



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES  
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

présenté par :

Mr : BELKACEM CHAIB

Mr : BELHAWAS MOKHTAR

*Sujet du mémoire*

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial  
«RDC+10 étages » en Béton Armé à ORAN**

Soutenu le 04/10/2020

Président :

K.DRAICHE

Encadreur :

Z.KHELIFA.

Examineur :

H.H.ABDELAZIZ

Examineur :

Y.TLIDJI

Promo:2019/2020

# REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercies dieu de m'avoir donné la force et la capacité de déterminer ce projet modeste qui fait notre fierté

- A nous chères parents pour leur soutien, leur patience, leur encouragement durant notre parcours scolaire
- nos amis que nous ne connaissons pas. Mais nous les aimons et pensons à eux. Nous vivons pour eux. Et pour ceux qui nous ont encouragés d'une manière ou d'une autre
- Et enfin, l'un de nous a tenu à remercier celui tous ceux qui ont dit: "N'étudiez pas dur et ne réfléchissez pas trop jusqu'à ce que vous perdiez la tête " je lui dis que je me suis opposé à ce que vous m'avez dit et que je savais que la connaissance est la meilleure méthode de remercier le dieu pour la bénédiction de l'esprit
- Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.
- Nous remercions tous les enseignants de l'université Ibn Khaldoun qui ont contribué à notre formation et spécialement madame khelifa zoubida qui nous a beaucoup aidé.

**Merci à tous .....**

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Réez de chaussée plus (10) étages, implanté à la wilaya d'ORAN. 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 d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 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:** étude d'un bâtiment, Béton armé, Zone sismique (IIa)

## Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (10) floors, located in the wilaya of Oran. 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 SAP2000 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:** study of a building, Building, Reinforced concrete, seismic zone IIa.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض +طابق ارضي +10 طوابق بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطلق في هندسة مقاومة الزلازل .  
باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003,BAEL91modifie 99) تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء وهم :

### الجزء الاول

نبدأ بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الابعاد الاولى للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

### الجزء الثاني

يهدف الى دراسة العناصر الثانوية للبنية

### الجزء الثالث

يتضمن الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة الحاسوب

### الجزء الرابع

والأخير يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبنية (الاعمدة.الروافد.الجدران المسلحة والأساسات )

### الكلمات المفتاحية

دراسة بناية.الخرسانة المسلحة.المنطقة الزلزالية رقم IIa

# Sommaire

## Chapitre I : présentation du projet

I.1- Introduction .....	1
I.2- Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3- Caractéristiques géométriques.....	1
I.4- Ossature et système constructif adopté .....	2
I.5 - Caractéristiques géotechniques du sol.....	3
I.6 -Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.7- Etats limites.....	9

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1- Introduction .....	13
II.2- Pré dimensionnement des planchers.....	13
II.3- Pré dimensionnement des poutres .....	20
II.4- Pré dimensionnement des poteaux.....	22
II.5- Pré dimensionnement des voiles.....	30

## Chapitre III : Calcul des planchers

III.1- Introduction.....	32
III.2- Pré dimensionnement du plancher .....	32
III.3- Pré dimensionnement des poutrelles .....	34
III.4- Les types de poutrelle .....	35
III.5- Calcul des sollicitations sur les poutrelles .....	35
III.6- Dalle pleine.....	68

## Chapitre IV : Ferrailage des éléments non structuraux

IV.1- Acrotère.....	77
IV.2- balcon .....	82.
IV.3- La cage d'ascenseur .....	87
IV.4- escaliers .....	101

## **Chapitre V: L'étude sismique**

V.1-Généralités sur les séismes.....	119
V.2- Introduction.....	119
V.3- calcul sismique.....	120
V.4- Méthode d'analyse modale spectrale.....	122
V.5-Vérification des déplacements .....	129
V.6- Justification vis à vis de l'effet P $\Delta$ .....	130
V.7-L'efforts tranchant à la base .....	132

## **Chapitre VI: Ferrailage des portiques**

VI.1- Introduction.....	134
VI.2- Ferrailage des poutres.....	135
VI.3- Ferrailage des poteaux .....	141

## **Chapitre VII: Etude des voiles**

VII.1- Introduction.....	148
VII.2- Le système de contreventement.....	148
VII.3- Méthode de calcul.....	149
VII.4- Ferrailage des voiles.....	151
VII.5- Disposition des armatures.....	154
VII.6- Calcul du voile périphérique .....	156.

## **Chapitre VIII: Etude des fondations**

VIII.1-Introduction .....	161
VIII.2- Choix du type de fondations.....	161
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>174</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Les déformations limitent du pivot.....	10
<b>Tableau II.1</b> : Charges et surcharge du plancher terrasse .....	16
<b>Tableau II.2</b> : Charges et surcharge du plancher étage courant.....	17
<b>Tableau II.3</b> : Charges et surcharge du plancher en dalle pleine .....	18
<b>Tableau II.4</b> : Charges et surcharge du mur extérieur .....	18
<b>Tableau II.5</b> : Charges et surcharge du mur intérieure .....	19
<b>Tableau II.6</b> : Charges et surcharge du balcon (étage courant).....	19
<b>Tableau II.7</b> : Charges et surcharge de la porte à faux (Terrace) .....	20
<b>Tableau II.8</b> : Dégression des charges d'exploitation .....	23
<b>Figure II.9</b> Section afférente d'un poteau sollicité.....	24
<b>Tableau II.10</b> : disent de charges .....	26
<b>Tableau II.11</b> : vérification de la section d'acier de poteaux .....	28
<b>Tableau II.12</b> : vérification au flambement .....	28
<b>Tableau II.13</b> : Choix des sections des poteaux .....	29
<b>Tableau II.14</b> : Section des poteaux, poutres et épaisseur des voiles .....	31
<b>Tableau III.1</b> : L'évaluation des charges à l'ELU et l'ELS .....	37
<b>Tableau III.2</b> : Moment sur les appuis de la poutrelle type 1.....	41
<b>Tableau III.3</b> : Les moments sur les travées La poutrelle type 1 .....	41
<b>Tableau III.4</b> : Les Moment sur les appuis de la poutrelle type 2 .....	45
<b>Tableau III.5</b> : Les moments sur les travées La poutrelle type 2.....	46
<b>Tableau III.6</b> : Moment sur les appuis de la poutrelle type 1.....	50
<b>Tableau III.7</b> : Les moments sur les travées La poutrelle type 1.....	50
<b>Tableau III.8</b> : Moment sur les appuis de la poutrelle type 2.....	54
<b>Tableau III.9</b> : Les moments sur les travées La poutrelle type 2.....	55
<b>Tableau III.10</b> : Les sollicitations maximales des poutrelles .....	58
<b>Tableau III.11</b> : Moments de flexion maximaux ( $M_{0x}$ et $M_{0y}$ ) .....	72

<b>Tableau III.12</b> : Les moments dans les 2 sens de la dalle plein .....	73
<b>Tableau III.13</b> : Ferrailages de la dalle plein .....	76
<b>Tableau IV.1</b> : Poids des composants de l'ascenseur.....	88
<b>Tableau IV.2</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	93
<b>Tableau IV.3</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	98
<b>Tableau V.1</b> : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	125
<b>Tableau V.2</b> : Poids de chaque niveau .....	126
<b>Tableau V.3</b> : résultat de analyse dynamique .....	131
<b>Tableau V.4</b> : effort tranchant .....	129
<b>Tableau V.5</b> : vérification des déplacements .....	130
<b>Tableau V.6</b> : Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x.....	131
<b>Tableau V.7</b> : Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens y.....	132
<b>Tableau V.8</b> : vérification L'efforts tranchant à la base .....	133
<b>Tableau VI.1</b> : Armatures adoptées pour les poutres.....	140
<b>Tableau VI.2</b> : Armatures minimales pour les poteaux.....	142
<b>Tableau VI.3</b> : Sollicitations du premier genre (E.L.U.R).....	142
<b>Tableau VI.4</b> : Sollicitations du deuxième genre (Accidentelle).....	142
<b>Tableau VI.5</b> : Ferrailage des poteaux.....	144
<b>Tableau VI.6</b> : Vérification des contraintes de cisaillement (selon B.A.E.L).....	145
<b>Tableau VI.7</b> : Vérification des contraintes de cisaillement (selon RPA99).....	146
<b>Tableau VIII.1</b> : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....	166
<b>Tableau VIII.2</b> : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.....	170
<b>Tableau VIII.3</b> : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	171

## Liste des figures

<b>Fig. I.1</b> : Diagramme parabole rectangulaire .....	5
<b>Fig. I.2</b> : Diagramme rectangulaire des sections en BA a E.L.U.....	6
<b>Fig. I.3</b> : Diagramme de déformation – contraintes .....	8
<b>Fig. I.4</b> : Diagramme des déformations limitées de la section.....	11
<b>Fig. II.1</b> : Acrotère.....	20
<b>Fig. II.2</b> : Section afférente d'un poteau sollicité.....	24
<b>Fig. III.1</b> : Plancher corps creux .....	32
<b>Fig. III.2</b> : les dimensions d'une poutrelle .....	34
<b>Fig. III.3</b> : Les types de poutrelle .....	35
<b>Fig. III.4</b> : Poutrelle de types1.....	38
<b>Fig. III.5</b> : Les coefficients forfaitaires de la poutrelle .....	39
<b>Fig. III.6</b> : Diagramme des moments fléchissant ... ..	42
<b>Fig. III.7</b> : Poutrelle de types2 .....	43
<b>Fig. III.8</b> : Diagramme des moments fléchissent et les efforts tranchent.....	46
<b>Fig. III.9</b> : Poutrelle type 1.....	47
<b>Fig. III.10</b> : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissent de type 1.....	51
<b>Fig. III.11</b> : Poutrelle type 2.....	52
<b>Fig. III.12</b> : Diagramme des efforts tranchant et les moments fléchissent de type2.....	55
<b>Fig. III.13</b> : Dimensions des poutrelles .....	56
<b>Fig. III.14</b> : Schéma de l'ancrage courbe .....	62
<b>Fig. III.15</b> : ferrailage de poutrelle .....	63
<b>Fig. III.16</b> : Les dalles pleines .....	68
<b>Fig. III.17</b> : Hypothèse de calcul de la dalle pleine.....	69

