (0,0033 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 64,14 \text{ KN.m}$$

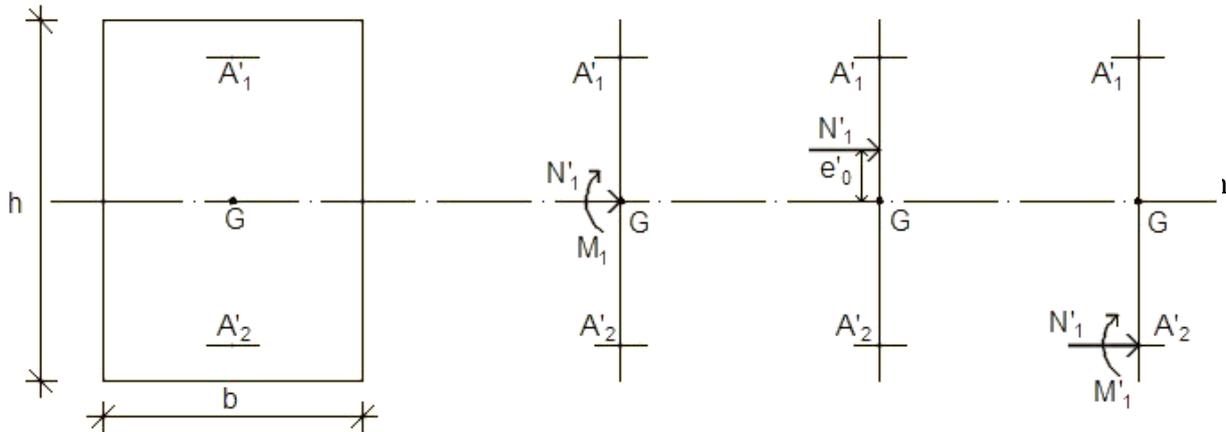
$$N'_1 = 1870,21 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_o = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{6414}{1870,21} = 3,42 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.14:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 64,14 + 1870,21 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 400,77 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 45 \times 45 = 331257,6 \text{ N.m}$$

$$(1) = 331,2576 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1870,21 \times (0,405 - 0,045) - 400,77$$

$$(2) = 272,50 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 331,257 \text{ KN.m} > (2) = 272,50 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{400770}{14,2 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,382$$

$$\mu = 0,382 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \rightarrow \text{A}' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,643$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,643) = 0,742$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{400770}{348 \times 0,742 \times 40,5} = 38,32 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 38,32 - \frac{1870210}{100 \times 348} = -15,42 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 500,21 \text{ KN}$
- $M_z^{\text{max}} = 18,32 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1832}{500,21} = 3,66 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$e_0 = \frac{M}{N}$  : Excentricité géométrique

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

**1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 500,21 \times (0,0366 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 33,81 \text{ KN.m}$$

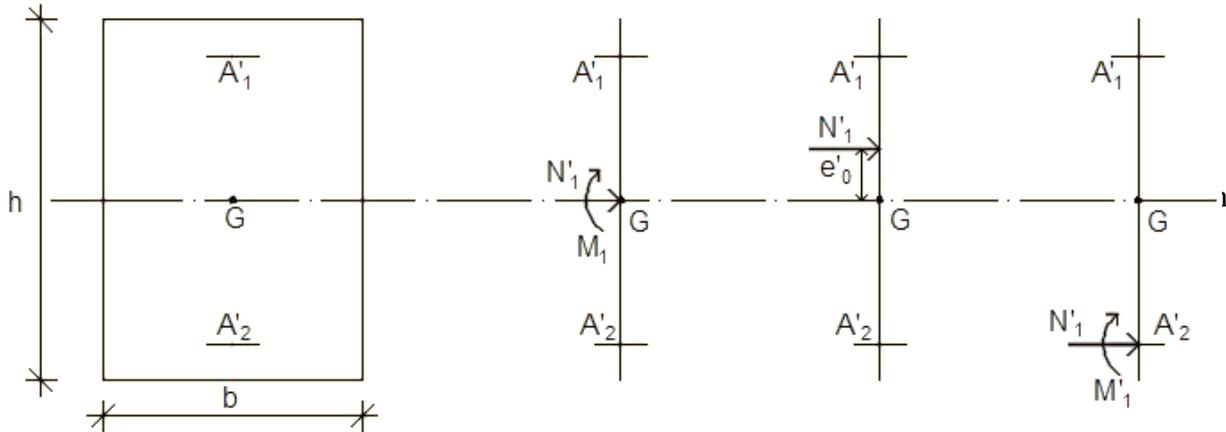
$$N'_1 = 500,21 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{33,81}{500,21} = 6,75 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.15:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 33,81 + 500,21 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 123,84 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 45 \times 45 = 331257,6 \text{ N.m}$$

$$(1) = 331,2576 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 500,21 \times (0,405 - 0,045) - 123,84$$

$$(2) = 56,23 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

(1) = 331,257 KN.m > (2) = 56,23 KN.m ➔ La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{123840}{14,2 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \longrightarrow \quad A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,157$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,157) = 0,937$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{123840}{348 \times 0,937 \times 40,5} = 9,37 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 9,37 - \frac{500210}{100 \times 348} = -5,00 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Cas 4 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 580,35 \text{ KN}$
- $M_y^{\text{max}} = -21,35 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2135}{580,35} = 3,67 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

#### Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

**1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \Phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 580,35 \times (0,0367 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 39,28 \text{ KN.m}$$

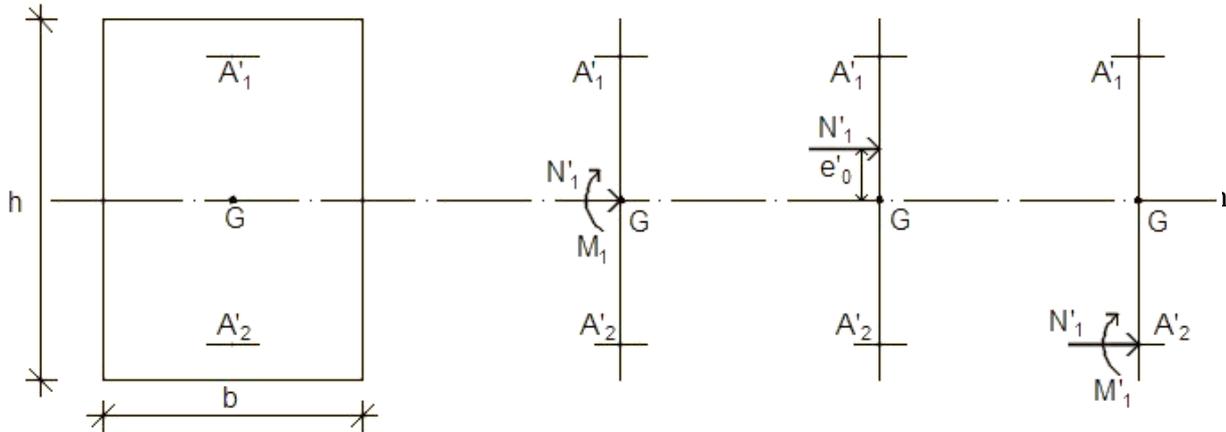
$$N'_1 = 580,35 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{3928}{580,35} = 6,76 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.16:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 39,28 + 580,35 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 143,74 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 45 \times 45 = 331257,6 \text{ N.m}$$

$$(1) = 331,2576 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 580,35 \times (0,405 - 0,045) - 143,74$$

$$(2) = 65,18 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 331,257 \text{ KN.m} > (2) = 65,18 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :



$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{143740}{14,2 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,137$$

$$\mu = 0,137 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \longrightarrow \quad A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,185$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,185) = 0,926$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{143740}{348 \times 0,926 \times 40,5} = 11,01 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 11,01 - \frac{580350}{100 \times 348} = -5,66 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 5 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 222,09 \text{ KN}$
- $M_z^{\text{cor}} = -8,19 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{819}{222,09} = 3,68 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_o}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_o}{h} \right] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

**1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \Phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 222,09 \times (0,0368 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 15,05 \text{ KN.m}$$

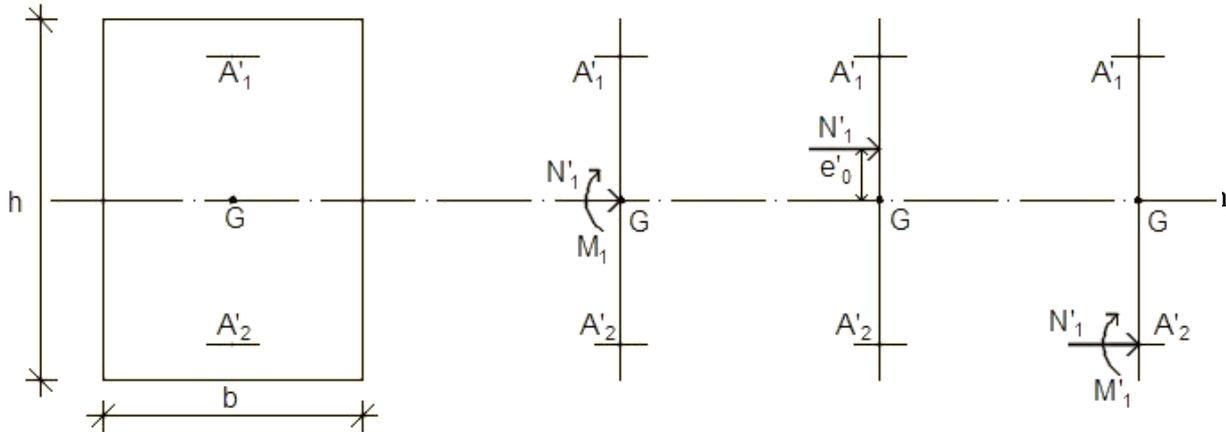
$$N'_1 = 222,09 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{1505}{222,09} = 6,77 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.17:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 15,05 + 222,09 \times \left(0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 55,02 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 45 \times 45 = 331257,6 \text{ N.m}$$

$$(1) = 331,2576 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 222,09 \times (0,405 - 0,045) - 55,02$$

$$(2) = 24,93 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 331,257 \text{ KN.m} > (2) = 24,93 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{55020}{14,2 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,052$$

$$\mu = 0,052 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \longrightarrow \quad A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,067$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,067) = 0,973$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{55020}{348 \times 0,973 \times 40,5} = 4,01 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 4,01 - \frac{222090}{100 \times 348} = -2,37 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 6 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 222,09 \text{ KN}$
- $M_y^{\max} = 7,92 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{792}{222,09} = 3,56 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_o}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_o}{h} \right] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

### 1. Excentricité additionnelle $e_a$ : [BAEL91]

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

### 2. Excentricité du second ordre $e_2$ : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \Phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 222,09 \times (0,0356 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 14,79 \text{ KN.m}$$

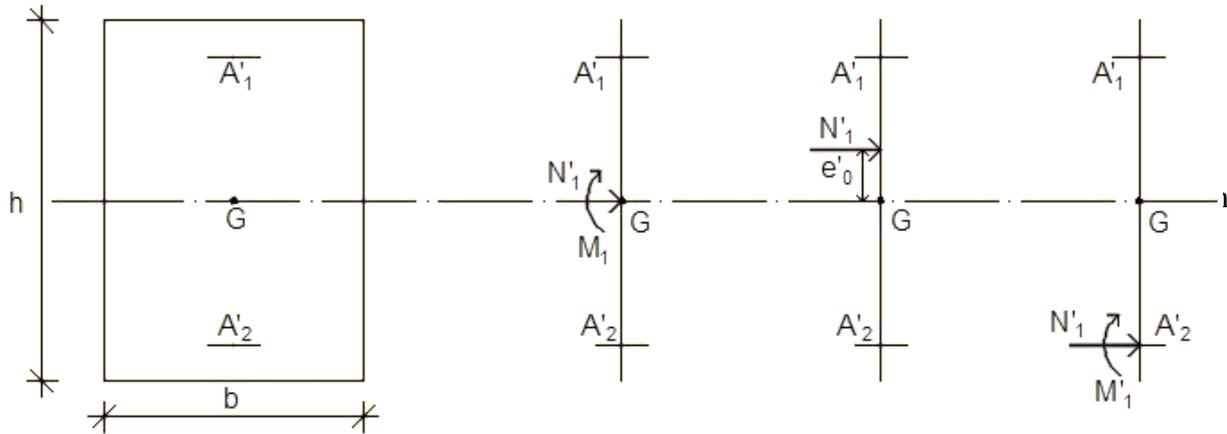
$$N'_1 = 222,09 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_o = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{1479}{222,09} = 6,65 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.18:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 14,79 + 222,09 \times \left(0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 54,76 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 45 \times 45 = 331257,6 \text{ N.m}$$

$$(1) = 331,2576 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 222,09 \times (0,405 - 0,045) - 54,76$$

$$(2) = 25,19 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 331,257 \text{ KN.m} > (2) = 25,19 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{54760}{14,2 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,052$$

$\mu = 0,052 < \mu_L = 0.392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  A' existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,067$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.067) = 0.972$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{54760}{348 \times 0.973 \times 40.5} = 3,99 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_c} = 3,99 - \frac{222090}{100 \times 348} = -2,39 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle** : (A.C.C) : (G + Q ± E; 0,8G ± E)

✓ **Cas 1** :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1999,65 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = -0,51 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{51}{1999,65} = 0,025 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_o}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_o}{h}] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

### 1. Excentricité additionnelle $e_a$ : [BAEL91]

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

### 2. Excentricité du second ordre $e_2$ : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1999,65 \times (0,00025 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 62,48 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1999,65 \text{ KN}$$

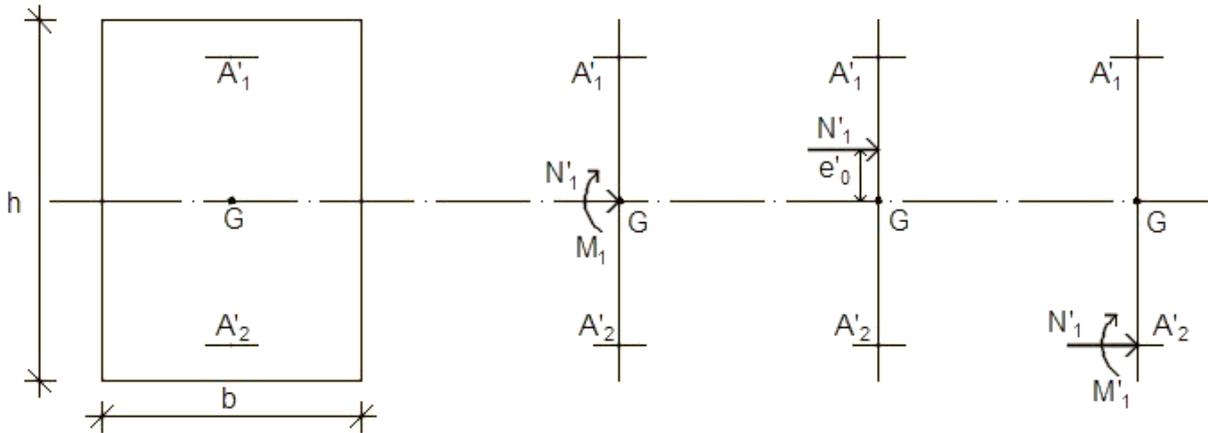
Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{6248}{1999,65} = 3,1 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$



Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_2$$



**Figure VI.19:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 62,48 + 1999,65 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 422,417 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45 = 431101,44 \text{ N.m}$$

$$(1) = 431,10144 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1999,65 \times (0,405 - 0,045) - 422,417$$

$$(2) = 297,457 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

(1) = 431,10144 KN.m > (2) = 297,457 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{422417}{18,48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,309$$

$$\mu = 0,309 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \rightarrow \text{A' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.477$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.477) = 0.809$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{422417}{400 \times 0.809 \times 40.5} = 32,23 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 32,23 - \frac{1999650}{100 \times 400} = -17,76 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}$$

✓ Cas 2 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1999,65 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = -4,29 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{429}{1999,65} = 0,21 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_o}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} [ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$e_0 = \frac{M}{N}$  : Excentricité géométrique

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

**1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} ]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1999,65 \times (0,0021 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 66,18 \text{ KN.m}$$

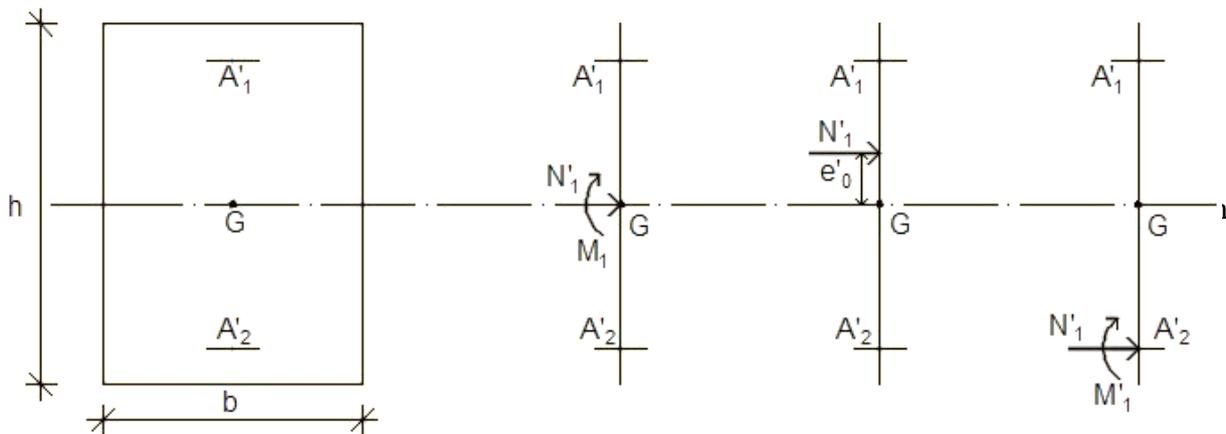
$$N'_1 = 1999,65 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{6618}{1999,65} = 3,30 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.20:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 66,18 + 1999,65 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 426,117 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45 = 431101,44 \text{ N.m}$$

$$(1) = 431,10144 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1999,65 \times (0,405 - 0,045) - 426,117$$

$$(2) = 293,75 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

(1) = 431,10144 KN.m > (2) = 293,75 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{426117}{18,48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,312$$

$$\mu = 0,312 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \rightarrow \text{A' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,483$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,483) = 0,806$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{426117}{400 \times 0,806 \times 40,5} = 32,63 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 32,63 - \frac{1999650}{100 \times 400} = -17,36 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = -757,94 \text{ KN}$
- $M_z^{\text{max}} = -26,60 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2660}{757,94} = 3,50 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

**1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 757,94 \times (0,035 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 50,02 \text{ KN.m}$$

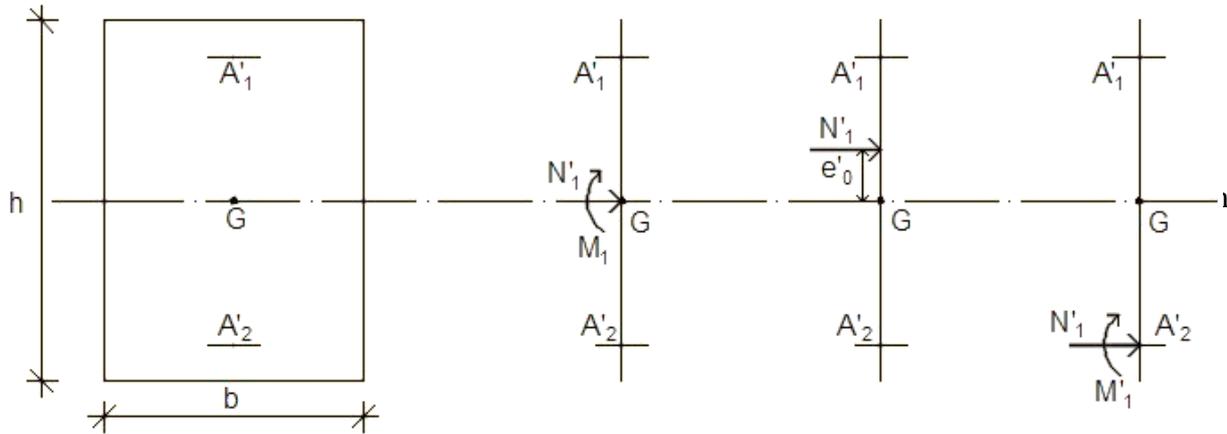
$$N'_1 = 757,94 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{5002}{757,94} = 6,59 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.21:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 50,02 + 757,94 \times \left(0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 186,44 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45 = 431101,44 \text{ N.m}$$

$$(1) = 431,10144 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 757,94 \times (0,405 - 0,045) - 186,44$$

$$(2) = 86,41 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 431,10144 \text{ KN.m} > (2) = 86,41 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{186440}{18,48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,136$$

$\mu = 0,136 < \mu_L = 0.392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  A' existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,183$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.183) = 0.926$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{186440}{400 \times 0.926 \times 40.5} = 12,42 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 12,42 - \frac{757940}{100 \times 400} = -6,52 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 4 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 408,25 \text{ KN}$
- $M_y^{\text{max}} = 12,06 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1206}{408,25} = 2,95 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$



$e_0 = \frac{M}{N}$  : Excentricité géométrique

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

**1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 408,25 \times (0,0295 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 24,69 \text{ KN.m}$$

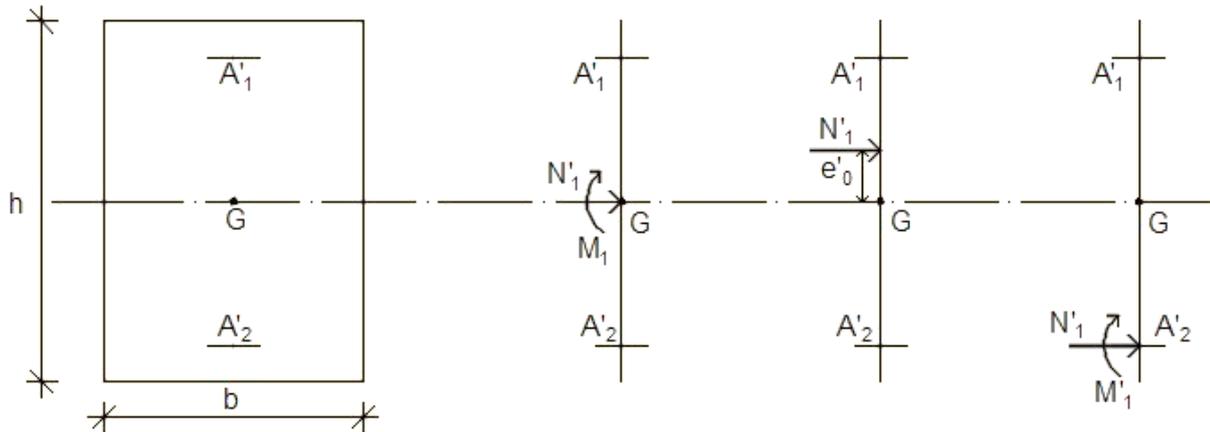
$$N'_1 = 408,25 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_o = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{2469}{408,25} = 6,04 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_2$$



**Figure VI.22:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 24,69 + 408,25 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 98,175 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45 = 431101,44 \text{ N.m}$$

$$(1) = 431,10144 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 408,25 \times (0,405 - 0,045) - 98,175$$

$$(2) = 48,79 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 431,10144 \text{ KN.m} > (2) = 48,79 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{98175}{18,48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{A' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0,092) = 0.963$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{98175}{400 \times 0.963 \times 40.5} = 6,29 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 6,29 - \frac{408250}{100 \times 400} = -3,91 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 5 :**

Les solllicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 1195,25 \text{ KN}$
- $Mz^{\text{cor}} = -44,75 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4475}{1195,25} = 3,74 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

**1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1195,05 \times (0,0374 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 81,74 \text{ KN.m}$$

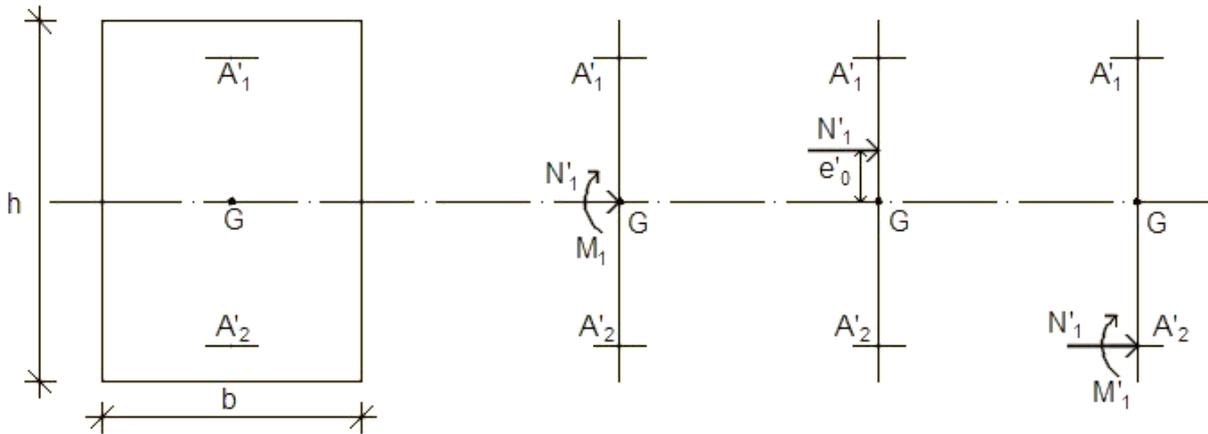
$$N'_1 = 1195,05 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_o = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8174}{1195,05} = 6,83 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VI.23:** Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 81,74 + 1195,05 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 296,84 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45 = 431101,44 \text{ N.m}$$

$$(1) = 431,10144 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1195,05 \times (0,405 - 0,045) - 296,84$$

$$(2) = 133,37 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 431,10144 \text{ KN.m} > (2) = 133,37 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{296840}{18,48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,217$$

$$\mu = 0,217 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{A' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,31$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.31) = 0,876$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{296840}{400 \times 0.876 \times 40.5} = 20,91 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\text{ad}}} = 20,91 - \frac{1195050}{100 \times 400} = -8,96 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 6 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{min}} = 1195,05 \text{ KN}$
- $M_y^{\text{max}} = 30,75 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3075}{1195,05} = 2,57 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si on a une compression excentré

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

1. Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]

$$e_a = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \text{Max} [ 2 \text{ cm} ; 1,22 \text{ cm} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

2. Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \phi ] ; \phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,129 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60$$

$$\lambda = 16,60 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,81 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,10 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1195,05 \times (0,0257 + 0,02 + 0,011)$$

$$M'_1 = 67,75 \text{ KN.m}$$

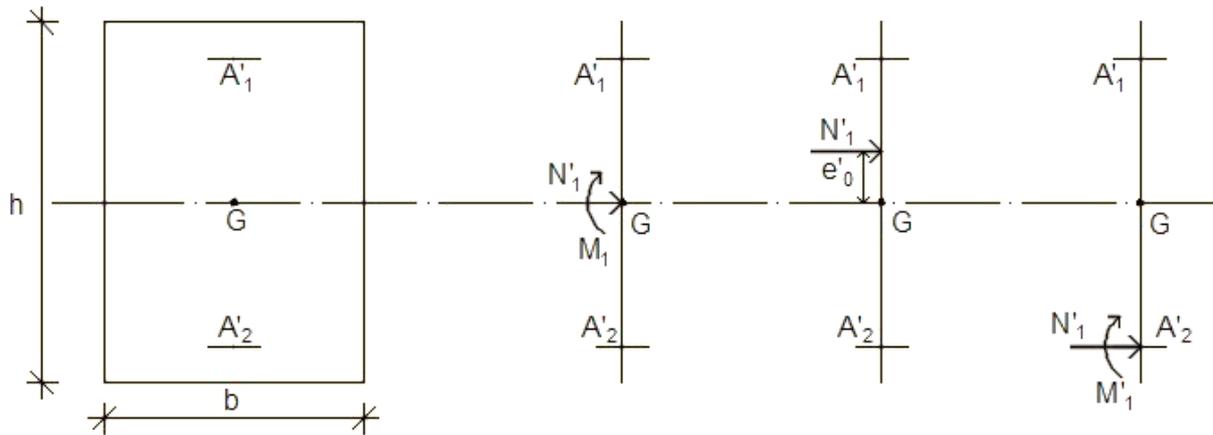
$$N'_1 = 1195,05 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_o = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{6775}{1195,05} = 5,66 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{45}{2} = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_2$$



**Figure VI.24:** Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 67,75 + 1195,05 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 282,859 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45 = 431101,44 \text{ N.m}$$

$$(1) = 431,10144 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1195,05 \times (0,405 - 0,045) - 282,859$$

$$(2) = 147,35 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

$(1) = 431,10144 \text{ KN.m} > (2) = 147,35 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{282859}{18,48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,20$$

$$\mu = 0,20 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ existe pas}$$



$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,28$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.28) = 0.888$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{282859}{400 \times 0.888 \times 40.5} = 19,66 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 19,66 - \frac{1195050}{100 \times 400} = -10,21 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{ELU}}; A_{\text{ACC}}) = 0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times (45 \times 45) = 16,2 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant B.A.E.L91 :

$$A_{\text{min}} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8 \times (45 + 45)}{100}\right)$$

$$A_{\text{min}} = \max(4,05; 7,20)$$

$$A_{\text{min}} = 7,20 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{minRPA}}; A_{\text{minBAEL}}) = 16,2 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$12T14 \longrightarrow A = 18,47 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_G}{N_G} = \frac{5877}{1580,05} = 3,71 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il}$$

nous faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b = 45 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d' = 4,5 ; d = 40,5 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 18,47 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 45 \times 45 + 15(18,47 \times 2) = 2579,1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{2579,1} \times \left[ \frac{45 \times 45^2}{2} + 15 \times (18,47 \times 4,5 + 18,47 \times 40,5) \right] = 22,5 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 45 - 22,5 = 22,5 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \left[ \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times (A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2) \right]$$

$$I_{XX'} = \frac{45}{3} \times (22,5^3 + 22,5^3) + 15 \times [(18,47 \times (22,5 - 4,5)^2) + 18,47 \times (40,5 - 22,5)^2]$$

$$I_{XX'} = 521247,15 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_s - N_s \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 58,77 - 1580,05 \times \left( \frac{45}{2} - 22,5 \right) = 58,77 \text{ KN.m}$$