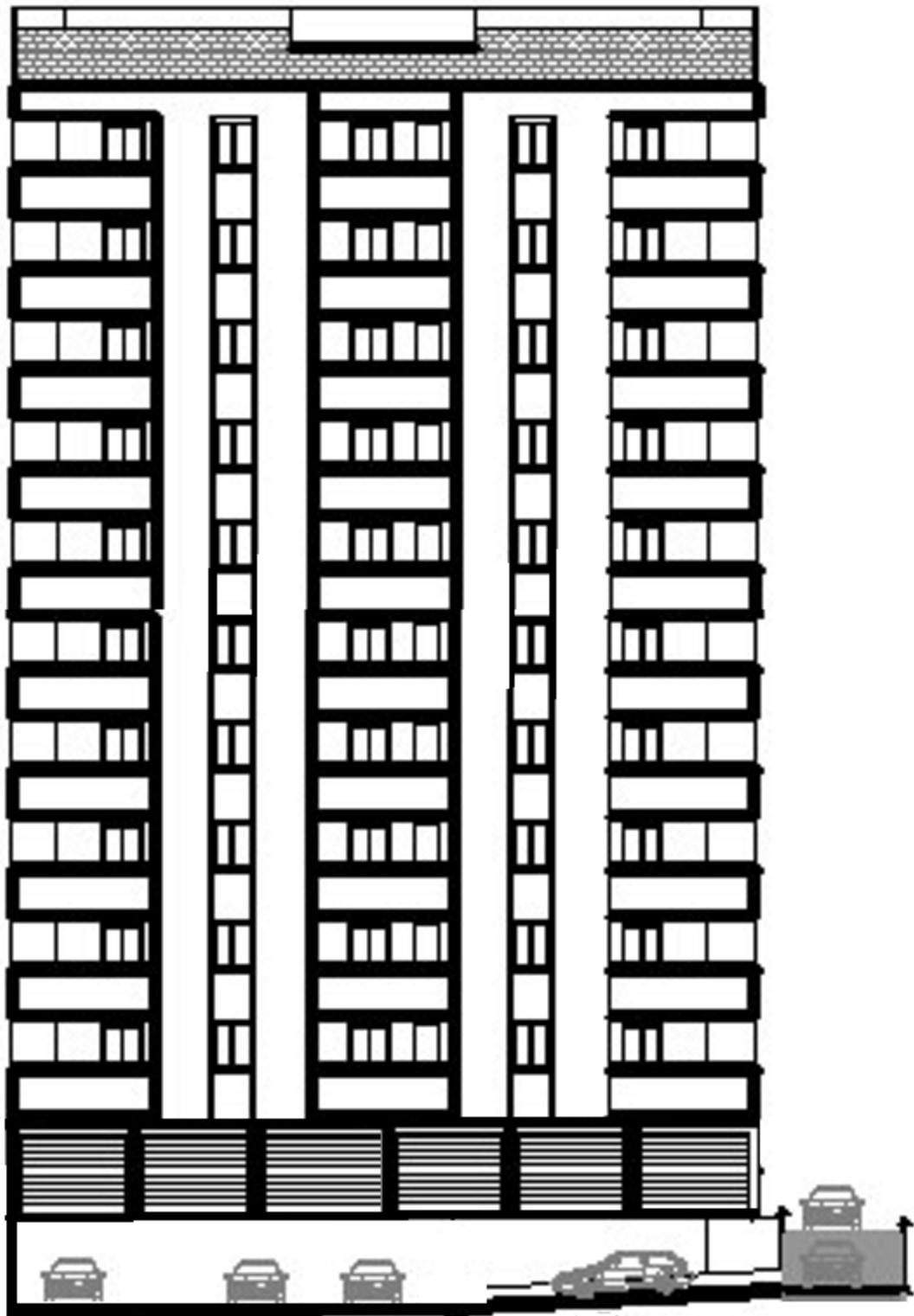
<b>Fig. III.18</b> : Les lignes de rupture déterminées par essai de changement.....	69
<b>Fig. III .19</b> : Panneaux de dalle.....	70
<b>Fig. III 20</b> les panneaux de la dalle plein.....	71
<b>Fig. III 21</b> : dalle plein.....	72
<b>Fig. IV.1</b> : Acrotère en béton armé .....	77
<b>Fig. IV.2</b> : Dimensions de l'acrotère .....	78
<b>Fig. IV.3</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	81
<b>Fig. IV.4</b> : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon type 1.....	83
<b>Fig. IV.5</b> : Ferrailage du balcon.....	86
<b>Fig. IV.6</b> : Schéma d'un ascenseur.....	87
<b>Fig. IV.7</b> : Répartition des charges.....	91
<b>Fig. IV.8</b> : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	91
<b>Fig. IV.9</b> : Dessin montrant la concentration des charges.....	92
<b>Fig. IV.10</b> : Moments de la dalle.....	93
<b>Fig. IV.11</b> : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	101
<b>FigureIV.12</b> :Terminologie d'escalier hélicoïdal .....	102
<b>Fig. IV.13</b> : La dimension de l'escalier type 1 .....	104
<b>Figure.IV.14</b> La dimension d'une marche type 1.....	104
<b>Figure IV.15</b> : Schéma statique escalier type 1.....	108
<b>Fig. IV.16</b> : La dimension de l'escalier type 2 .....	109
<b>Figure.IV.17</b> La dimension d'une marche type 2.....	109
<b>Figure IV.18</b> : Schéma statique escalier type 2.....	113
<b>Fig. IV.19</b> : La dimension de l'escalier type 3 .....	114
<b>Figure.IV.20</b> La dimension d'une marche type 3.....	114
<b>Figure IV..21</b> : Schéma statique escalier type 3 .....	118

<b>Fig. VI.1</b> : La zone nodale .....	147
<b>Fig VII.1</b> : Schéma du voile + poteaux (rive) .....	151
<b>Fig. VII.2</b> : Schéma du voile + poteaux (intermédiaire)... ..	153
<b>Fig. VII.3</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	155
<b>Fig. VII.4</b> : La disposition du ferrailage du voile.....	156
<b>Figure VII.5</b> : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique. ....	157
<b>Fig. VIII.1</b> : Schéma statique du radier.....	162
<b>Fig. VIII.2</b> : radié général.....	164
<b>Figure VII.3</b> Répartition des charges sur les poutres .....	168
<b>Figure VII.4</b> Répartition des charges sur les poutres .....	170
<b>Figure VIII.5</b> : Schéma de poutre libage .....	171
<b>Figure VIII.6</b> : Schéma représentant la poutre de libage .....	172

## Notation Principale

<b><i>G</i></b>	Charge permanente,
<b><i>Q</i></b>	Charge d'exploitation.
<b><i>Q0</i></b>	Charge d'exploitation au niveau de terrasse.
<b><i>Qu</i></b>	Charge uniformément répartie à L.E.L.U.R
<b><i>Qs</i></b>	Charge uniformément répartie à L.E.L.S.
<b><i>R</i></b>	Réaction au niveau d'appuis.
<b><i>T</i></b>	Effort tranchant.
<b><i>Te</i></b>	Effort tranchant droit.
<b><i>Tw</i></b>	Effort tranchant gauche.
<b><i>Mo</i></b>	Moment isostatique.
<b><i>Mt</i></b>	Moment en travée.
<b><i>Ma</i></b>	Moment sur appuis
<b><i>Nu</i></b>	Effort normal sollicitant les poteaux E.L.U
<b><i>NG</i></b>	Effort normal correspondant à la charge permanente
<b><i>Nq</i></b>	Effort normal correspondront à la charge d'exploitation.
<b><i>ht</i></b>	Hauteur total.
<b><i>a</i></b>	Une dimension en général longitudinal.
<b><i>he</i></b>	Hauteur d'étage.
<b><i>lf</i></b>	Longueur de flambement.
<b><i>h0</i></b>	l'épaisseur de la nervure.
<b><i>b0</i></b>	Largueur de la nervure.
<b><i>Li;Li+1</i></b>	la distance entre les appuis "la portée entre nus"
<b><i>Lx</i></b>	Espacement entre les poutres secondaire "poutrelle" « petit portée»
<b><i>Ly</i></b>	Espacement entre les poutres principales "grand portée»
<b><i>Ls</i></b>	Longueur de scellement
<b><i>e</i></b>	Centre de pression "excentricité "
<b><i>g</i></b>	largueur de marche
<b><i>H</i></b>	Hauteur de marche
<b><i>ep</i></b>	l'épaisseur de paillasse
<b><i>ev</i></b>	l'épaisseur de palier
<b><i>heq</i></b>	Hauteur équivalent
<b><i>i</i></b>	Rayon de giration
<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie ou "quadratique"
<b><i>I0</i></b>	Moment d'inertie de la section homogène
<b><i>V</i></b>	Distance entre l'axe neutre et fibre plus tendus
<b><i>V'</i></b>	Distance entre l'axe neutre et fibre plus comprimée
<b><i>fe</i></b>	Contrainte des aciers utilisée "limite d'élasticité»
<b><i>fcj</i></b>	Résistance caractéristique a la compression
<b><i>fc28</i></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours
<b><i>ft28</i></b>	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours
<b><i>μ</i></b>	Moment réduit
<b><i>λ</i></b>	élancement
<b><i>η</i></b>	Coefficient de fissuration
<b><i>n</i></b>	Coefficient d'équivalence "acier-béton" <b><i>n = 15</i></b>
<b><i>μl</i></b>	Moment réduit limite
<b><i>ν</i></b>	Coefficient de poisson.
<b><i>Br</i></b>	Section réduit.
<b><i>As</i></b>	Section d'acier.
<b><i>E</i></b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b><i>E<sub>b</sub></i></b>	Module de déformation longitudinale du béton.
<b><i>μx</i></b>	Coefficient correspondant à E.L.U ou E.L.S sens Lx.
<b><i>μy</i></b>	Coefficient correspondant à E.L.U ou E.L.S sens Ly.

$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'E.U.S.
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite.
$\sigma_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S.
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus.
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $f_e/\gamma_s$
$E_i$	Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$ à l'âge de j jours).
$E_v$	Module de déformation différée ( $E_{vj}$ pour chargement appliqué à l'âge de j jours).
$A.N$	Axe neutre.
$A_s$	Armatures supérieures.
$A_t$	Section d'un cours d'armatures transversales.
<b>E.L.S</b>	Etat Limite de service.
<b>E.L.U</b>	Etat Limite ultime.
<b>A prin</b>	Armature principal.
<b>A rep</b>	Armature de répartition.
$A_{max}, A_{min}$	Section d'acier maximale Et minimale.
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale.
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale.
$\gamma_s, \gamma_b$	Coefficient de sécurité.
$\frac{\sqrt{2}}{2} a$	Largeur utile de la bielle.
<b>Afs</b>	Section d'armature en flexion simple
<b>Afc</b>	Section d'armature en flexion composée
<b>IM</b>	Inertie massique.
<b>I<sub>xg</sub></b>	Inertie du plancher suivant l'axe x
<b>I<sub>yg</sub></b>	Inertie du plancher suivant l'axe y
<b>X<sub>g</sub> , Y<sub>y</sub></b>	Coordonnées du centre de gravité.
<b>W<sub>i</sub></b>	Poids de chaque niveau.
<b>M</b>	Masse sismique qui égal au rapport w/g
<b>g</b>	Accélération de pesanteur.
$\alpha$	Coefficient de participation modale.
<b>V</b>	Force sismique total appliqué dans le deux direction a la base.
<b>D</b>	Facteur d'amplification moyen de sol.
<b>Q</b>	Facteur de qualité.
<b>W</b>	Poids de la structure.
<b>R</b>	Coefficient de comportement global.
<b>T1, T2</b>	Période caractéristique associées à la catégorie du site
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement.
$\zeta$	Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau.
<b>h<sub>N</sub></b>	Hauteur total du bâtiment.
<b>C<sub>T</sub></b>	Coefficient en fonction du système ce contreventement et du type de remplissage.



**Vue du bâtiment en face**

## I.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux ,poutres ,voiles ..) aux différents sollicitations (compression ,flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristique .donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage , on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91 ,RPA99modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier ) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistantes de la structure .

## I.2.Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a usage commerciale et d'habitation, composé de sous-sol, et Réez de chaussée plus 10 étages, implanté a ORAN, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone Iia d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Le sous-sol a été utilisé comme parking, RDC pour vocation commercial (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation.

## I.3.Caractéristiques géométriques:

Langueur totale du bâtiment .....	29m
Largeur totale du bâtiment.....	22.55m
Hauteur totale du bâtiment.....	37,4m
Hauteur du sous-sol.....	2.72m
Hauteur du RDC.....	4.08m
Hauteur des étages courants.....	3,06m

## I.4. Ossature et système constructif adopté :

### • Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (Voiles et portiques).

### • Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

### • Escaliers:

On a deux types d'escalier : Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau à autre, par contre l'escalier de RDC a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

⊖ Maçonnerie : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### • Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

- Revêtement à carrelage pour les planchers.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

### • Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

\_ A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse

## Classification selon le RPA99 v.2003 :

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'ORAN, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 ver.03) elle est classée comme étant une zone de moyen sismicité (zone IIa).

## 1.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2$  bars

## 1.6. Caractéristique des matériaux :

### 1.6.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

### a) Les principaux avantages du béton armé sont:

- **Economie:** Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression. Son association avec des armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction importants.
- **Souplesse des formes:** Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques:** elle est assurée par un enrobage correct et suffisant des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu :** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

### b) Les inconvénients du béton armé sont :

La fissuration constitue un handicap majeur pour le béton armé, particulièrement le retrait et le fluage qui constituent des inconvénients difficile cernés.

### 1.6.2. 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 des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \\ F_{cj} = f_{c28} \end{array} \right. \rightarrow \begin{array}{l} \text{si } j < 28\text{jours} \\ \text{si } j > 28\text{jours} \end{array}$$

### b) Résistance à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \end{array} \right. \rightarrow \begin{array}{l} \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{array}$$

### 1.6.3. Méthode de calcul:

- **Définition des états limite :**

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

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

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

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

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

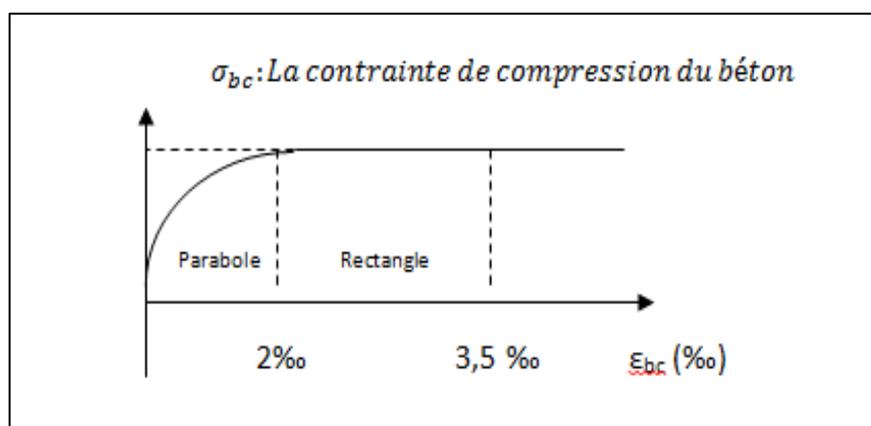
### **1.6.4. Définition des contraintes de calcul :**

**a)Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole-rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

**a.1) Diagramme parabole-rectangle :**

C'est un diagramme déformations - contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas



**Figure I.1**-Diagramme parabole-rectangulaire.

Avec:

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression ;

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$  ;

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours ;

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$  cas générale ;

$\gamma_b = 1,15$  cas de combinaisons accidentelles ;

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

## b) Etat limite de service :

### b.1)-Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

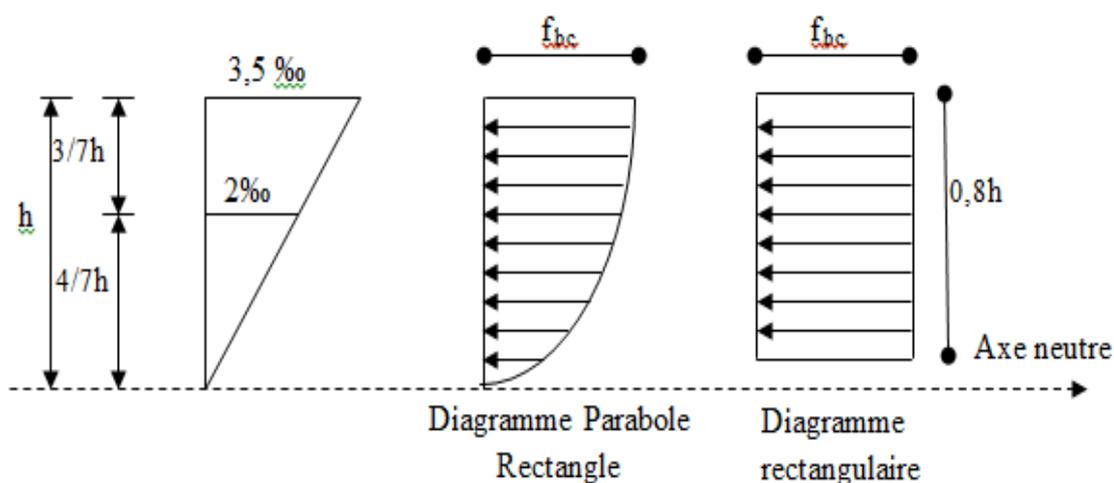


Figure I.2-Diagramme rectangulaire des sections en BA à E.L.U

### 1.6.5. Contrainte admissible de cisaillement:

$$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$$

Avec :

$b_0$  : largeur de la pièce.

$d$  : hauteur utile.

### 1.6.6. Modules de déformation longitudinale du béton:

- **Module de déformation instantanée:**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h:

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25Mpa ; E_{i28} = 32129,70Mpa.$$

- **Module de déformation différée:**

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25Mpa ; E_{i28} = 10807,26Mpa$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

- **Remarque :**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

#### a) Module de déformation transversale :

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec:

$(\Delta d/d)$ : déformation relative transversale ;

$(\Delta L/L)$ : déformation relative longitudinale ;

Il est pris égal à :

0,2 pour E.L.S (béton non fissuré),

Et 0 pour E.L.U (béton fissuré) ;

## b) Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de:

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (feE215, feE235);
- Acier à haute adhérence (feE400, feE500) ;
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm<sup>2</sup> avec  $\varnothing = 3,5$  mm (T.S.L feE500) ;
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à:  $E_s = 200\,000$  Mpa ;

### 1.6.7. Diagramme déformation-contrainte de calcul :

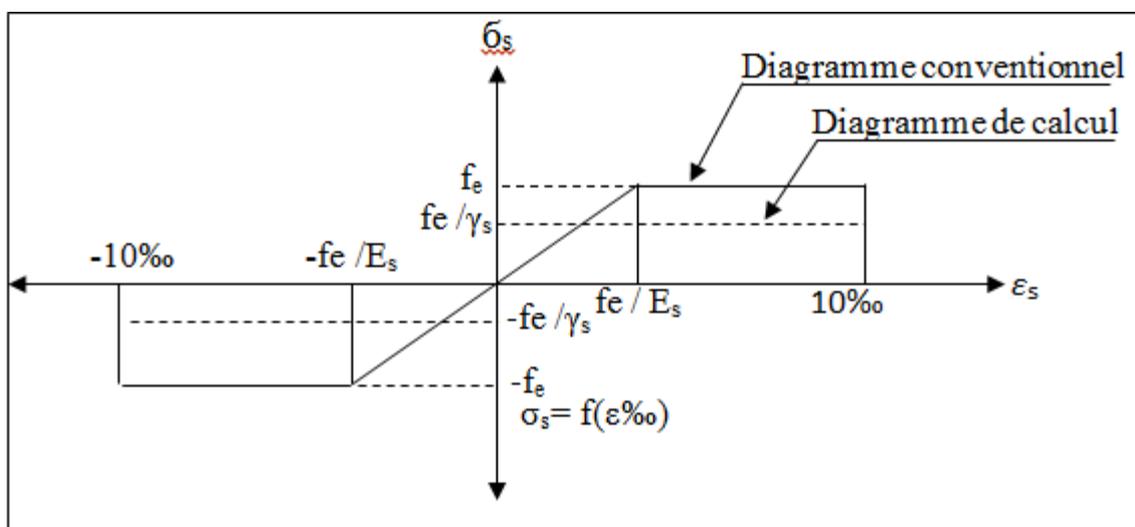


Figure I.3-Diagramme de déformations-contraintes

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s = 1.15$  cas général.