• Vérification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \stackrel{?}{\leq} \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{5877}{1580,05} = 3,71 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{521247,15}{58029,75} = 8,98 \text{ cm}$$

$$e_G = 3,75 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 8,98 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC)}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1580050}{100 \times 2579,1} = 6,12 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{MG}{I_{xx'}} = \frac{58770}{521247,15} = 0,11$$

$$\sigma_{1b} = \sigma_0 + K \times V_1 = 6,12 + 0,11 \times 22,5 = 4,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1b} = 8,59 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

**a. Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier de résultats ROBOT :

$$T_u^{\max} = 50,35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{50350}{45 \times 45 \times 100} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuire : } \overline{\tau_u} = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,34 \text{ Mpa}$  ➡ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

**b. Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,46 \text{ cm} = 4,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

**c. Espacement des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi^{\min_L} ; 45\text{cm} ; b+10\text{cm}) = 21\text{cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi^{\min_L} ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

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

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi^{\min} = 21\text{cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

**d. Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} < 5 \rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 45 \times 15 = 3,37 \text{ cm}^2$$

**e. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 45 \rightarrow L' = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

**f. Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

**Remarque :**

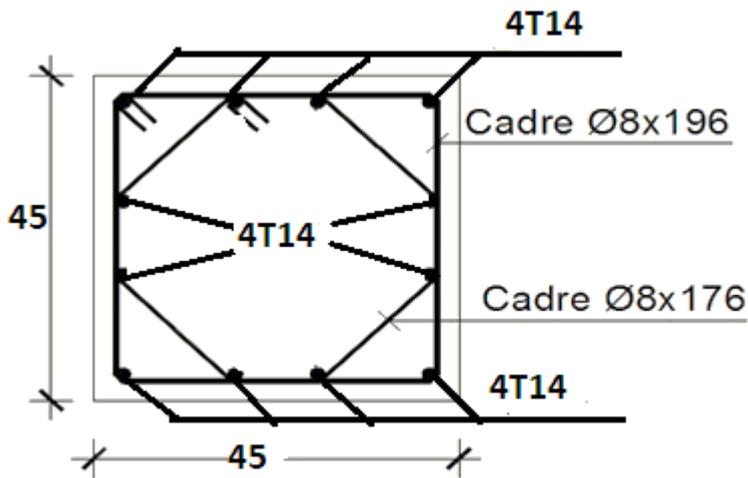
Nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (45 x45 cm<sup>2</sup>). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99 .

Type	Section [cm <sup>2</sup> ]	ACAL [cm <sup>2</sup> ]	AminRPA [cm <sup>2</sup> ]	AminBAEL [cm <sup>2</sup> ]	Choix	AAdopté [cm <sup>2</sup> ]	Recouvrement [cm]
1	(45 x45)	0	16,2	7,2	12T14	18,47	56
2	(40x40)	4,29	12,8	6,4	8T12+4T14	15,21	56
3	(35 x35)	6,45	9,8	5,6	6T12+2T14	9,87	56
4	(30 x30)	4,89	7,2	4,8	8T12	9.05	48

**Tableau VI.5 :** Récapitulation du ferrailage des poteaux

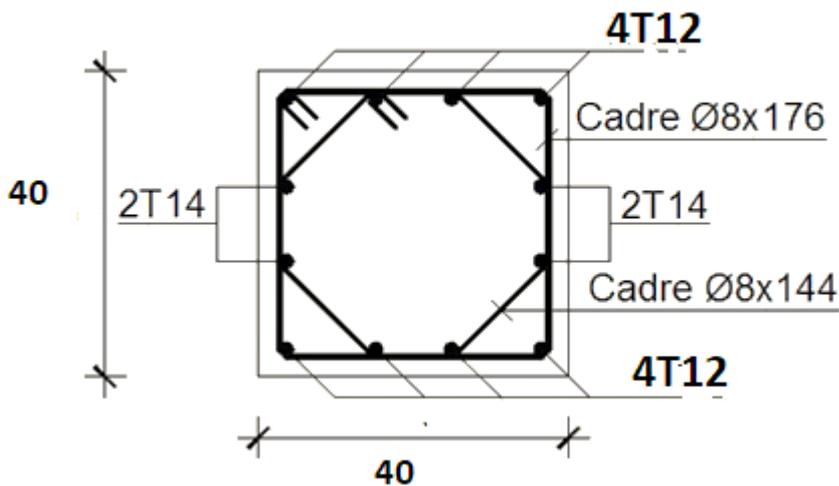
❖ Ferraillage des poteaux :

➤ Poteaux 45 x 45 :



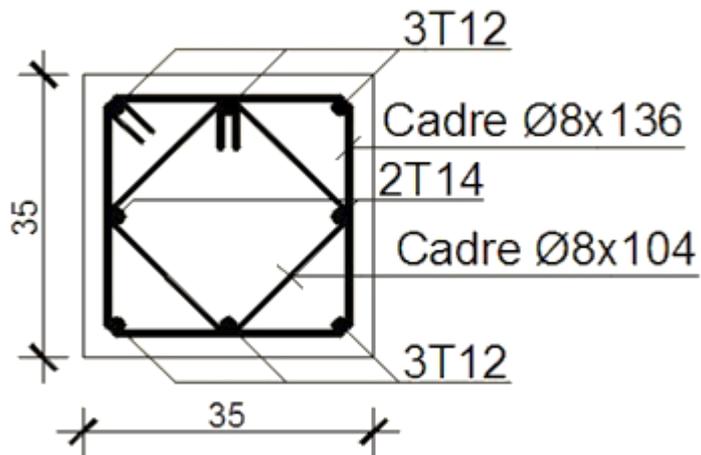
**Figure VI.25** : Ferraillage des poteaux(45x45)

➤ Poteaux 40 x 40 :



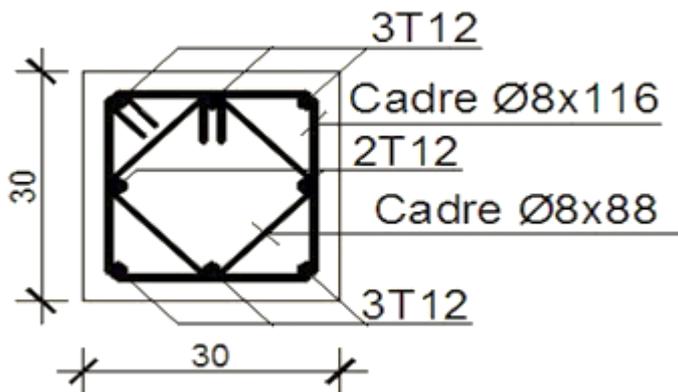
**Figure VI.26** : Ferraillage des poteaux(40x40)

➤ Poteaux 35 x 35 :



**FigureVI.27 :** Ferrailage des poteaux(35x35)

➤ Poteaux 30 x 30 :



**FigureVI.28 :** Ferrailage des poteaux(30x30)



## *Chapitre VII*

*Etude des voiles*

**VII.1 : Introduction :**

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement sans ouvertures et
- 3- Voiles de contreventement avec ouvertures.

Les Voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ROBOT**

**VII.2- Ferrailage des voiles de contreventement :**

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :
  - ✓ Des aciers verticaux ;
  - ✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

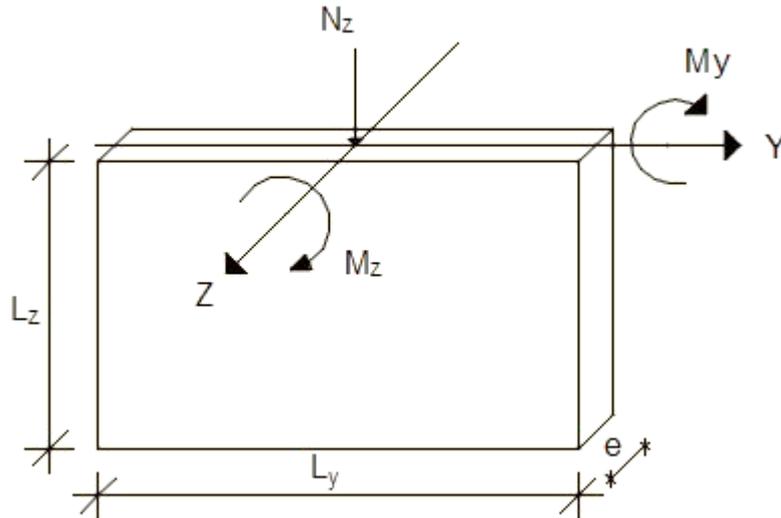
- |   |   |                    |
|---|---|--------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 1,35G+1,5Q</li> <li>✓ G + Q</li> </ul>   | } | [RPA99/2003/V.5.2] |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ G + Q ± E</li> <li>✓ 0,8G ± E</li> </ul> | } |                    |

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrillages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

**VII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :**

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VII.1) , et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].





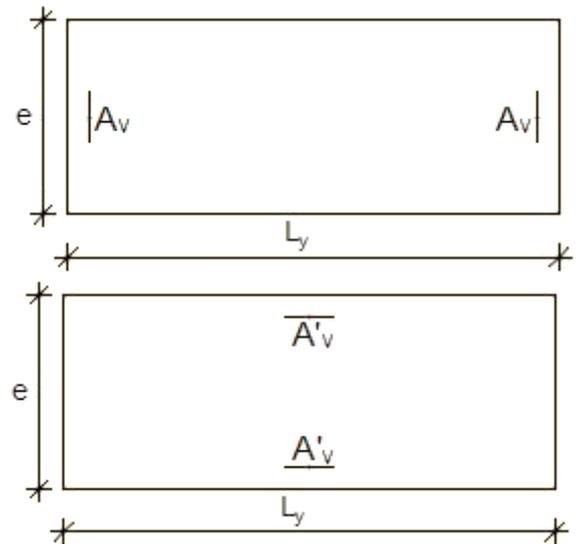
**Figure VII. 1:** Les sollicitations de calcul d'un voile.

**Sens z-z:**

$N_z ; M_y \Rightarrow$  section des armatures verticales à L'extrémité du voile (voir figure. VII.2)

**Sens y-y :**

$N_z; M_z \Rightarrow$  section des armatures verticales parallèles au parement du voile (Voir figure. VII.2).



**FigureVII.2:** les sections de calcul

➤ **Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

• **Armatures minimales :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile  $\rightarrow A_v \geq 4HA_{10}$ .
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\% ] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

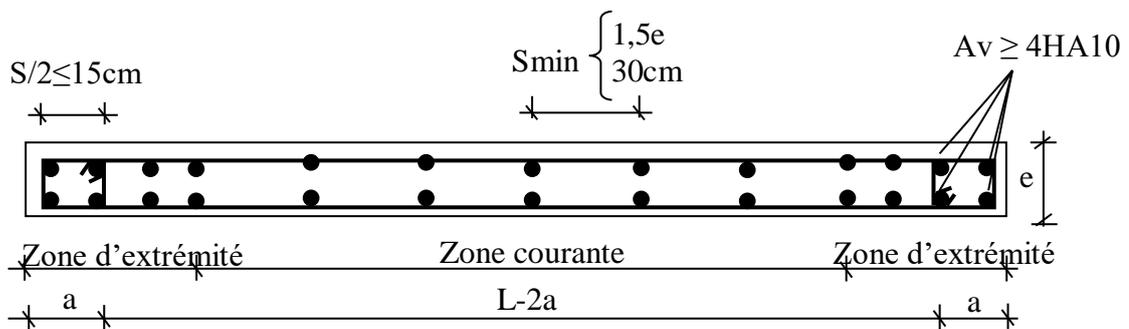
• **Espacement des barres verticales :**

$S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$  en zone courante ;

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la

Largueur du voile (**figure VII.3**). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile :  $\phi \leq \frac{L}{10} . e$



**Fig.VII.3 :** disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VII.2.2- Les Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de bétonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

➤ **Disposition des armatures :** [RPA99/2003/7.7.4.2]

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous L'action des différentes combinaisons est possible et
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15%
  - En zone courante 0,10%

❖ **Exemple de calcul :**

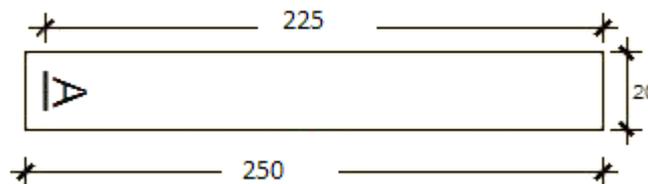
Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont :

N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
-2439,76	969,17	15,36	545,86

**Tableau. VII.1:** Les sollicitations de calcul du voile

❖ **Situation accidentelle :**

♦ **Cas 1 :**



**Figure.VII.4 :** Section du calcul de voile suivant l'axe xx

Les sollicitation prises en compte sont :

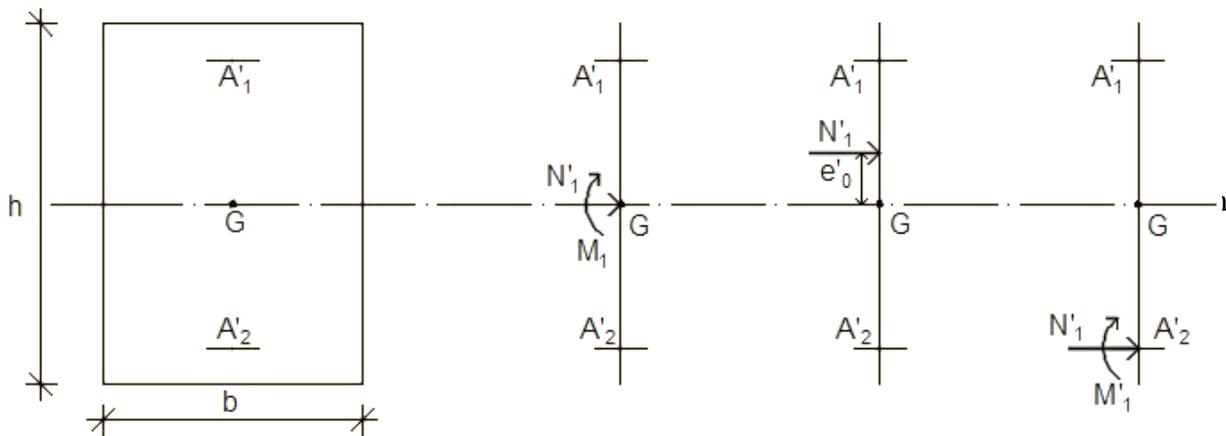
$$\left\{ \begin{array}{l} N = -2439,76 \text{ KN.} \\ M_x = 969,17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Position du point d'application l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{Mx}{N} = \frac{96917}{2439,76} = 39,72 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VII.5 :** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 969,17 + 2439,76 \times \left( 2,25 - \frac{2,50}{2} \right)$$

$$M_1 = 3408,93 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 250 - 0,81 \times 0,25) \times 18,48 \times 20 \times 250 = 7765989 \text{ N.m}$$

$$(1) = 7765,989 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2439,76 \times (2,25 - 0,25) - 3408,93$$

$$(2) = 1470,59 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

(1) = 7765,989 KN.m > (2) = 1470,59 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3408930}{18,48 \times 20 \times (225)^2} = 0,182$$

$$\mu = 0,182 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \longrightarrow \quad A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.25) = 0,900$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3408930}{400 \times 0.900 \times 225} = 42,08 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_c} = 42,08 - \frac{2439760}{100 \times 400} = -18,91 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 250 = 7,05$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,05$$