$\gamma_s = 1.00$  cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

**1.6.8. Contraintes limites de traction des armatures:**

Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$  Mpa ;

Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$  Mpa ;

$\eta$ : coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm ;} \end{array} \right.$$

- Poids volumique:

- Béton armé :  $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

- Béton non armé :  $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

- Acier :  $\gamma_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$

**1.7. Etats limites:**

Selon les règles **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R.**

- Etats limites de service **E.L.S.**

**1.7.1.E.L.U.R:**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'**E.L.U.R** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

**a)Hypothèses de calcul:**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.

- Le raccourcissement du béton est limité à:  $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  en flexion composée et à  $2\text{‰}$  en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$ .
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour:
  - Le béton en compression.
  - L'acier en traction et en compression.

### b) Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé, on peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
<b>A</b>	<b>1</b>	Allongement unitaire de l'acier $10^0/00$
<b>B</b>	<b>2</b>	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
<b>C</b>	<b>3</b>	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

**Tableau I.1**-Les déformations limitent du pivot.

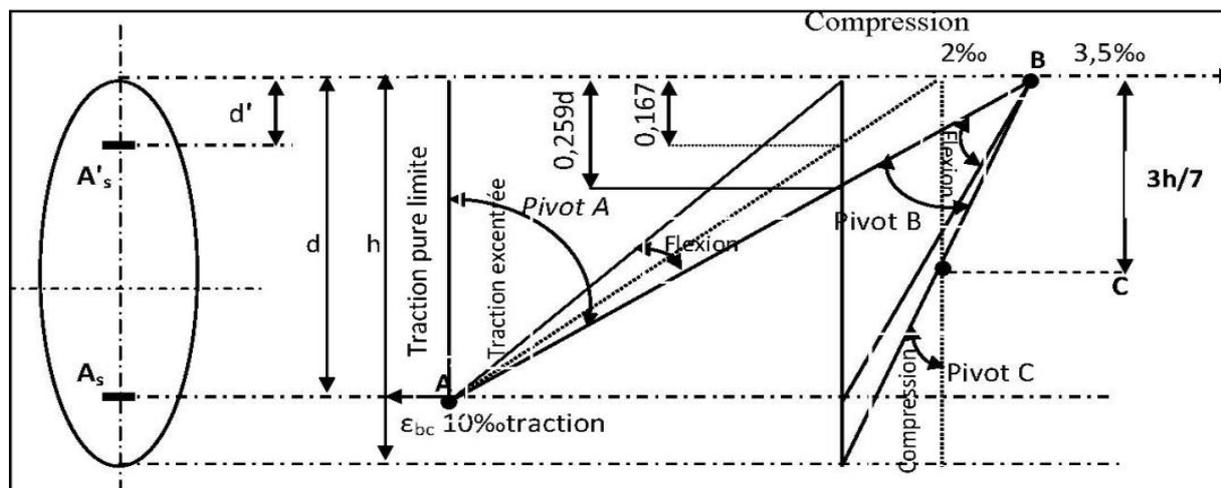


Figure I.4-Diagramme des déformations limitées de la section

### 1.7.2. E.L.S:

Il consiste à l'équilibrer des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

#### a) Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$$\eta = E_s/E_b=15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

- **Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**

- Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  
Combinaison d'action **1,35G+1,5Q**

**-Etat limite de service :**Combinaison d'action : **G+Q**

Les règles parasismiques algériennes préconisent les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G}: \text{charge permanente} \\ \mathbf{Q}: \text{charge d'exploitation} \\ \mathbf{E}: \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$$

## II.1-Pré-dimensionnement des différents éléments :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que Les Matériaux le Constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels Que les Planchers, les Poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les Voiles. Ce pré Dimensionnement Permet de déterminer les différentes charges qui Seront appliqués aux Différents éléments De la structure.

## II.2- Pré dimensionnement des planchers :

### II.2.1-Planchers à corps creux :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :

$$h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ht : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L : \text{Portéemaximale de la poutrelle entre nus} \end{array} \right.$$

$$h_t = 20 \text{ cm} : \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur  $h_t = 20 \text{ cm}$ , soit un plancher (16+4) cm.

### II.2.2-Dalle pleine du sous-sol :

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on prend le panneau ayant la plus grande surface.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion, son épaisseur dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

#### a)-Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$  ; Pour une heure de coup de feu ;
- $e = 11 \text{ cm}$  ; Pour deux heures de coup de feu ;
- $e = 17,5 \text{ cm}$  ; Pour quatre heures de coup de feu.

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

#### b)-Isolation acoustique :

Selon les règles techniques CBA93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

La nature même du bruit joue un rôle dans l'épaisseur de la dalle comme suit :

- $2500e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$  ;

- $2500e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$ .

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

### c)-Résistance à la flexion :

La hauteur de la dalle  $e$  est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a :  $L_x = 370 \text{ cm}$  et  $L_y = 445 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{445} = 0,83 > 0,4$$

Donc notre panneau travail dans les deux sens

$$\frac{370}{50} < e < \frac{370}{40} \rightarrow 7,4 < e < 9,25 ; \text{ On prend :}$$

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

### d)-Condition de flèche :

Selon le CBA93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} f_{max} < \frac{L_{max}}{500} ; \text{ Si la porté } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m} ; \\ f_{max} < 0,5 + \frac{L_{max}}{1000} ; \text{ Si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m} ; \\ f_{max} < \frac{445}{500} = 0,89 \end{cases}$$

#### 1) Plancher terrasse accessible:

$$P = (G + Q) \times 1 = 6.48 \text{ KN/m} \quad (\text{Pour une bande de } 1\text{m}).$$

$$I : \text{ le moment d'inertie; } I = \frac{b \times e^3}{12} (\text{cm}^4) \Rightarrow I = \frac{1 \times 0.20^3}{12} I = 6.67 \times 10^{-4} (\text{cm}^4)$$

$$E : \text{ module de Young } E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 6,48 \times 4,45^4}{384 \times 32164,19 \times 10^3 \times 6.67 \times 10^{-4}}$$

$$f_{max} = 0,00156 < \frac{4,45}{500} = 0,0089$$

### 2) Plancher étage courant:

$$P = (G + Q) \times 1 = 6.54 \text{ KN/m} \quad (\text{Pour une bande de 1m}).$$

$$I : \text{le moment d'inertie}; I = \frac{b \times e^3}{12} (\text{cm}^4) \Leftrightarrow I = \frac{1 \times 0.20^3}{12} \quad I = 6.67 \times 10^{-4} (\text{cm}^4)$$

$$E : \text{module de Young } E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 6,54 \times 4,45^4}{384 \times 32164,19 \times 10^3 \times 6.67 \times 10^{-4}}$$

$$f_{max} = 0,00158 < \frac{4,45}{500} = 0,0089$$

### 3) Plancher RDC:

$$P = (G + Q) \times 1 = 10,99 \text{ KN/m} \quad (\text{Pour une bande de 1m}).$$

$$I : \text{le moment d'inertie}; I = \frac{b \times e^3}{12} (\text{cm}^4) \Leftrightarrow I = \frac{1 \times 0.15^3}{12} \quad I = 2,81 \times 10^{-4} (\text{cm}^4)$$

$$E : \text{module de Young } E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 10,99 \times 4,45^4}{384 \times 32164,19 \times 10^3 \times 2,81 \times 10^{-4}}$$

$$f_{max} = 0,00624 < \frac{4,45}{500} = 0,0089$$

### e)-Balcons :

A partir du 3eme étage, notre bâtiment contient une partie qui dépasse les limites des poteaux de rives, donc cette partie doit être faite sur la base qu'elle est une console.

Ces consoles sont constitués d'une dalle pleine dont l'épaisseurs conditionnée par :

$$\frac{L}{20} < e < \frac{L}{15}$$

Avec :  $L_{max} = 1,62 \text{ m}$

$$\frac{162}{20} = 8,10 \text{ cm} < e < \frac{162}{15} = 10,8 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 11 \text{ cm}$

### II.2.3-Evaluation des charges et des surcharges :

#### II.2.3.1-Les planchers :

##### a)-plancher terrasse inaccessible :

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,05	0,9
Isolation thermique en liège	0,04	0,66
Plancher à corps creux	16+4	2,8
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G		5,48
Q		1

**Tableau II. 1 : Charges et surcharge du plancher terrasse**

**b)-plancher étage courants :**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Plancher à corps creux	16+4	2,8
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Cloison en briques creuses	0,1	0,90
G		5,04
Q Plancher 1 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup> (habitations)		1,5

***Tableau II. 2 : Charges et surcharge du plancher étage courant***

**c) Plancher Sous-sol et l'étage commercial (dalle pleine)**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
Cloison en briques creuses	0,10	0,90
G	5,99	
Q Plancher RDC (usage commercial)	5	
Q Plancher sous-sol (parking)	2.5	

**Tableau II. 2 : Charges et surcharge du plancher en dalle pleine****II.2.3.2-Les murs :****a)-Mur extérieur (double cloison) :**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Brique creuses	0,10	0,90
Brique creuses	0,15	1,30
mortier de ciment extérieur	0,02	0,36
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,27
G (RDC, 1 au 10) *0.8	2,83→2.26	
G sous-sol (murs en béton armé)	0,2 x 25=5	

**Tableau II. 3: Charges et surcharge du mur extérieure**

**b) Murs intérieur :**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Brique creuses	0.1	0.9
Enduit en plâtre	0.015	0.27
Enduit en plâtre	0.015	0.27
		<b>G = 1.44</b>

**Tableau II. 5:** Charges et surcharge du mur intérieur

**-Remarque :**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (80%G)

$$G = 0,8 \times 2,83 = 2,26 \text{Kn/m}^2$$

**II.2.3.3-Balcons :**

**a) Etage courant :**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Plancher (dalle pleine)	0,11	2,75
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Enduit en ciment	0,02	0,36
G (1 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup> )	4,25	
Q	3,5	

**Tableau II. 6:** Charges et surcharge du balcon (étage courant)

b)-Terrasse :

Désignation	e (m)	G (Kn/ m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G	7,28	
Q	1	

**Tableau II. 7:** Charges et surcharge de la porte à faux (terrasse)

**II.2.3.4-Acrotères :**

$$G = \rho \times S$$

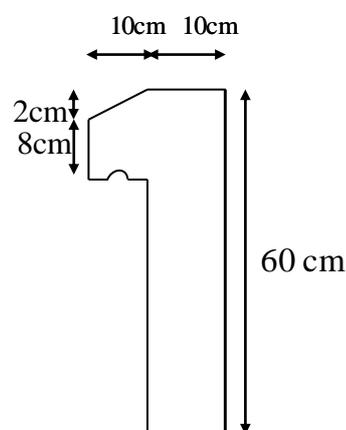
$\rho$  : Le poids volumique du béton =25kN/m<sup>3</sup>

**S** : la surface transversale totale de l'acrotère

$$G = 25[(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)]$$

$$G = 1,725 \text{ Kn/m}^2$$

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



**FigII.1 :** Acrotère

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

Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre axe} \end{cases}$$

On trouvera deux types de poutres :  $\begin{cases} \text{Poutre principale : } L = 4,45 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 3,70 \text{ m} \end{cases}$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la portée maximale entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

### **a) Sens longitudinal (principal):**

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} L = 445 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 40 = 36 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 29.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 44.5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le **R.P.A 99/2003**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.33 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30 X40) cm<sup>2</sup>** comme section des poutres principales :

#### **b)- Sens transversal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 370 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 35 = 31.5 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 24.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 37,00 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \text{ cm} \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99/2003**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.16 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30 X 35) cm<sup>2</sup>** comme section des poutres secondaires.

### **II.4-Pré dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

#### **II.4.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :**

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse .....  $Q_0$

Sous étage 1 .....  $Q_0 + Q_1$ .

Sous étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .

Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Sous étage  $n$  .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Pour  $n \geq 5$

Niveau	La loi de dégression [kN/m <sup>2</sup> ]	La charge [kN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	$NQ_0 = 1$	1,00
10	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
09	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
08	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
07	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
06	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
05	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
04	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,46
03	$NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,28
02	$NQ_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10,05
01	$NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	10,75
R.D.C (COMMERCIAL)	$NQ_{11} = Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	13,80
S.SOL	$NQ_{12} = Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	15,17

Tableau II. 8 : Dégression des charges d'exploitation

### II.4.2-La surface afférente du poteau :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central), la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

La surface afférente est donnée par:

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

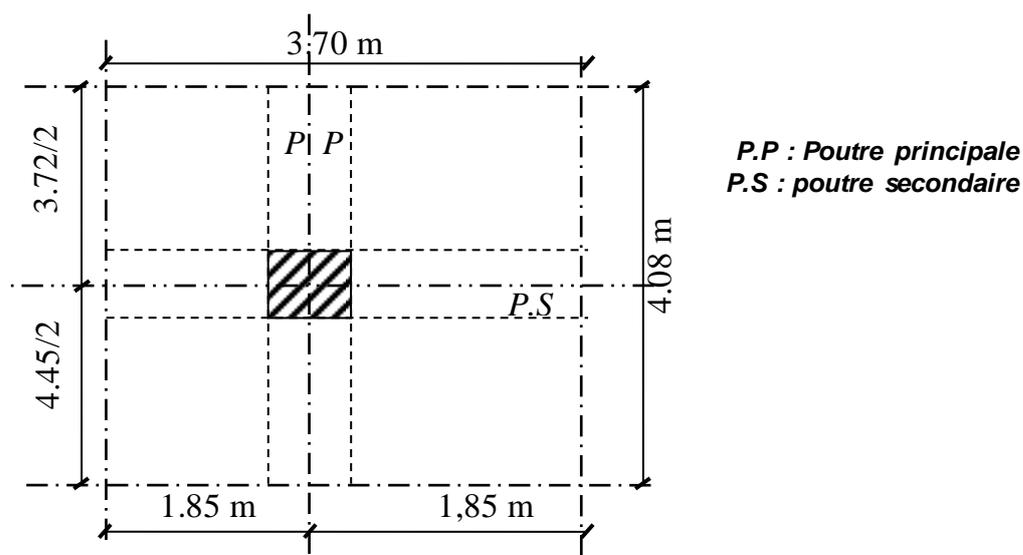


Figure II.9 Section afférente d'un poteau sollicité.

$$S_q = \left( \frac{4,45}{2} + \frac{3,72}{2} \right) \times \left( \frac{3,7}{2} + \frac{3,7}{2} \right)$$

$$S_q = (1,86 + 2,22) \times (1,85 + 1,85) = 15,12 m^2$$

$$S_G = (1,86 + 2,22 - 0,15) \times (1,85 + 1,85 - 0,15) = 13,95 m^2$$

En prendre  $S_G = 14 m^2$

### II.4.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

a)Poteau du 10<sup>ème</sup> étage (terrasse accessible):

les charges permanentes :

Poids du plancher terrasse	$5,48 \times 14$	76.72
Poids du poutre principale	$0,40 \times 0,30 \times 25 \times 4.08$	12.24
Poids du poutre secondaire	$0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3.70$	9.71
Poids du poteau	$0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3.06$	6.88
	<b>Charge permanente</b>	105,55
	<b>Charge d'exploitation</b> $Q=1 \times 15.12=26,37KN$	15.12

**b) Poteau du 9<sup>ème</sup> étage (étage courant):**

Les charges permanentes :

Poids du plancher	$5,04 \times 14$	70,56
Poids du poutre principale	$0,40 \times 0,30 \times 25 \times 4.08$	12.24
Poids du poutre secondaire	$0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3.7$	9.71
Poids du poteau	$0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3.06$	6.88
	<b>Charge permanente</b>	99.39
	<b>Charge d'exploitation</b> $Q=1,5 \times 15.12$	22,68

**c) Poteau du RDC (étage commercial):**

Les charges permanentes :

Poids du plancher	$5,04 \times 14$	70,56
Poids du poutre principale	$0,40 \times 0,30 \times 25 \times 4.08$	12.24
Poids du poutre secondaire	$0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3.7$	9.71
Poids du poteau	$0,50 \times 0,50 \times 25 \times 4,08$	25,5
	<b>Charge permanente</b>	118.01
	<b>Charge d'exploitation</b> $Q=1,5 \times 15.12$	22,68

**d) Poteau du sous-sol (parking):**

Les charges permanentes :

Poids du plancher	5,99 x 14	83,86
Poids du poutre principale	0,40x0,30x25x4.08	12.24
Poids du poutre secondaire	0,35x0,30x25x3.7	9.71
Poids du poteau	0,50 x 0,50 x 25 x2,72	17
	<b>Charge permanente</b>	122,81
	<b>Charge d'exploitation</b> $Q=5 \times 15.12$	75,6

**e)-Calcul de la disent des charges :**

Niveaux inf. Des poteaux	G	G Cum	Q	Q Cum NQxs	Nu $1,1 \times (1,35G + 1,5Q)$
10	105,55	105,55	15,12	15,12	181,68
9	99,39	204,94	22,68	37,8	366,7
8	99,39	304,33	22,68	58,21	547,97
7	99,39	403,72	22,68	76,35	725,5
6	99,39	503,11	22,68	92,23	899,29
5	104,75	607,86	22,68	105,84	1077,3
4	104,75	712,61	22,68	117,18	1251,6
3	104,75	817,36	22,68	128	1425
2	104,75	922,11	22,68	140,31	1600
1	111,01	1033,12	22,68	151,95	1785
RDC	118,01	1151,13	22,68	162,54	1977,6
Sous-sol	122,81	1273,94	75,6	208.65	2236

Tableau II.10 Tableaux de disent de charges

**II.4.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :****a)-Détermination de "a" :**

$L_f$  : Longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration

$B$  : Section des poteaux

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$I$  : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ B = a \cdot b \\ I = \frac{b \cdot a^3}{12} \\ i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a \end{array} \right.$$

**b)-Détermination de b :**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$f_{c28} = 25MPa ; f_e = 400MPa ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$

$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$

$B_r$ : Section réduite

$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}^2$

$A_s$  = Section d'armature longitudinale

$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (IIa)}$

$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

Étage	$L_0$ (cm)	$L_f$ (cm)	$A$ (cm)	$\lambda$ (cm)	$\alpha$	$B$ (cm)	$B_r.cal$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r.chois$ (cm <sup>2</sup> )	Section (cm)	Observatio
-------	---------------	---------------	-------------	-------------------	----------	-------------	---------------------------------	-----------------------------------	-----------------	------------

										<i>n</i>
<b>10</b>	306	214,2	30	24,7	0,773	7	140	784	30×30	<b>c.v</b>
<b>9</b>	306	214,2	30	24,7	0,773	10	224	784	30×30	<b>c.v</b>
<b>8</b>	306	214,2	30	24,7	0,773	14	336	784	30×30	<b>c.v</b>
<b>7</b>	306	214,2	30	24,7	0,773	18	448	784	30×30	<b>c.v</b>
<b>6</b>	306	214,2	30	24,7	0,773	22	560	784	30×30	<b>c.v</b>
<b>5</b>	306	214,2	40	18,52	0,804	19	646	1444	40×40	<b>c.v</b>
<b>4</b>	306	214,2	40	18,52	0,804	21	722	1444	40×40	<b>c.v</b>
<b>3</b>	306	214,2	40	18,52	0,804	24	836	1444	40×40	<b>c.v</b>
<b>2</b>	306	214,2	40	18,52	0,804	27	950	1444	40×40	<b>c.v</b>
<b>1</b>	306	214,2	50	14,82	0,82	24	1056	2304	50×50	<b>c.v</b>
<b>RDC</b>	408	285,6	50	19,76	0,799	27	1200	2304	50×50	<b>c.v</b>
<b>Sous-sol</b>	272	190,4	50	13,17	0,826	29	1296	2304	50×50	<b>c.v</b>