- Choix des armatures :

$$8T12 \longrightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{6213}{745,77} = 8,33 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 41,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il}$$

nous faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 250 \text{ cm} ; d' = 25 ; d = 225 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 20 \times 250 + 15(9,05 \times 2) = 5271,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{5271,5} \times \left[ \frac{20 \times 250^2}{2} + 15 \times (9,05 \times 25 + 9,05 \times 225) \right] = 125 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 250 - 125 = 125 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \left[ \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times (A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2) \right]$$

$$I_{XX'} = \frac{20}{3} \times (125^3 + 125^3) + 15 \times [(9,05 \times (125 - 25)^2 + 9,05 \times (225 - 125)^2)]$$

$$I_{XX'} = 28730625 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_s - N_s \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 62,13 - 745,77 \times \left( \frac{250}{2} - 125 \right) = 62,13 \text{ KN.m}$$

• **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{6213}{745,77} = 8,33 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{28730625}{125 \times 5271,5} = 43,16$$

$$e_G = 8,33 < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 43,16 \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC)}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{745770}{100 \times 5271,5} = 1,41 \text{ MPa}$$

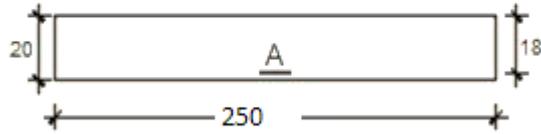
$$k = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{62130}{28730625} = 0,0021$$

$$\sigma_{1b} = \sigma_0 + k \times V_1 = 1,41 + 0,0021 \times 125 = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1b} = 1,67 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

♦ **Cas 2 :**



**Figure.VII.6 :** Section du calcul de voile suivant l'axe yy

Les sollicitation prises en compte sont :

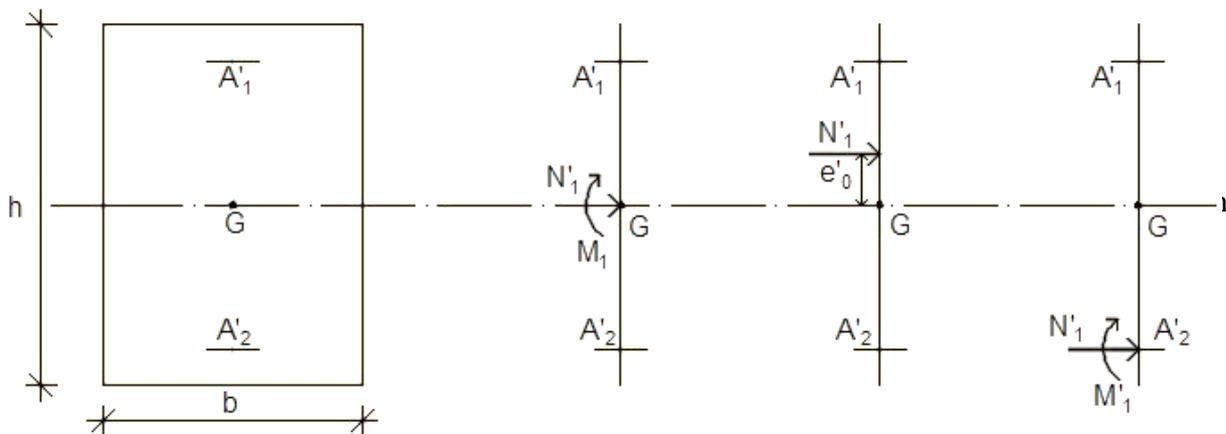
$$\left\{ \begin{array}{l} N = -2439,76 \text{ KN.} \\ M_y = 15,36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Position du point d'application l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{Mx}{N} = \frac{1536}{2439,76} = 0,63 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{12} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



**Figure VII.7:** Position de  $N'_1 M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 15,36 + 2439,76 \times \left( 0,18 - \frac{0,20}{2} \right)$$

$$M_1 = 210,54 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 20 \times 250 = 473088 \text{ N.m}$$

$$(1) = 473,088 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2439,76 \times (0,18 - 0,02) - 210,54$$

$$(2) = 179,82 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**

(1) = 473,088 KN.m > (2) = 179,82 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{210540}{18,48 \times 250 \times (18)^2} = 0,140$$

$$\mu = 0,140 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,19$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,19) = 0,924$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{210540}{400 \times 0,924 \times 18} = 31,64 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_{\square}} = 31,64 - \frac{2439760}{100 \times 400} = -29,35 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$



- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 25 \times 20 = 7,05$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,05$$

- Choix des armatures :

$$8T12 \longrightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M}{N} = \frac{1155}{745,77} = 1,54 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 3,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il}$$

nous faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b = 250 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d' = 2 ; d = 18 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 250 \times 20 + 15(9,05 \times 2) = 5271,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{5271,5} \times \left[ \frac{250 \times 20^2}{2} + 15 \times (9,05 \times 2 + 9,05 \times 18) \right] = 10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \left[ \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times (A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2) \right]$$

$$I_{XX'} = \frac{250}{3} \times (10^3 + 10^3) + 15 \times [(9,05 \times (10 - 2)^2) + 9,05 \times (18 - 10)^2]$$

$$I_{XX'} = 184042,667 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_s - N_s \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 11,55 - 745,77 \times \left( \frac{20}{2} - 10 \right) = 11,55 \text{ KN.m}$$

- Vérification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{1155}{745,77} = 1,54 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{184042,667}{5271,5 \times 10} = 3,49$$

$$e_G = 1,54 < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 3,49 \Rightarrow \text{la section est entierement comprimée (SEC)}$$

$$\sigma_b = \frac{N \overline{\sigma}}{100 \times B_0} = \frac{745770}{100 \times 5271,5} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{MG}{I_{XX'}} = \frac{11550}{184042,667} = 0,062$$

$$\sigma_{1b} = \sigma_0 + K \times V_1 = 1,41 + 0,062 \times 10 = 2,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1b} = 2,03 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

✓ **L'espace minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

✓  $S \leq \min(1,5x_a ; 30\text{cm})$

✓  $S \leq \min(1,5x_{20} ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$ , alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

$$S' = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\overline{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\overline{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \overline{T} = 1,4 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{\overline{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 545860}{(20 \times 225 \times 0,9) \times 100} = 1,88 \text{ MPa}$$

- Espace des armatures transversales :

$$S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 20\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

- Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de betonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{1,88}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 2,08\text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

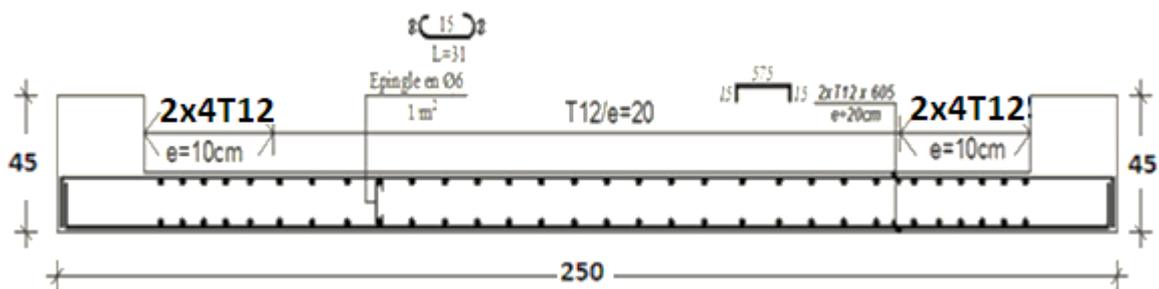
$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1,88}{2} = 0,94\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \max ( 2,08 ; 0,94 ) \text{ cm}^2 = 2,08 \text{ cm}^2$$

- Choix :  $6\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2$



**Figure VII.8:** Dessin du ferrailage du voile de contreventement.

**VII.3- Etude des voiles périphériques :**

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ❖ Épaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ❖ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

**VII.3.1- Détermination des sollicitations :****a) Poids propre du voile périphérique :**

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile

e : épaisseur de voile

$$V_b = 1 \times 3,06 \times 0,15 = 0,459 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0,459 = 11,475 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 \times 11,475 = 15,491 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = P_{Pr} = 11,475 \text{ KN}$$

**b) Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]**

$$\sigma = K_a \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_a : \text{coefficient de poussée} \quad K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$h$  : hauteur de voile

$\gamma$  : Masse volumique des terres

$K_a$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec :  $\delta = \frac{2}{3} \varphi$  ;  $\varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  : frottement mur / sol)

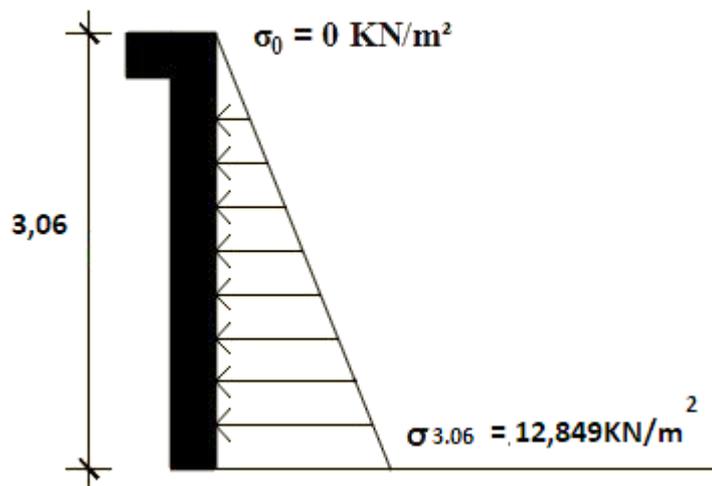
D'après le tableau de « L'HERMINIER-Kérisel » :  $K_a = 0,247$  et  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_a \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

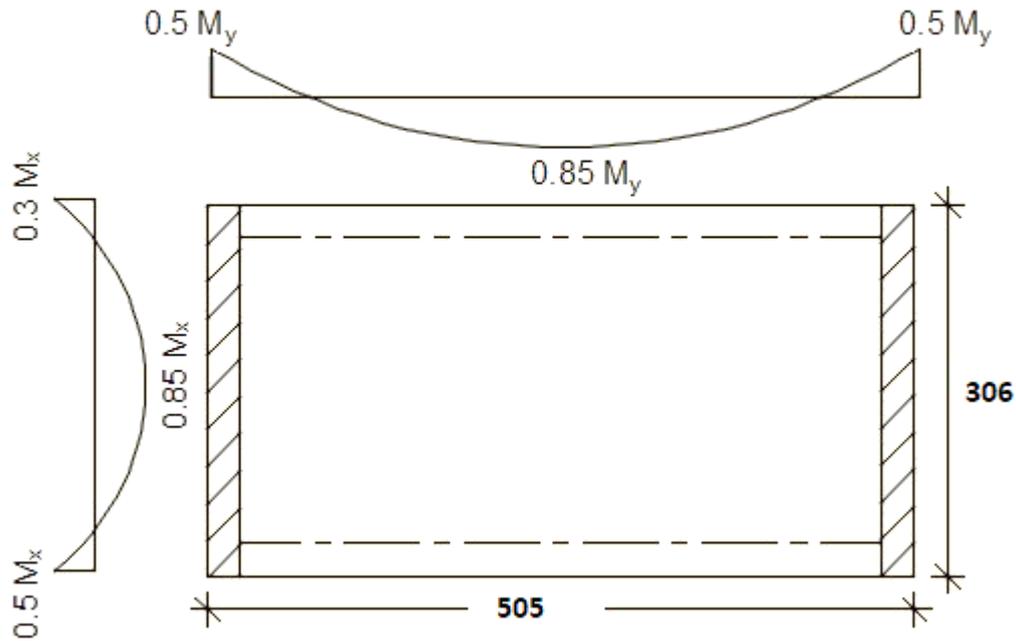
$$h = 3,06 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 3,06 = 12,849 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VII.9** : Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = \frac{12,849+0}{2} = 6,425 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VII.10 :** Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u^- = 1,35 \times q$$

$$\bar{q}_u^- = 1,35 \times 6,425$$

$$\bar{q}_u^- = 8,673 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_u = \bar{q}_u^- \times 1 \text{ m} = 8,673 \text{ kN/m}$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\bar{q}_{ser}^{\equiv} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser}^{\equiv} = 6,425 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_{ser} = \bar{q}_{ser}^{\equiv} \times 1 \text{ m} = 6,425 \text{ kN/m}$

• **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{x\ ser} = \mu_{x\ ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_{y\ ser} = \mu_{y\ ser} \times M_{x\ ser} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y .$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{306}{505} = 0,605 \Rightarrow \text{La dalle portant suivant deux directions}$$

- Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\rho = 0,605 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0822 \\ \mu_y^u = 0,2948 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 6,6755 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1,9679 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = 0,605 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0870 \\ \mu_y^{ser} = 0,4672 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 5,2340 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 2,4453 \text{ KN.m} \end{cases}$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
combinaisons	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
<b>M<sub>a</sub> [KN.m]</b>	2,003	1,571	0,984	1,223
<b>M<sub>t</sub> [KN.m]</b>	5,675	4,449	1,673	2,079

**Tableau.VII.2 :** Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

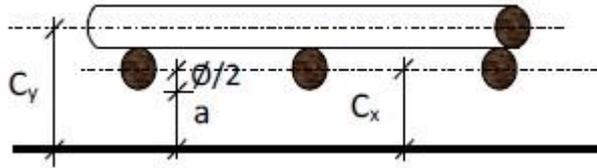
- Calcul des ferrailages :

➤ Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \varnothing = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure VII.11:** Enrobage

➤ Les hauteurs utiles :

$$d_x = h - C_x = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ cm}$$

➤ Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

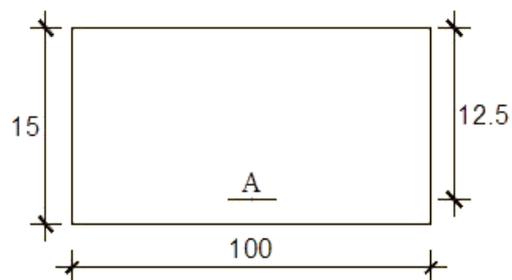
Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

**Remarque :**

Le ferrailage en appui et en travée est le même. On va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :



**Figure VII.12 :** Section de calcul en travée (x-x).



➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 5,675 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5675}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,0255$$

$$\mu = 0,0255 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0325$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,0325) = 0,987$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5675}{348 \times 0,987 \times 12,5} = 1,32 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Condition exigées par le RPA99/2003 :

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min RPA} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{\min RPA}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$7T10/m_L \rightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T10 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{sx}^t = 4,449 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,825 = 20,62$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 8073,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{4449}{8073,45} = 0,55$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= K \cdot y_1 = 0,55 \times 3,79 = 2,08 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b &= 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

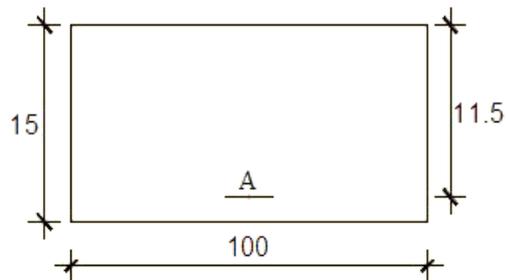
• Contrainte admissibles :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,55 \times (12,5 - 3,79) = 71,85 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s &= \min \left[ \frac{2}{3} FeE ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right] \text{ Avec : } \eta = 1,6 \Rightarrow \text{Barre HA} \\ \bar{\sigma}_s &= \min [266,66 ; 201,63] = 201,63 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Fissuration peu nuisible.....Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

❖ Sens y-y :



**Figure VII.13 :** Section de calcul en travée (y-y).

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M^u_{ty} = 1,673 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u \cdot \gamma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1673}{14,2 \times 100 \times (11,5)^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \longrightarrow \quad A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.009) = 0,996$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M^u \cdot \gamma_x}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1673}{348 \times 0.996 \times 11.5} = 0,42 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Condition exigées par le RPA99/2003 :

$$A_{\min \text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min \text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min \text{RPA}}) \Rightarrow A = 1.5 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$7T10/m_L \longrightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{sx}^t = 2,079 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0,825 = 18,97 \Rightarrow E = 18,97$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 6704,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2079}{6704,02} = 0,31$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 36,74 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= K \cdot y_1 = 0,31 \times 3,60 = 1,12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b &= 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

- Contrainte admissibles :

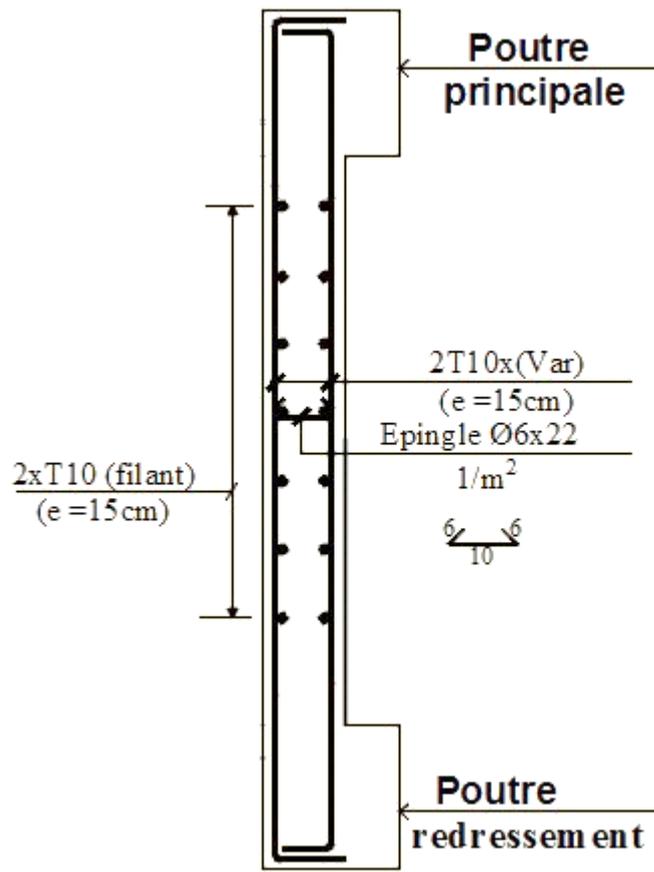
$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,31 \times (11,5 - 3,60) = 36,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s &= \min \left[ \frac{2}{3} FeE ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right] \text{ Avec : } \eta = 1.6 \Rightarrow \text{Barre HA} \dots\dots\dots \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \bar{\sigma}_s &= \min [266.66 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa} \end{aligned} \right\}$$

Fissuration peu nuisible.....Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

sens	ACAL [cm <sup>2</sup> /mL]	Amin [cm <sup>2</sup> /mL]	AminRPA [cm <sup>2</sup> /mL]	Choix	Adopté A [cm <sup>2</sup> /mL]	Espacement [cm]
X-X	1,32	1,2	1,5	7T10	5,50	15
Y-Y	0,42	1,2	1,5	7T10	5,50	15

**Tableau VII.3** : Tableau de ferrailage du voile périphérique.



**Figure VII.14:** Ferrailage du voile périphérique



*Etude des fondations*

**VIII.1 : Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure ;
- ✓ La bonne répartition des charges et
- ✓ Limiter les tassements du sol.

**VIII.1.1- Choix du type de fondation :**

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à  $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$

**VIII.1.2- Types de fondations :**

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) **Fondations superficielles :**

- Semelles isolées : placées sous un poteau ;
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés et
- Radier général.

b) **Fondations superficielles :**

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

**VIII.1.3- Les combinaisons d'action :**

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$  } [RPA99/2003/A.10.1.4.1]
- $0,8G \pm E$  }

D'après le DTR de l'article 2.33.1

- $1,35+1,5Q$  } [DTR/A.2.3.3.1]
- $G + Q$  }

**VIII.2- Calcul des semelles :**

**VIII.2.1- Dimensionnement :**

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

**VIII.2.2- Pré dimensionnement :**

- **Semelle centrale :**

$$N_u = 2001,82\text{KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{\text{Sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right.$$

Avec : a = 45 cm ; b = 45 cm

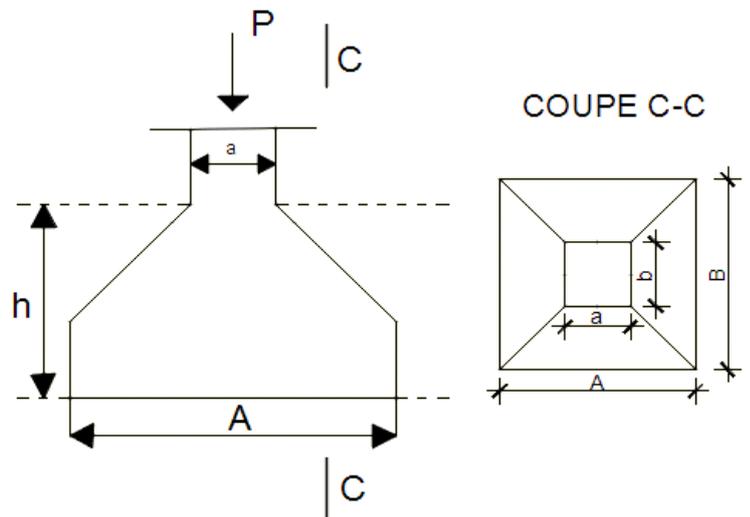
$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}}} = \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{200182}{2,5}} = 283$$

$$A = \left(\frac{45}{45}\right) \times B \Rightarrow A = B$$

On prend : B = 283 cm ⇒ A = 283 cm

**Conclusion :**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées ont conclu que ces derniers se chevauchant suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.



**Figure VIII.1:** Semelle isolée

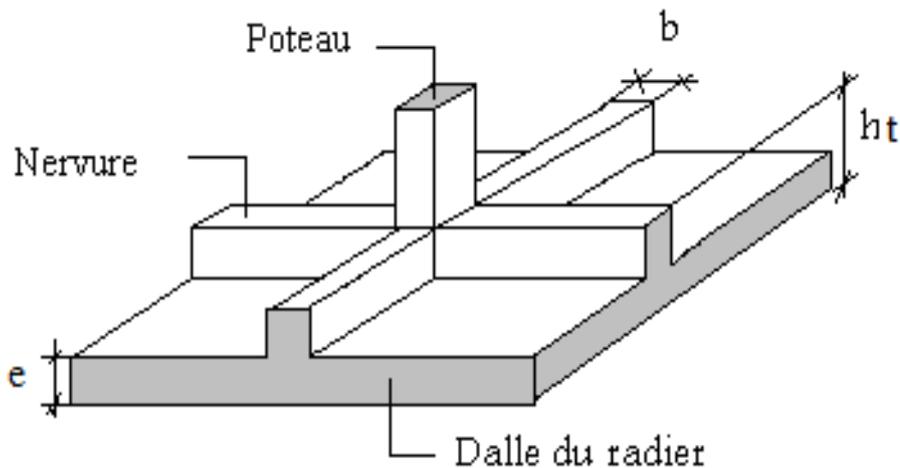


Le type de fondation pour notre structure est **un radier général**.

### **VIII.3- Etude du radier :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.



**Figure VIII.2:** Schéma statique du radier général.

#### **VIII.3.1- Pré-dimensionnement du radier :**

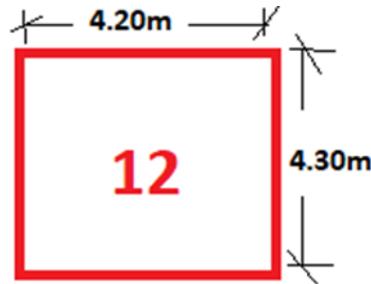
Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

##### **❖ Hauteur du radier :**

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire ;
- b- Condition de rigidité ;
- c- Condition de non poinçonnement ;
- d- Condition de non cisaillement ;

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable (**Panneau N°12 Figure III.16 Chapitre III**)



**Figure VIII.3 :** Panneau le plus sollicité.

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

**L** : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,30\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4,30}{8} \leq h \leq \frac{4,30}{5} \Rightarrow 0,53 \text{ m} \leq h \leq 0,86 \text{ m}$$

➤ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**K** : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K = 40 \text{ MN/m}^3$ .

**E** : module de Young du béton ( $E = 3.10^4 \text{ MPa}$ );

**I** : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

**b** : largeur du radier.

Pour notre cas **4,30 m**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,30}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,61m$$

➤ **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

**Avec :**

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.

$T_u^{\max}$ : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{4,30} = 0,97 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

**Donc :**

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

❖ **Calcul  $\bar{q}_u$ :**

**La surface du radier est de :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} \Rightarrow S_r = 362,03 \text{ m}^2$$

**Le poids de superstructure :**

$$G = 39292,58 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{39292,58}{362,26} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 153,93 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 153,93 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{153,93 \times 4,20}{2} \times \frac{4,30^4}{4,30^4 + 4,20^4} = 169,227 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{153,93 \times 4,30}{2} \times \frac{4,20^4}{4,20^4 + 4,30^4} = 157,692 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 169,227 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{169227}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 16,07 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 16,07 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement** : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h$  : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$$N_{u\max} = 1870,21 \text{ KN (Appliquée par un poteau de section carré (45x45) cm}^2\text{).}$$

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

$a$ : section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,45 + 0,45 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,45 + 0,45 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$3.0006h^2 + 1.35027h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1870,21 \text{KN} = 1.87021 \text{MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,45 \text{m} \Rightarrow h \geq 45 \text{cm}$$

**Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$$h = 100 \text{ cm.}$$

➤ **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 60 \text{cm.}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm.}$$

**VIII.3.2- Pré dimensionnement des poutres :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

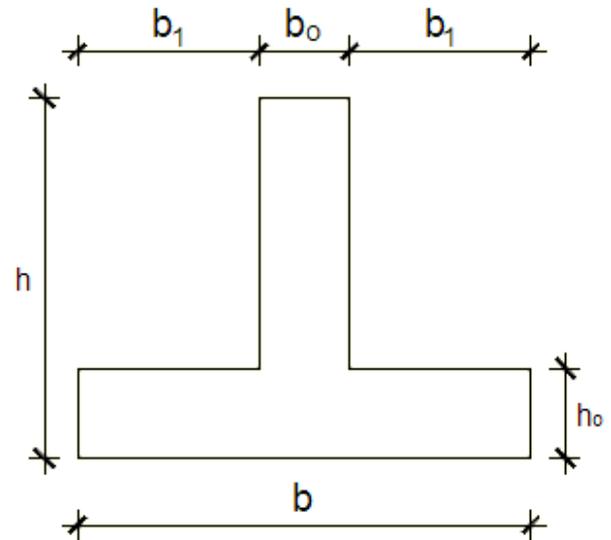
$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10}\right)$$

$$L_x = 420 \text{ cm} ; L_y = 430 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_x}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{430 - 30}{2} = 200 \text{ cm}$$

$b_1 = 42 \text{ cm}$  on prend  $b_1 = 35$   
 $b = b_0 + 2b_1 = 30 + 2 \times 35 = 100$



**Figure VIII.4** : dimension de la poutre.

Type des poutres	H [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	b [cm]
Poutre principale	100	40	30	35	100
Poutre secondaire	100	40	30	35	100

**Tableau VIII.1** : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

**VIII.3.3- Détermination des sollicitations :**

a) **Caractéristiques du radier :**

$h = 100 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 60 \text{ cm}$

**Surface du radier :**  $S = 362,03 \text{ m}^2$

**Inerties du radier :**  $I_{XX} = 11995,303 ; I_{YY} = 2636,939 \text{ m}^4$

**Abscisses du centre de gravité du radier :**  $V_X = 7,38 \text{ m} ; V_Y = 9,80 \text{ m}$

b) **Calcul du poids propre du radier Pr :**

Poids du radier sans poutres :  $p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$

Avec :

$h_0$  : Épaisseur du radier sans poutres ;

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton.