**Tableau II.11 : vérification de la section d'acier de poteaux**

**Les résultats de la vérification au flambement.**

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

Section du poteaux (cm <sup>2</sup> )	L0 (cm)	Lf (cm)	$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$ (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	<i>i min</i>	$\lambda \leq 50$
<b>30×30</b>	306	214,2	67500	900	8,37	25,6
<b>40×40</b>	306	214,2	213333,34	1600	11,16	19,19
<b>50×50</b>	306	214,2	520833,33	2500	13,95	15,35
<b>50×50</b>	408	285,6	520833,33	2500	13,95	20,47
<b>50×50</b>	272	190,4	520833,33	2500	13,95	13,65

**Tableau II.12 de la vérification au flambement**

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_c}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

Donc :Type 01:(Sous – sol + R. D. C + 1<sup>ier</sup> étage)

Type 02:(2<sup>ieme</sup> étage ... 5<sup>ieme</sup> étage

Type 03:(6<sup>ieme</sup> étage ... 10<sup>ieme</sup> étage

**II.4.5-Choix de la sections des poteaux**

Niveau	(a x b) cm <sup>2</sup>
10	(30 x 30)
9	(30 x 30)
8	(30 x 30)
7	(30 x 30)
6	(30 x 30)
5	(40 x 40)
4	(40 x 40)
3	(40 x 40)
2	(40 x 40)
1	(50 x 50)
RDC	(50 x 50)
SOUS SOL	(50 x 50)

**Tableau II. 13 : Choix des sections des poteaux**

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

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

**II.5.1-Pré-dimensionnement :****a-Pour Sous-sol :**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{272}{22} \rightarrow e \geq 12,36 \text{ cm}$$

**b-Pour RDC:**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{400}{22} \rightarrow e \geq 18,18 \text{ cm}$$

**c-Pour le reste des étages :**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,9 \text{ cm}$$

Avec :

$L$  : Longueur du voile

$e$  : Epaisseur du voile

$h_e$  : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

**II.5.2-Tableau récapitulatif :**

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre principale (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre secondaire (cm <sup>2</sup> )	Épaisseur des voiles (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	50 X 50	30 X 40	30 X 35	20
R.D.C.	50 X 50	30 X 40	30 X 35	20
01	50 X 50	30 X 40	30 X 35	20
02	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
03	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
04	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
05	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
06	30 X 30	30 X 40	30 X 35	20
07	30 X 30	30 X 40	30 X 35	20
08	30 X 30	30 X 40	30 X 35	20
09	30 X 30	30 X 40	30 X 35	20
10	30 X 30	30 X 40	30 X 35	20
Terrasse	/	30 X 40	30 X 35	/

**Tableau II. 14:** Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

### III.1 Introduction

Un plancher est une structure solide servant de séparation horizontale entre deux étages différents.

Il existe plusieurs types de planchers, ceux utilisés dans notre construction sont constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé sur lesquelles reposent des corps creux.

Ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et services, il a une bonne isolation thermique et phonique.

L'ensemble formé est recouvert d'une dalle de répartition en béton armé et d'un treillis soudé.

Dans les sens de la petite portée, les poutrelles de nos planchers sont espacées de 65 cm ; et ceci afin d'éliminer la flèche.

### III.2- Pré dimensionnement du plancher

Nous adoptons un plancher à corps creux de type (16+4) cm.

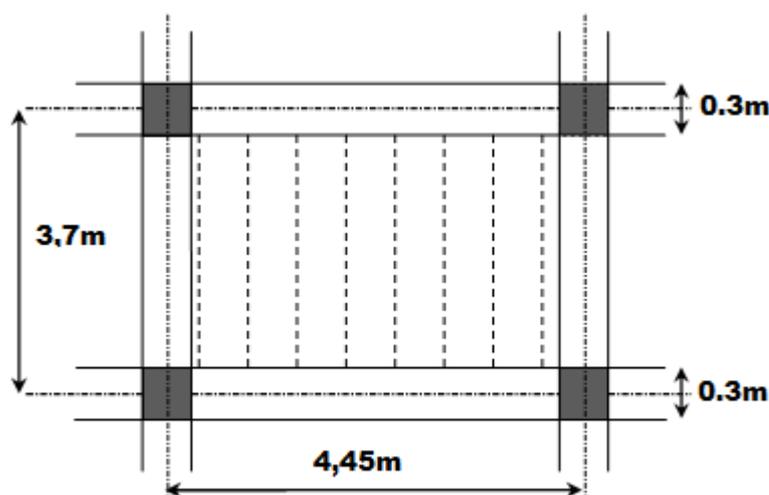


Fig.III.1: Plancher corps creux.

#### III-2-1. Ferrailage de la dalle de compression

Les hourdis coulés en place doivent comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser d'après les règles (BAEL.91. (B.6.8,423)).

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si :  $L_n \leq 50\text{cm}$  alors  $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2/\text{ml})$   $f_e$ : en [MPa]
- Si :  $50 \leq L_n \leq 80\text{cm}$  alors  $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \times 0,02 L_n$  ; en ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section  $A_{//} \geq A_{\perp} / 2$  ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) avec :

$f_e$  : nuance d'acier (treillis soudés)  $\emptyset < 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$

$L_n$  : distance entre axes des nervures.

Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a :  $50 \leq L_n \leq 80\text{cm}$ ,  $L_n = 65\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 L_n / f_e$

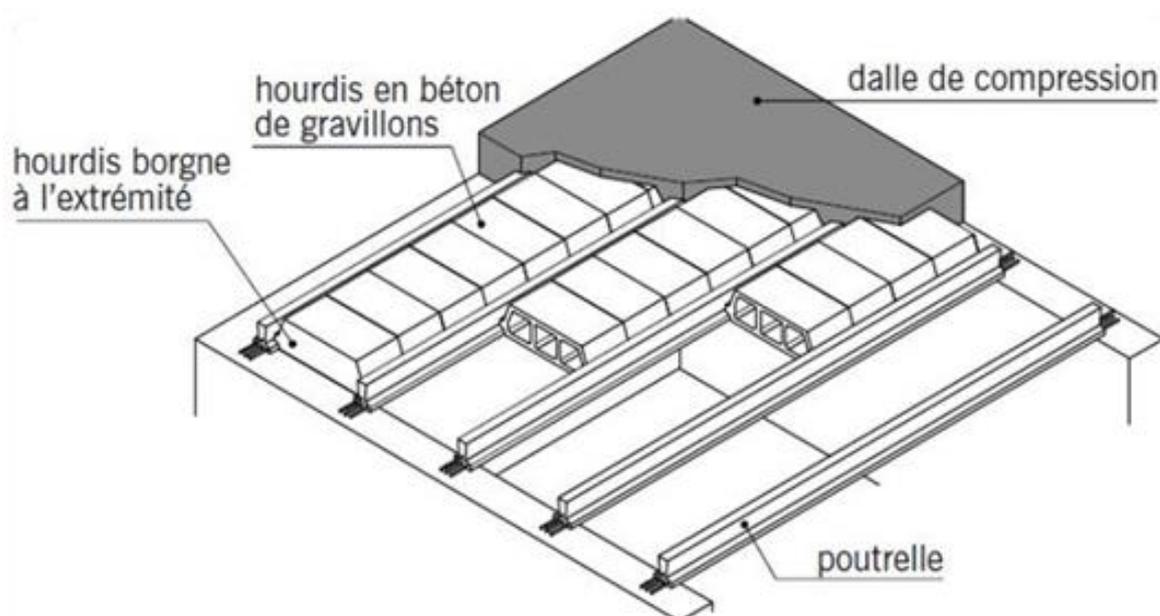
On prendra  $\Phi = 6\text{mm} \Rightarrow f_e = 520\text{MPa} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$5 \Phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

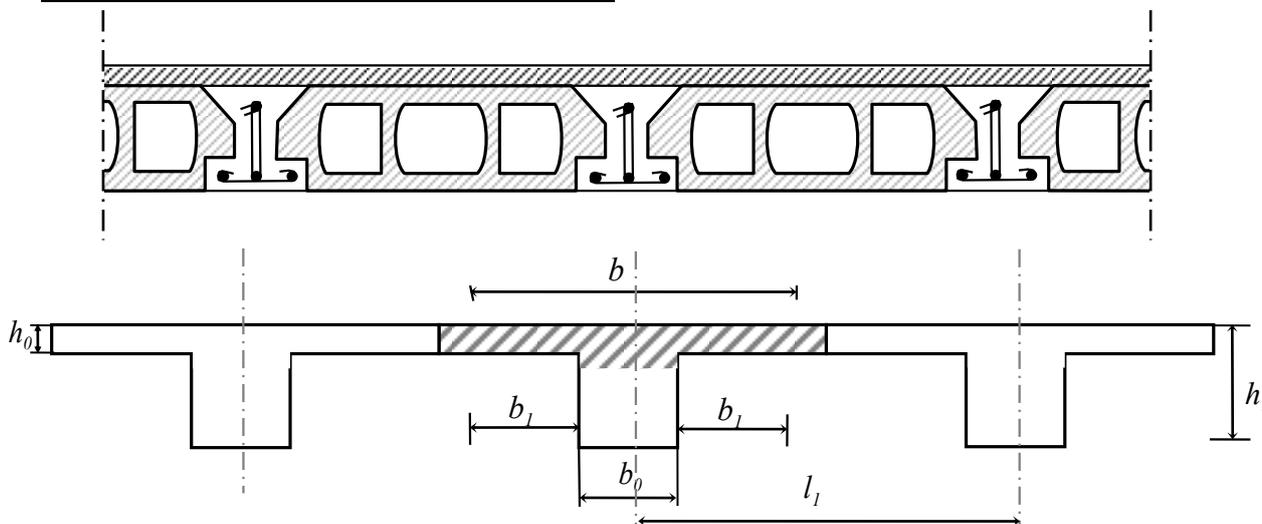
Armatures parallèles aux nervures :

$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5 \Phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix: on adoptera une TS $\Phi 6$  de maille (200x200)  $\text{mm}^2$ .