Poids des poutres principales :  $p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires :  $p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

$L$  : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

$L'$  : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 362,03 \times 0,4 \times 25 = 3620,3 \text{ KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 103,6 \times (1 - 0,4) \times 0,3 \times 25 = 466,2 \text{ KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 94,15 \times (1 - 0,4) \times 0,3 \times 25 = 423,675 \text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 3620,3 + 466,2 + 423,675 = 4510,175 \text{ KN}$$

c) **Surcharges d'exploitation  $Q_r$  :**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 362,03 \Rightarrow Q_r = 1810,15 \text{ KN}$$

d) **Combinaisons d'actions :**

❖ **Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

$N_u^1$ : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel ROBOT sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 73752,68 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(4510,175) + 1,5(1810,15) = 8803,96 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 82556,64 \text{ KN}$$

$$M_x = 62,32 \text{ KN.m} ; M_y = 30,74 \text{ KN.m}$$

Avec :

$M_x$  et  $M_y$  : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la

Direction considérée (sont données par le logiciel ROBOT).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

❖ **Etat limite service (E.L.S) :**  $(G + Q) + (P_r + Q_r)$

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 49299,82 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (4510,175) + (1810,15) = 6320,325 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 49299,82 + 6320,325 = 55620,145 \text{ KN}$$

$$M_x = 53,10 \text{ KN.m} ; M_y = 20,03 \text{ KN.m}$$

❖ **Situation accidentelle (ACC) :**  $[(G + Q \pm E) + (P_r + Q_r)]$  et  $[(0,8G \pm E) + 0,8(P_r)]$

$$N_{acc}^1 = G + Q \Rightarrow N_{acc}^1 = 89982,42 \text{ KN}$$

$$N_{acc}^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_{acc}^2 = (4510,175) + (1810,15) = 6320,325 \text{ KN}$$

$$N_{acc} = N_{acc}^1 + N_{acc}^2 = 89982,42 + 6320,325 = 96302,745 \text{ KN}$$

$$M_x = 972,85 \text{ KN.m} ; M_y = 298,52 \text{ KN.m}$$

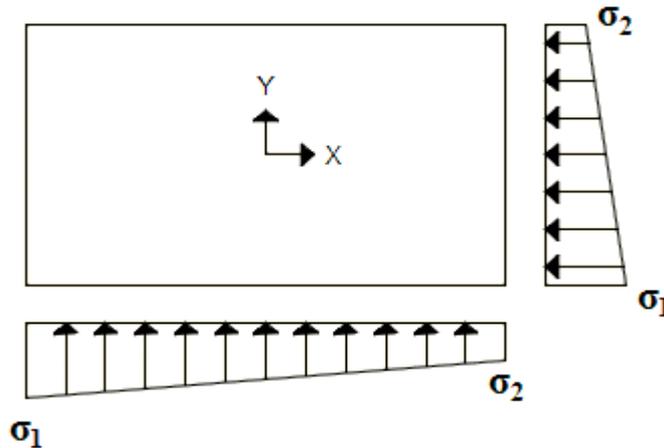
e) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$ : Contraintes du sol sous la structure.





**Figure VIII.5:** Schéma des contraintes du sol.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :

❖ Situation durable et transitoire :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$$

❖ Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 5 \text{ bars}$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$N_u = 82556,64 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{82556,64}{362,03} \pm \frac{62,32}{11995,303} \cdot 7,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,28 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 2,28 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,28 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{82556,64}{362,03} \pm \frac{30,74}{2636,939} \cdot 9,80 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,28 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 2,28 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,28 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$

**➤ Etat limite service (E.L.S) :**

$$N_s = 55620,145 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

**Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{55620,145}{362,03} \pm \frac{53,10}{11995,303} \cdot 7,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,53 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,53 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,53 \text{ bars}$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{55620,145}{362,03} \pm \frac{20,03}{2636,939} \cdot 9,80 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,53 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,53 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,53 \text{ bar}$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$N_{acc} = 96302,745 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{acc}}{S_a} \pm \frac{M_{acc}}{I_a} \cdot v$$

**Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{96302,745}{362,03} \pm \frac{972,85}{11995,303} \cdot 7,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,66 \text{ bars}$

**Sens-Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{96302,745}{362,03} \pm \frac{298,52}{2636,939} \cdot 9,80 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,66 \text{ bar}$

**f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

**P** : Poids du bâtiment ;

**S** : Surface d'assise du bâtiment ;

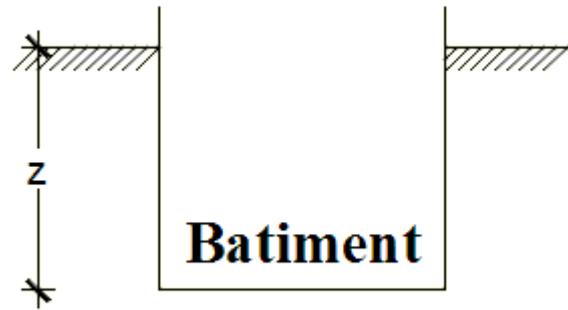
**Z** : L'ancrage.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Batiment}} + P_{\text{radier}}$$

$$P = 39292,58 + 4510,17 = 43802,7\text{KN}$$



**Figure VIII.6 :** L'encrage de la structure.

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z =>$$

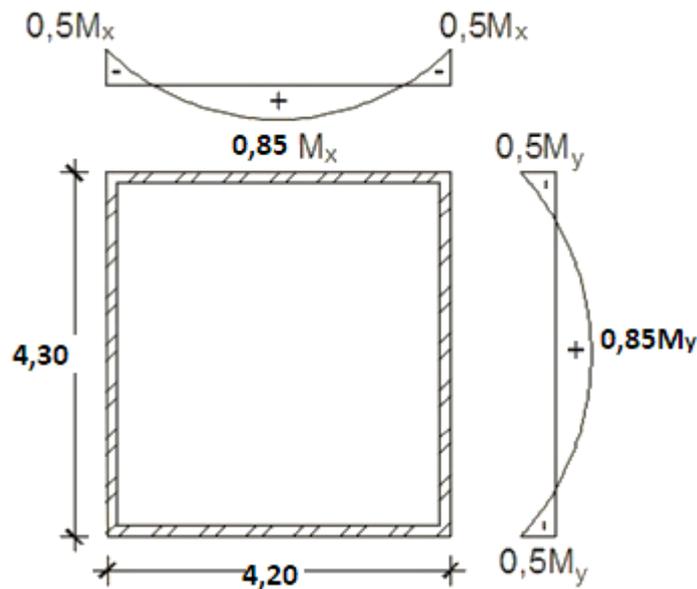
$$1,5 \times 362,03 \times 10 \times 3 = 16291,35\text{KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z =>$  La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement

**VIII.4- Ferrailage du radier :**

**VIII.4.1- Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.



**Figure VIII.7 :** Schéma de panneau de la dalle.

a) **Détermination des efforts :**

Pour une bande de 1m  $\Rightarrow q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,20m ; L_y 4,30 m$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{4,30} = 0,97 \Rightarrow \text{le panneau travaille suivant deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 228 \times 1m_L = 228 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0392 \\ \mu_y^u = 0.9322 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 153 \times 1m_L = 153 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0.0465 \\ \mu_y^s = 0.9543 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s \end{cases}$$

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	118,24	78,82	94,12	62,74
Sens Y-Y	110,22	73,48	89,82	59,88

**Tableau VIII.2:** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées.

• **Calcul des armatures :**

a. **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.  
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec} \quad h_0 = 40 \text{ cm}$$

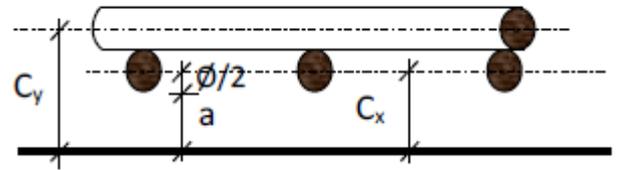
$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

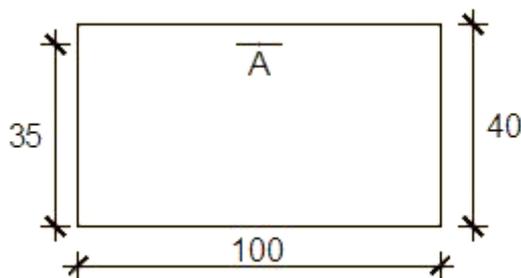
$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$



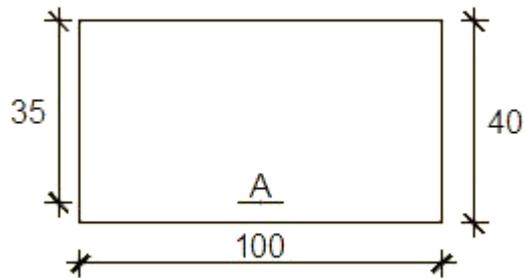
**Figure VIII.8:** Enrobage.

b. **Section de Calcul :**

❖ **Sens X-X :**



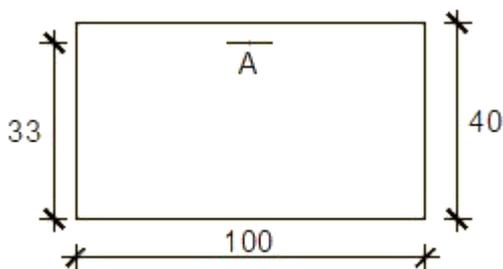
**En travée**



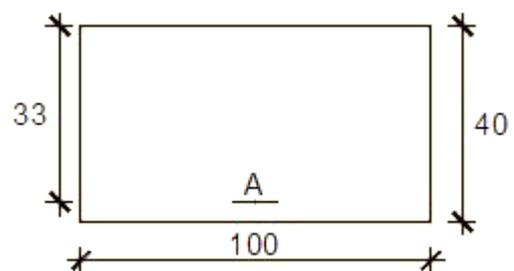
**En appuis**

**Figure VIII.9 :** Section de calcul dans le sens XX.

❖ **Sens-Y-Y :**



**En travée**



**En appuis**

**Figure VIII.10:** Section de calcul dans le sens YY.

- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

- ❖ Sens X-X :

- a) En travées :

$$M_t^u = 118,24 \text{ KN.m} = 118240 \text{ N.M}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{118240}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,083$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,966$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{118240}{348 \times 0,966 \times 35} = 10,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 10,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A = 15,71 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 94,12 \text{ KN.m} = 94120 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,71}{100} = 2,36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,36 = 165,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,36 + \sqrt{2,36^2 + 165,2} = 10,70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,70^3}{3} + 15 \times 15,71 \times (35 - 10,70)^2 = 179983,74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{94120}{179983,74} = 0,52$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,52 \times (35 - 10,70) = 189,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{94120}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0038$$

$$\mu_1 = 0,0038 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,900 \\ K_1 = 35,00 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{35} = 5,76 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{94120}{201,63 \times 0,900 \times 35} = 14,81 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T20/ml \rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

- b) **En appuis :**

$$M_{ax}^u = 78,82 \text{ KN.m} = 78820 \text{ N.m}$$



➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{78820}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,045$$

$$\mu = 0,033 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,058$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,976$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{78820}{348 \times 0,976 \times 35} = 6,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 6,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$6T14/\text{ml} \rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$Ma_x^{\text{ser}} = 62,74 \text{ KN.m} = 62740 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,38 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1,38 = 96,6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,38 + \sqrt{1,38^2 + 96,6} = 8,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,56^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (35 - 8,56)^2 = 117799,00 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{62740}{117799,00} = 0,53$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,53 \times (35 - 8,56) = 210,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{62740}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0025$$

$$\mu_1 = 0,0025 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,917 \\ K_1 = 45,24 \end{cases}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{45,24} = 4,45 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{62740}{201,63 \times 0,917 \times 35} = 9,69 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$7T16/ml \rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T16 \rightarrow e = 14 \text{ cm})$$

❖ **Sens-Y-Y :**

a) **En travées :**

$$M_{ty}^u = 110,22 \text{ KN.m} = 110220 \text{ N.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{110220}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,963$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{110220}{348 \times 0,963 \times 33} = 9,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 9,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$6T16/\text{ml} \rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 89,82 \text{ KN.m} = 89820 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,81 = 119,46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 119,46} = 9,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,26^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (33 - 9,26)^2 = 128420,42 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{89820}{128420,42} = 0,69$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,69 \times (33 - 9,26) = 245,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être calculé à l'ELS.}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{t_y}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{89820}{201.63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0040$$

$$\mu_1 = 0,0040 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{34,02} = 5,92 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_y}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{89820}{201.63 \times 0,898 \times 33} = 15,03 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T20/ml \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

**Remarque :**

Pour des Raison Pratique on prendra (e=14cm)

- b) En appuis :**

$$M_{a_y}^u = 73,48 \text{ KN.m} = 73480 \text{ N.M}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{a_y}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{73480}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,014 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,061$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,976$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{73480}{348 \times 0,976 \times 33} = 6,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 6,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 59,88 \text{ KN.m} = 59880 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,21 = 75,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,15 + \sqrt{1,15^2 + 75,9} = 7,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,64^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (33 - 7,64)^2 = 89146,26 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{59880}{89146,26} = 0,67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,67 \times (33 - 7,64) = 254,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \^etre recalcul\^e \^a l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{59880}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0027$$

$$\mu_1 = 0,0027 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43,14 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{43,14} = 4,67 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_y}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{59880}{201,63 \times 0,914 \times 33} = 9,84 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$7T16/ml \rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/ml$$

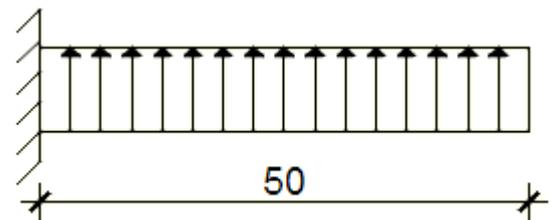
$$(T16 \rightarrow e = 14 \text{ cm})$$

#### VIII.4.2- Ferraillage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 228 \text{ KN/m}^2$$



Pour une bonde de 1m de largeur

**Figure VIII.11:** Schéma statique du débordement.

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 228 \times 1 \text{ ml} = 228 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -228 \times \frac{0,50^2}{2} = -28,50 \text{ KN.m}$$

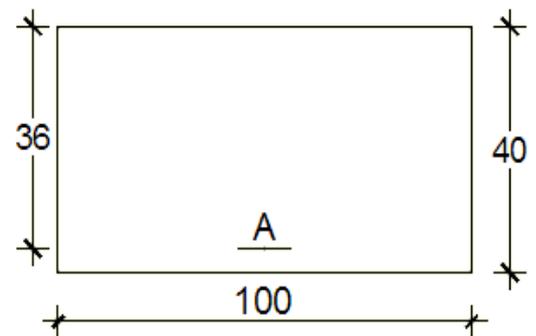
- Vérification de l'existence des armatures

comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28500}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$



**Figure VIII.12:** Section de calcul.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28500}{348 \times 0,992 \times 36} = 2,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\sigma_m = 153 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 153 \times 1\text{m}_L = 153 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -153 \times \frac{0,50^2}{2} = -19,125 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,05^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,05)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{19125}{107617,56} = 0,17$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,17 \times (36 - 8,05) = 71,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$$

**Remarque :**

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

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

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 228 \times 0,5 = 114 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{114000}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,31 \text{ MPa}$$

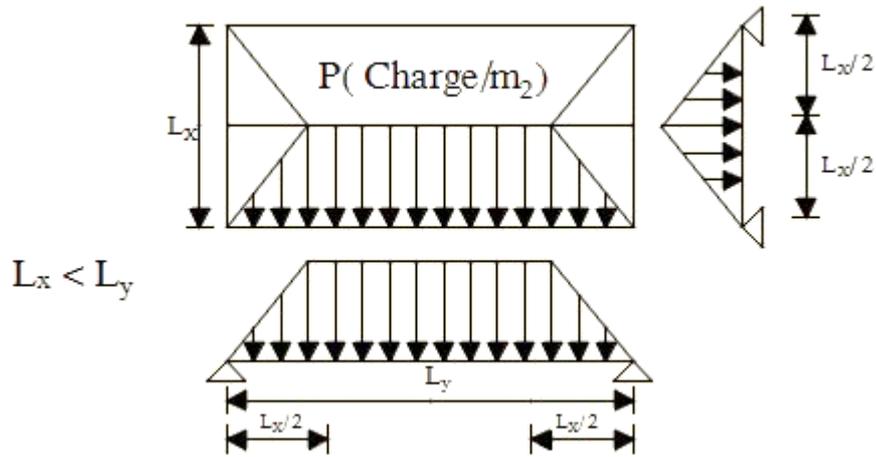
$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

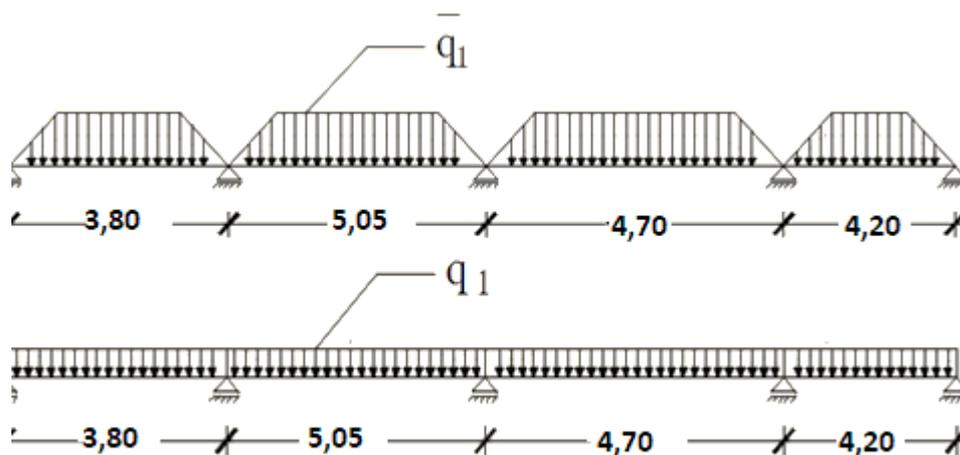
**VIII.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages) :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

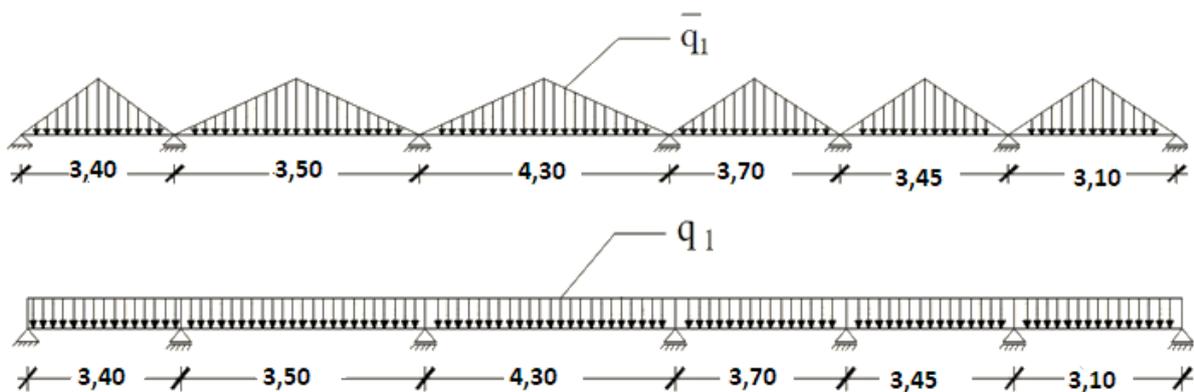




**Figure VIII.13:** la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.



**Figure VIII .14 :** Distribution des charges sur les poutres principales.



**Figure VIII .15 :** Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

$\bar{q}_1$ : Charge surfacique provenant du radier (en [KN/m<sup>2</sup>]).

$q_1$  : Charge linéaire équivalente (en [KN/m<sub>L</sub>]).

Pour une charge trapézoïdale :  $q_1^p = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$

Pour une charge triangulaire:  $q_1^t = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$

• **Charges équivalentes :**

Avec :  $L_x = 4,20$  m ;  $L_y = 4,30$  m

❖ **Poutre principale :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 228$  KN/m<sup>2</sup>

$$q_{ep}^u = \left[ 228 \times \frac{4,30 + (4,30 - 4,20)}{2} \right] \times \frac{4,20}{4,30} \Rightarrow q_1^u = 489,93 \text{ KN/m}_L$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_1^s = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 153$  KN/m<sup>2</sup>

$$q_{ep}^s = \left[ 153 \times \frac{4,30 + (4,30 - 4,20)}{2} \right] \times \frac{4,20}{4,30} \Rightarrow q_1^s = 328,77 \text{ KN/m}_L$$

➤ **Situation accidentelle(ACC) :**

$$q_1^{acc} = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 266$  KN/m<sup>2</sup>

$$q_{ep}^{acc} = \left[ 266 \times \frac{4,30 + (4,30 - 4,20)}{2} \right] \times \frac{4,20}{4,30} \Rightarrow q_1^{acc} = 571,59 \text{ KN/m}_L$$

❖ **Poutre secondaire :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 228 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^u = \left[ 228 \times \frac{4,20}{2} \right] \Rightarrow q_1^u = 478,80 \text{ KN /m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^s = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 153 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^s = \left[ 153 \times \frac{4,20}{2} \right] \Rightarrow q_1^s = 321,30 \text{ KN /m}_L$$

➤ Situation accidentelle(ACC) :

$$q_1^{acc} = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 266 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{acc} = \left[ 266 \times \frac{4,20}{2} \right] \Rightarrow q_1^{acc} = 558,60 \text{ KN /m}_L$$

		$\bar{q}_1[\text{KN/m}^2]$	q [KN/m <sub>L</sub> ]
<b>Poutre principale</b>	<b>ELU</b>	228	489,93
	<b>ELS</b>	153	328,77
	<b>ACC</b>	266	571,59
<b>Poutre secondaire</b>	<b>ELU</b>	228	478,80
	<b>ELS</b>	153	321,30
	<b>ACC</b>	266	558,60

**Tableau VIII.3:** Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	-650,50	890,10	-446.0	700.50
Mser [KN.m]	-406.50	627.10	-279.30	450.1
Macc [KN.m]	-758.90	1050,0	-520.40	817.30
Tu [KN]	1259,00		1048,00	

**Tableau VIII.4 :** Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

- **Calcul des armatures :**

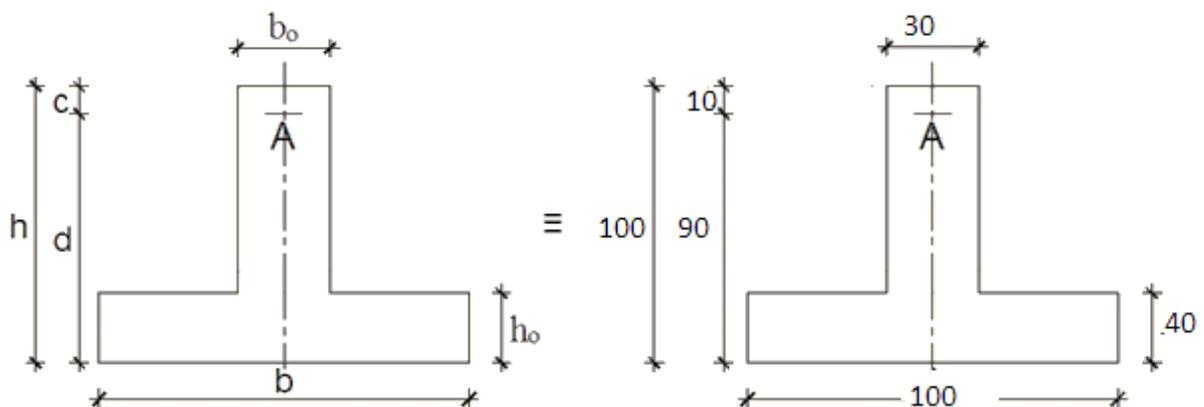
- A. **En travée :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 650500 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

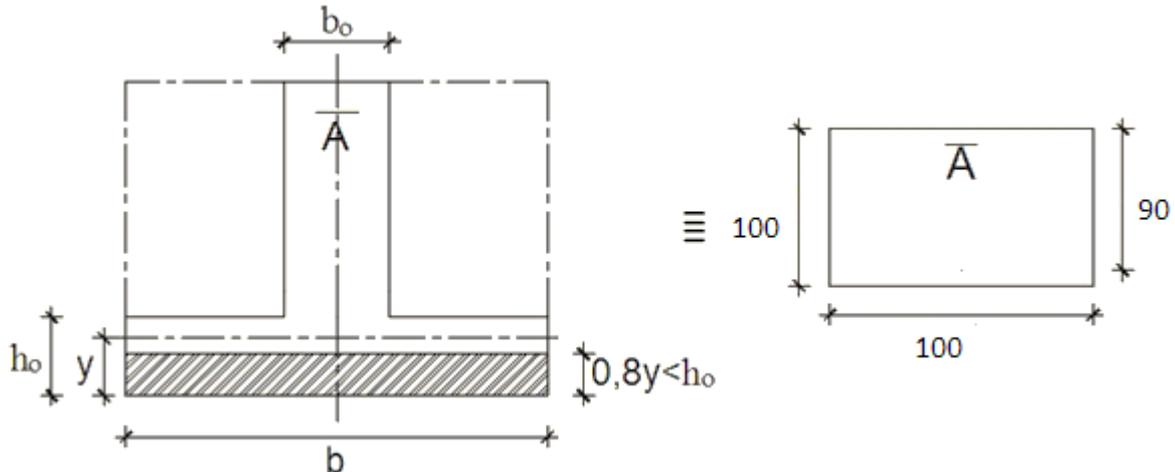
$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$



**Figure VIII.16 :** Section de calcul.

$$M_T = 14,2 \times 100 \times 40 \times \left( 90 - \frac{40}{2} \right) \Rightarrow M_T = 3976000 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 650500 \text{ N.m} < 3976000 \text{ N.m} \Rightarrow$  la zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh).



**Figure VIII.17:** Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{650500}{14,2 \times 100 \times (90)^2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,971$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{650500}{348 \times 0,971 \times 90} = 21,39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_o \times d \times \frac{ft28}{f_e} =$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 21,39 \text{ cm}^2$$

➤ Situation accidentelle(ACC) :

$$M_t^u = 758900 \text{ N.m}$$

$M_t^{\text{acc}} = 758900 \text{ N.m} < 3976000 \text{ N.m} \Rightarrow$  la zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h).

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{758900}{14,2 \times 100 \times (90)^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,056 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,085$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,966$$

- Détermination des armatures :

$$A_{\text{acc}} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{758900}{348 \times 0,966 \times 90} = 25,08 \text{ cm}^2$$

$$A_t = (A_t^u ; A_{\min} ; A_t^{\text{acc}}) = 25,08 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8T20 \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 406500 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{100 \times 40^2}{2} - 15 \times 25,13 \times (90 - 40) = 61152,5 \text{ cm}^2 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b x h).

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25,13}{100} = 3,77 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 3,77 = 678,6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,77 + \sqrt{3,77^2 + 678,6} = 22,55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 22,55^3}{3} + 15 \times 25,13 \times (90 - 22,55)^2 = 2097159,35 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{406500}{2097159,35} = 0,19$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,19 \times (90 - 22,55) = 192,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$$

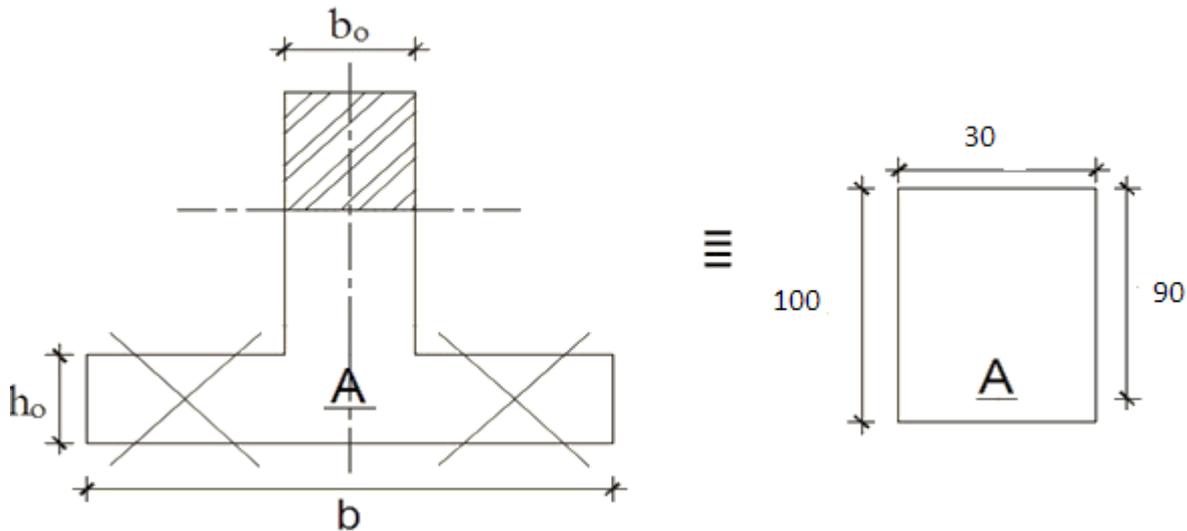
### **B. En appuis :**

#### **➤ Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = -890100 \text{ N.m}$$

### **Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b<sub>0</sub> x h) = (30 x 100) cm<sup>2</sup>.



**Figure VIII.18:** Section de calcul en appuis

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{890100}{14,2 \times 30 \times (90)^2} = 0,25$$

$$\mu = 0,25 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,366$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,853$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{890100}{348 \times 0,853 \times 90} = 33,31 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b^0 \times d \times \frac{ft28}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 33,31 \text{ cm}^2$$



➤ Situation accidentelle(ACC) :

$$M_a^{acc} = 1050000 \text{ N.m}$$

**Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (30 \times 100) \text{ cm}^2$ .

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1050000}{14,2 \times 100 \times (90)^2} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,12$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

- Détermination des armatures :

$$A_{acc} = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1050000}{348 \times 0,952 \times 90} = 35,21 \text{ cm}^2$$

$$A_t = (A_t^u ; A_{min} ; A_t^{acc}) = 35,21 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$12T20 \rightarrow A = 37,70 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = 627100 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 37,70}{100} = 5,65 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 5,65 = 1017 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5,65 + \sqrt{5,65^2 + 1017} = 26,73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 26,73^3}{3} + 15 \times 37,70 \times (90 - 26,73)^2 = 2900362,21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{\text{ser}}}{I} = \frac{627100}{2900362,21} = 0,21$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,21 \times (90 - 26,73) = 199,300 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrillages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$$

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
<b>A<sub>u</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	21,39	33,31	14,54	25,07
<b>A<sub>acc</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	25,08	35,21	17,02	30,06
<b>A<sub>min</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	3,26	3,26	3,26	3,26
<b>A=max (A<sub>u</sub> ; A<sub>acc</sub> ; A<sub>min</sub>)</b>	25,08	35,21	17,02	30,06
<b>Choix des armatures</b>	<b>8T20</b>	<b>12T20</b>	<b>6T20</b>	<b>12T20</b>
<b>A corr [cm<sup>2</sup>]</b>	25,13	37,70	18,85	37,70

**Tableau VIII.5 :** Tableau récapitulatif des choix des armatures

▪ **Armatures transversales :**

a. **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**  
**[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$T_u^{\text{max}} = 125,9 \text{ KN} = 125900 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{125900}{100 \times 90 \times 10^2} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1,39 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$   $\rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**[CBA93/A.5.1.3]**

?

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 90 \Rightarrow a = 81 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 1259000 \text{ N} \leq 0,267 \times 81 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 1622025 \text{ N}$$

Donc : il n'Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

**c. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieure : [CBA93/A.5.1.3.2.1] On doit vérifier que :**

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

?

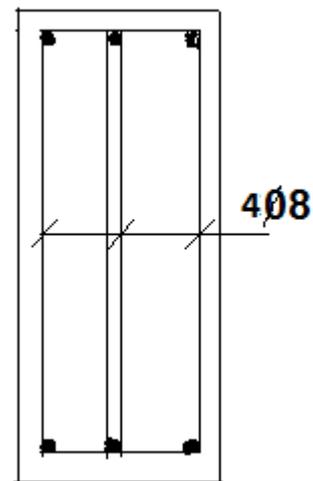
$$A_{\text{inf}} \geq 37,70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times \left[ 1259000 + \frac{890100}{0,9 \times 90} \right] \times 10^{-2} = 36,51 \text{ cm}^2$$

(condition vérifiée)

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

- Diamètre des armatures transversales :
- $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \text{ min} \right)$
- $\phi_t \leq \min \left( \frac{100}{35}; \frac{30}{10}; 1,6 \right) = 1,6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$



**Figure VIII.9** : Armatures transversales.

**On prend :**  $\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,39 - 0,3 \times 2,1)} = 16,57 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(81 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,02 \times 235}{0,4 \times 30} = 59,14 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,57 \text{ cm}$$

- Selon le RPA99 (version 2003) :**

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi\right) = \min\left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1,6\right) = 19,2 \text{ cm}$$

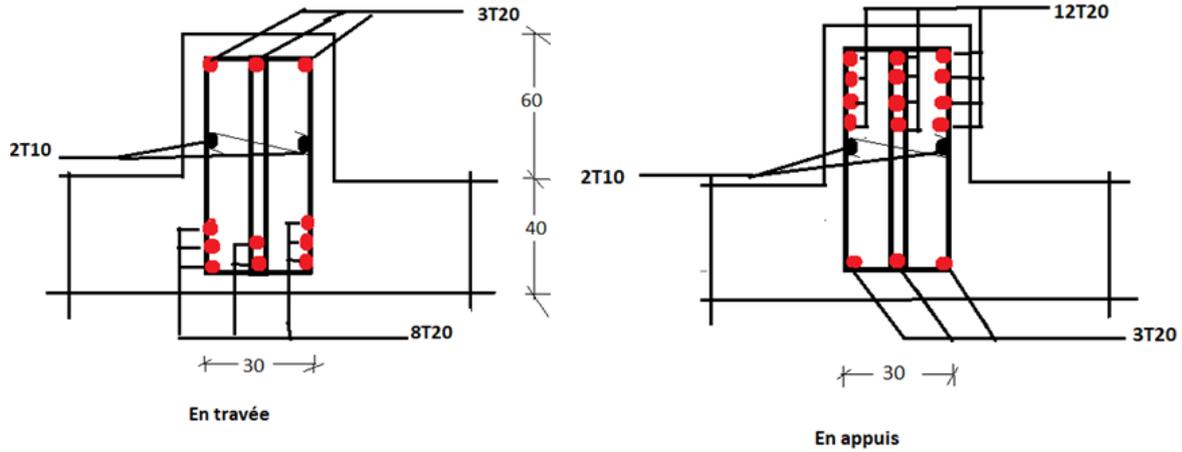
➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

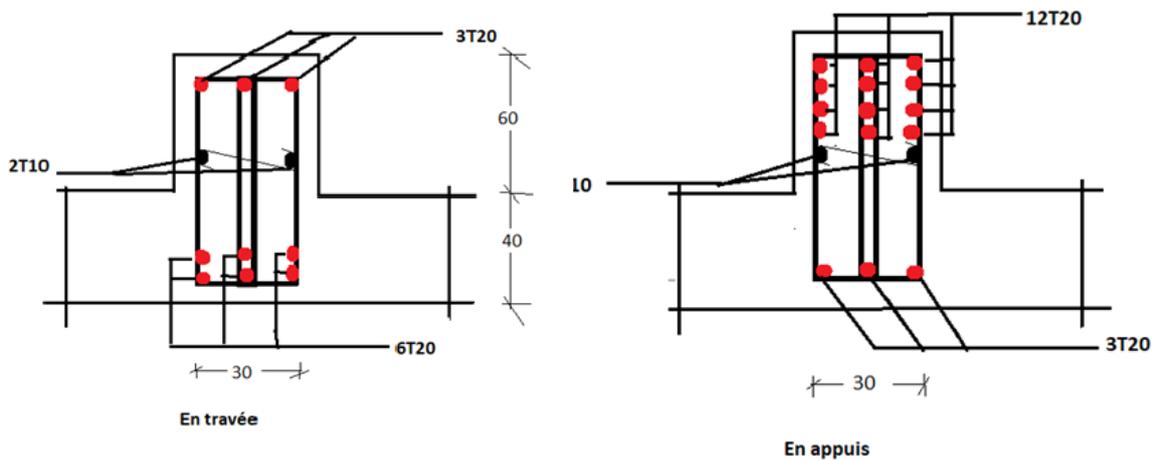
Donc :

$$\delta_t = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

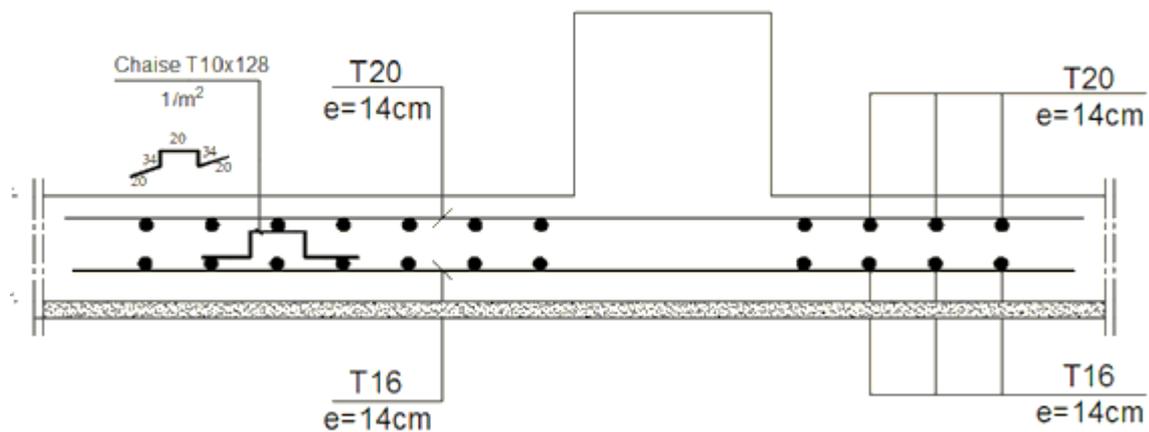
$$\delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$



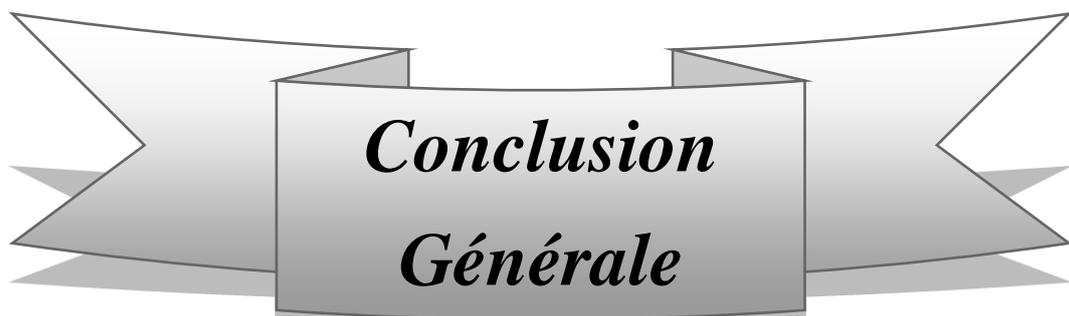
**Figure VIII.20** : dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis et en travée



**Figure VIII.21** : dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis et en travée



**Figure VIII.22** : ferrailage de la dalle de radier.



***Conclusion  
Générale***

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré-dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels ROBOT permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour moi. Il m'a fourni les moyens nécessaires qui m'aident à affronter la vie professionnelle.

En espérant que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

## Logiciels :

- ❖ Logiciel ROBOT 2014
- ❖ EXCEL 2016
- ❖ WORD 2016
- ❖ AUTOCAD 2016

## Ouvrages :

- ❖ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.
- ❖ HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.



# Annexes

## Annexes N° 01

Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>∅</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,08	12,57
<b>2</b>	0,4	0,56	1,0	1,58	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,16	25,14
<b>3</b>	0,6	0,84	1,5	2,37	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,24	37,71
<b>4</b>	0,8	1,12	2,0	3,16	4,52	6,16	8,04	12,56	19,64	32,32	50,28
<b>5</b>	1	1,4	2,5	3,95	5,65	7,7	10,05	15,7	24,55	40,4	62,85
<b>6</b>	1,2	1,68	3,0	4,74	6,78	9,24	12,06	18,84	29,46	48,48	75,42
<b>7</b>	1,4	1,96	3,5	5,53	7,91	10,78	14,07	21,98	34,37	56,56	87,99
<b>8</b>	1,6	2,24	4,0	6,32	9,04	12,32	16,08	25,12	39,28	64,64	100,56
<b>9</b>	1,8	2,52	4,5	7,11	10,17	13,86	18,09	28,26	44,19	72,72	113,13
<b>10</b>	2	2,8	5,0	7,9	11,3	15,4	20,1	31,4	49,1	80,8	125,7
<b>11</b>	2,2	3,08	5,5	8,69	12,43	16,94	22,11	34,54	54,01	88,88	138,27
<b>12</b>	2,4	3,36	6,0	9,48	13,56	18,48	24,12	37,68	58,92	96,96	150,84
<b>13</b>	2,6	3,64	6,5	10,27	14,69	20,02	26,13	40,82	63,83	105,04	163,41
<b>14</b>	2,8	3,92	7,0	11,06	15,82	21,56	28,14	43,96	68,74	113,12	175,98
<b>15</b>	3	4,2	7,5	11,85	16,95	23,1	30,15	47,1	73,65	121,2	188,55
<b>16</b>	3,2	4,48	8,0	12,64	18,08	24,64	32,16	50,24	78,56	129,28	201,12
<b>17</b>	3,4	4,76	8,5	13,43	19,21	26,18	34,17	53,38	83,47	137,36	213,69
<b>18</b>	3,6	5,04	9,0	14,22	20,34	27,72	36,18	56,52	88,38	145,44	226,26
<b>19</b>	3,8	5,32	9,5	15,01	21,47	29,26	38,19	59,66	93,29	153,52	238,83
<b>20</b>	4	5,6	10,0	15,8	22,6	30,8	40,2	62,8	98,2	161,6	251,4

## Annexes N° 02

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx \times Ly$   
Avec  $Lx < Ly$ .  
 $\rho = 0.8$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M <sub>1</sub>	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M <sub>2</sub>	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

### Annexes N° 03

$\alpha = \frac{v}{\gamma}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$		$\alpha = \frac{v}{\gamma}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## Annexes N° 04

TABLEAU 5 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,168	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0437	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,6	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,19	0,369

## Annexes N° 05

Valeurs de  $\alpha_1$ ,  $\mu_1'$ ,  $\mu_1$ ,  $k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

### Annexes N° 06

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,969	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	2,004	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	2,040	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	2,076	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	2,113	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	2,151	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	2,189	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	2,228	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507
0,816	0,552	0,2252	0,01850	12,17	2,267	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	2,307	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	2,348	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	2,390	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	2,432	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	2,475	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	2,519	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	2,563	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	2,608	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	2,654	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	2,701	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	2,749	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	2,797	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	2,847	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831
0,802	0,594	0,2382	0,02322	10,25	2,897	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	2,948	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	3,000	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	3,053	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	3,107	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	3,162	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	3,218	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665
0,795	0,615	0,2445	0,02603	9,39	3,275	0,755	0,735	0,2775	0,05131	5,41	6,795
0,794	0,618	0,2453	0,02646	9,27	3,333	0,754	0,738	0,2782	0,05227	5,32	6,929
0,793	0,621	0,2462	0,02690	9,15	3,392	0,753	0,741	0,2790	0,05323	5,24	7,067
0,792	0,624	0,2471	0,02734	9,04	3,452	0,752	0,744	0,2797	0,05420	5,16	7,207
0,791	0,627	0,2480	0,02779	8,92	3,513	0,751	0,747	0,2805	0,05520	5,08	7,352
0,790	0,630	0,2488	0,02825	8,81	3,576	0,750	0,750	0,2812	0,05624	5,00	7,500
0,789	0,633	0,2497	0,02871	8,70	3,639	0,749	0,753	0,2820	0,05731	4,92	7,652
0,788	0,636	0,2506	0,02919	8,58	3,704	0,748	0,756	0,2827	0,05840	4,84	7,808
0,787	0,639	0,2514	0,02968	8,47	3,770	0,747	0,759	0,2835	0,05952	4,76	7,968
0,786	0,642	0,2523	0,03017	8,36	3,838	0,746	0,762	0,2842	0,06067	4,68	8,132

## Annexes N° 07

Valeurs de  $\alpha_1, \mu_1', \mu_1, k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1'$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,744	0,768	0,2857	0,0630	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,741	0,777	0,2879	0,0668	4,305	9,02	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	30,51
0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63
0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18
0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,12
0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,95
0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,716	0,852	0,3050	0,1171	2,606	16,35	0,676	0,972	0,3285	0,7604	0,432	112,47
0,715	0,855	0,3057	0,1201	2,544	16,81	0,675	0,975	0,3291	0,8548	0,385	126,75
0,714	0,858	0,3063	0,1233	2,482	17,28	0,674	0,978	0,3296	0,9780	0,337	144,92
0,713	0,861	0,3069	0,1267	2,422	17,78	0,673	0,981	0,3301	1,1343	0,291	168,83
0,712	0,864	0,3076	0,1303	2,361	18,30	0,672	0,984	0,3306	1,3549	0,244	201,72
0,711	0,867	0,3082	0,1339	2,301	18,84	0,671	0,987	0,3311	1,6773	0,197	249,79
0,710	0,870	0,3088	0,1378	2,241	19,41	0,670	0,990	0,3316	2,1890	0,151	326,70
0,709	0,873	0,3095	0,1418	2,182	20,00	0,669	0,993	0,3321	3,1419	0,106	469,65
0,708	0,876	0,3101	0,1460	2,123	20,63	0,668	0,996	0,3327	5,5211	0,060	826,67
0,707	0,879	0,3107	0,1505	2,065	21,28						
0,706	0,882	0,3113	0,1551	2,007	21,98						



## Vue le plan par logiciel ROBOT