**III.3- Pré dimensionnement des poutrelles**



**Fig III. 2 : les dimensions d'une poutrelle**

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher :  $h_t = 20 \text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure :  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

a) Détermination de b :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :  $b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$

On a :  $L = 4,45 \text{ m}$  ;  $l_1 = 0,65 \text{ m}$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{445}{10} = 44,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$  et d'après (1) on a :

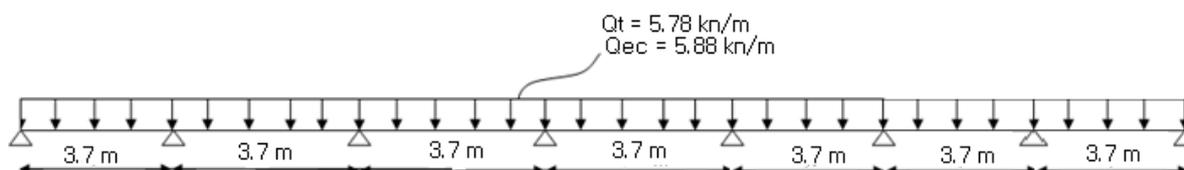
$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2(26,5) + 12$$

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

### III-4. Les types de poutrelle

Dans notre cas on a deux types de poutrelles

Type 1 :



Type 2 :

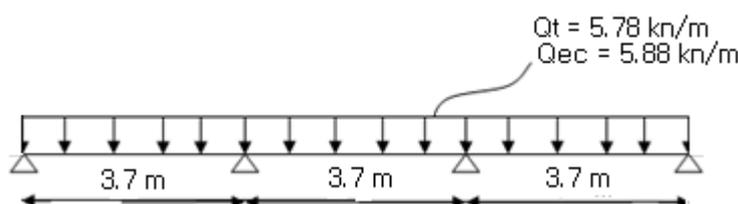


Figure III.3 : Les types de poutrelle

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il 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 : [BAEL91/B.6.2,20]

- méthode forfaitaire pour les planchers à charge d'exploitation modérée ; [BAEL91/B6.2,21]

### III-5. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

#### ❖ Méthode de calcul :

Le calcul des poutrelles se fait par la méthode forfaitaire :

#### ○ Méthode forfaitaire :

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

1. La charge d'exploitation :  $Q \leq \max[2G, 5 \text{ kN/m}^2]$ .
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.

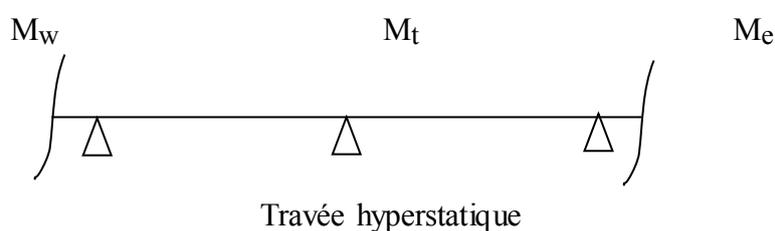
3. Pour les portées successives, il faut vérifier :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

#### ❖ Principe de calcul

On exprime les moments maximaux en travée  $M_t$  et sur appuis,  $M_w$ ,  $M_e$  en fonction du moment, fléchissant maximal de la travée, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.



Selon le BAEL 91, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 - (M_w+M_e)/ 2 \}$$

Avec

- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive

$M_0$  : moment maximal dans la travée indépendante.

$M_t$  : moment maximal dans la travée étudiée.

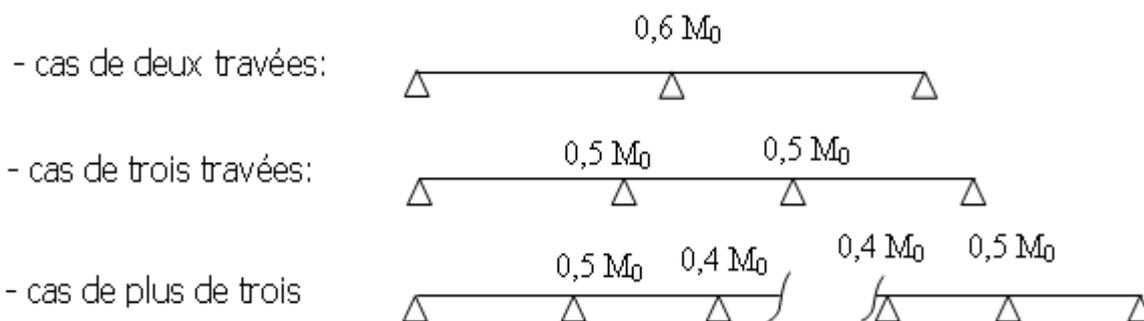
$M_w$  : moment sur l'appui gauche de la travée.

$M_e$  : moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  :  $Q / (G + Q)$  rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

#### ❖ Valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



❖ Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q.L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q.L}{2}$$

❖ L'évaluation des charges

- La terrasse :

$$P_{ut} = (1,35G + 1,5Q).b = (1,35 \times 5,48 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 5,78 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_{ser} = (G + Q).b = (5,48 + 1) \times 0,65 = 4,21 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- L'étage courant:

$$P_{ut} = (1,35G + 1,5Q).b = (1,35 \times 5,04 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_{ser} = (G + Q).b = (5,04 + 1,5) \times 0,65 = 4,25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Typedu plancher	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	b [m]	E.L.U (1.35G+1,5Q)*b [KN/m <sup>2</sup> ]	E.L.S (G+Q)*b [KN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse inaccessible	5,48	1	0.65	5,78	4,21
Etage courant	5,04	1,5	0.65	5,88	4,25

Tableau III 1L'évaluation des charges

## - III .5.1 Etage courant

## III .5.1.1 -Poutrelle type I

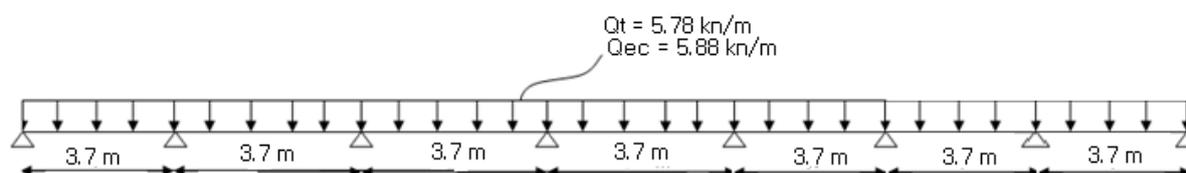


Fig.III.4 Poutrelle de type 1

Vérification d'application de la méthode forfaitaire:

$$1- Q = 1,5 \text{ kn/m}^2 \leq \max(2G, 5) \text{ kn/m}^2 = 10,08 \text{ kn/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- section constante  $\Rightarrow$  le moment d'inertie est constant  $\rightarrow$  condition vérifiée.

$$3- \text{on a } \frac{3,7}{3,7} = 1 \in [0,8; 1,25] \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\rightarrow$  condition vérifiée.

$\rightarrow$  On applique la **Méthode forfaitaire**.

**Le calcul par la méthode forfaitaire :**

$$Q_U = 5,88 \text{ KN/ml}$$

$$Q_S = 4,25 \text{ KN/ml}$$

**a) calcul des moments fléchissent :**

**a) calcule de  $M_0$  ( $L=3.7\text{m}$ )**

$$ELU : M_0^U = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5,88 \times 3,7^2}{8} = 10,06 \text{ kn.m}$$

$$ELS : M_0^S = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4,25 \times 3,7^2}{8} = 7,27 \text{ kn.m}$$

## B)- moment en appuis :

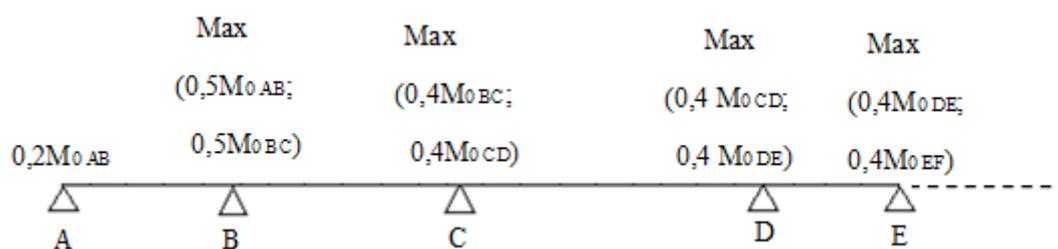


Figure. III.5:Les coefficients forfaitaires de la poutrelle

- Moments sur appuis :

E.L.U :

$$M_A = M_H = -0,2(M_0) = -0,2 \times 10,06 = -2,01 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_G = -0,5 \max(M_0) = -0,5 \max(10,06) = -5,03 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = -0,4 \max(M_0) = -0,4 \max(10,06) = -4,02 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$M_A = M_H = -0,2(M_0) = -0,2 \times 7,27 = -1,45 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_G = -0,5 \max(M_0) = -0,5 \max(7,27) = -3,63 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = -0,4 \max(M_0) = -0,4 \max(7,27) = -2,9 \text{ kN.m}$$

## C)-moment en travées :

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{1,5}{5,04 + 1,5} = 0,229$$

- Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

**Travées AB, GH : (travées de rive)**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,229)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,229}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1,06)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ 0,63M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,71 M_0 \\ 0,63 M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_{AB}^u = 0,71 \times 10,06 = 7,14 \text{ kn.m}$$

$$M_{AB}^s = 0,71 \times 7,27 = 5,16 \text{ kn.m}$$

**Travées BC, FG : (Travée intermédiaire)**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,229)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,4M_0 + 0,5M_0)}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,229}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,61M_0 \\ 0,53M_0 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{BC}^u = 0,61 \times 10,06 = 6,13 \text{ kn.m}$$

$$M_{BC}^s = 0,61 \times 7,27 = 4,43 \text{ kn.m}$$

Travées CD, DE, EF : (Travée intermédiaire)

$$M_{BC}^u = 0,66 \times 10,06 = 6,72 \text{ kn.m}$$

$$M_{BC}^s = 0,66 \times 7,27 = 4,79 \text{ kn.m}$$

-Moment sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

les appuis	M(KN.M)	
	ELU	ELS
1	2,01	1,45
2	5,03	3,63
3	4,02	2,9
4	4,02	2,9
5	4,02	2,9
6	4,02	2,9
7	5,03	3,63
8	2,01	1,45

**Tableau III 2** Tableaux des moments sur les appuis

-les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau :

TRAVEE	M(KN.M)	
	ELU	ELS
AB	7,14	5,16
BC	6,13	4,43
CD	6,72	4,79
DE	6,72	4,79
EF	6,72	4,79
FG	6,13	4,43
GH	7,14	5,16

**Tableau III3** Tableaux des moments sur les travées

**D) -Les efforts tranchants :**

$$T_{w1} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{2,01 - 5,03}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 10,05 \text{KN}$$

$$T_{e1} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{2,01 - 5,03}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -11,70 \text{KN}$$

$$T_{w2} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 4,02}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 11,14 \text{KN}$$

$$T_{e2} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 4,02}{3,72} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -10,6 \text{KN}$$

$$T_{w3} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 4,02}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 10,87 \text{KN}$$

$$T_{e3} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 4,02}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -10,87 \text{KN}$$

$$T_{w4} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 4,02}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 10,87 \text{KN}$$

$$T_{e4} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 4,02}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -10,87 \text{KN}$$

$$T_{w5} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 4,02}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 10,87 \text{KN}$$

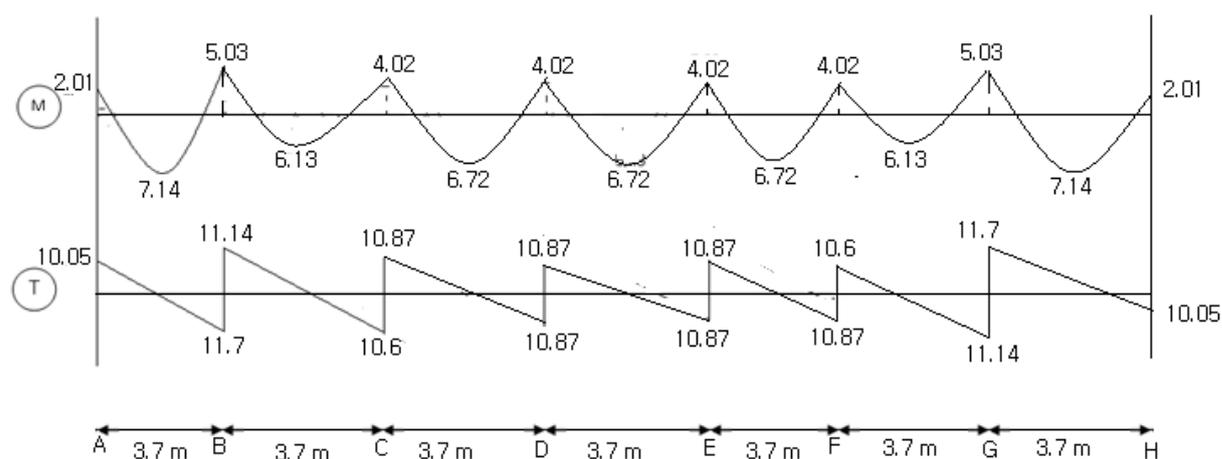
$$T_{e5} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 4,02}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -10,87 \text{KN}$$

$$T_{w6} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 5,03}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 10,06 \text{KN}$$

$$T_{e6} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,02 - 5,03}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -11,14 \text{KN}$$

$$T_{w7} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 2,01}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 11,7 \text{KN}$$

$$T_{e7} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 2,01}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -10,05 \text{KN}$$



**Fig.III.6** Diagramme des efforts tranchant et les moments fléchissent

## III.5.1.2 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 2 :

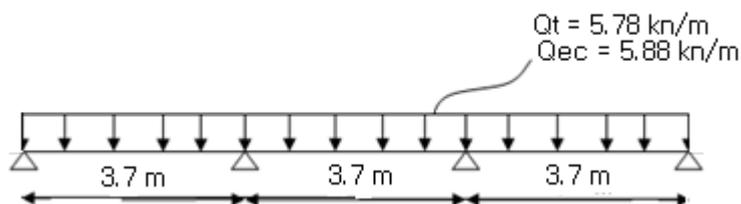


Fig. III .7 Poutrelle type 2

Vérification d'application de la méthode forfaitaire:

1-  $Q = 1,5 \text{ kn/m}^2 \leq \max(2G, 5) \text{ kn/m}^2 = 10,08 \text{ kn/m}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée.**

2- section constante  $\Rightarrow$  le moment d'inertie est constant  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**

3- on a  $\frac{3,7}{3,7} = 1 \in [0,8; 1,25] \rightarrow$  **condition vérifiée.**

4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**

$\rightarrow$  On applique la **Méthode forfaitaire.**

**Le calcul par la méthode forfaitaire :**

$$Q_U = 5,88 \text{ KN/m}$$

$$Q_S = 4,25 \text{ KN/m}$$

**A) -calcul des moments fléchissent :**

calcule de  $M_0$  ( $L=3,7\text{m}$ )

$$ELU : M_0^U = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5,88 \times 3,7^2}{8} = 10,06 \text{ kn.m}$$

$$ELS : M_0^S = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4,25 \times 3,7^2}{8} = 7,27 \text{ kn.m}$$

**B)- moment en appuis :**

E.L.U :

$$M_A = M_D = -0,2(M_0) = -0,2 \times 10,06 = -2,01 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_C = -0,5 \max(M_0) = -0,5 \max(10,06) = -5,03 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$M_A = M_D = -0,2(M_0) = -0,2 \times 7,27 = -1,45 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_C = -0,5 \max(M_0) = -0,5 \max(7,27) = -3,63 \text{ kN.m}$$

**C)-moment en travées :**

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{1,5}{5,04 + 1,5} = 0,229$$

- Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

**Travées AB, CD : (travées de rive)**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,229)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,229}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1,06)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ 0,63M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,71 M_0 \\ 0,63 M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_{AB}^u = 0,71 \times 10,06 = 7,14 \text{ kn.m}$$

$$M_{AB}^s = 0,71 \times 7,27 = 5,16 \text{ kn.m}$$

**Travées BC: (Travée intermédiaire)**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,229)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,5M_0 + 0,5M_0)}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,229}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,56M_0 \\ 0,53M_0 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{BC}^u = 0,56 \times 10,06 = 5,63 \text{ kn.m}$$

$$M_{BC}^s = 0,56 \times 7,27 = 4,07 \text{ kn.m}$$

-Moment sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

les appuis	M(KN.M)	
	ELU	ELS
1	2,01	1,45
2	5,03	3,63
3	5,03	3,63
4	2,01	1,45

**Tableau III. 4** Tableaux des moments sur les appuis

-les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau :

TRAVEE	M(KN.M)	
	ELU	ELS
AB	7,14	5,16
BC	5,63	4,07
CD	7,14	5,16

Tableau III.5 Tableaux des moments sur les travées

D) -Les efforts tranchants :

$$T_{w1} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{2,01 - 5,03}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 10,05 KN$$

$$T_{e1} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{2,01 - 5,03}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -11,70 KN$$

$$T_{w2} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 5,03}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 10,87 KN$$

$$T_{e2} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 5,03}{3,72} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -10,87 KN$$

$$T_{w3} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 2,01}{3,7} + \frac{5,88 \times 3,7}{2} = 11,7 KN$$

$$T_{e3} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{5,03 - 2,01}{3,7} - \frac{5,88 \times 3,7}{2} = -10,05 KN$$

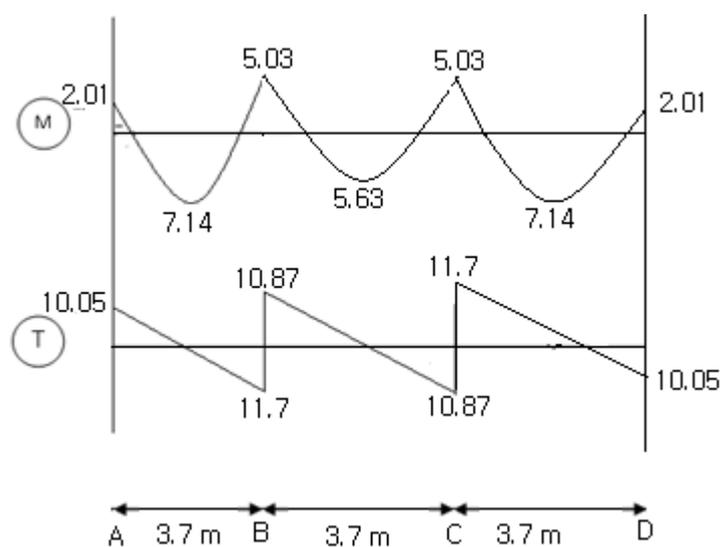


Fig.III.8 Diagramme des efforts tranchant et les moments fléchissent

### III.5.2 Plancher terrasse

#### III.5.2.1 la poutrelle de type 1 :

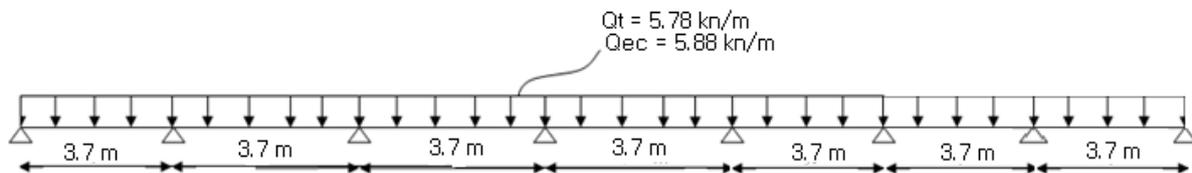


Fig.III .9 Poutrelle type 1

Vérification d'application de la méthode forfaitaire:

$$1- Q=1\text{kn/m}^2 \leq \max(2G, 5)\text{kn/m}^2 = 10,96\text{kn/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2-section constante  $\Rightarrow$  le moment d'inertie est constant  $\rightarrow$  condition vérifiée.

$$3- \text{on a } \frac{3,7}{3,7} = 1 \in [0,8;1,25] \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\rightarrow$  condition vérifiée.

$\rightarrow$  On applique la **Méthode forfaitaire**.

**Le calcul par la méthode forfaitaire :**

$$Q_U = 5,78 \text{ KN/ml}$$

$$Q_S = 4,21 \text{ KN/ml}$$

#### III.5.1.1-calcul des moments fléchissent :

a) calcule de  $M_0$  ( $L=3.7\text{m}$ )

$$ELU : M_0^U = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5,78 \times 3,7^2}{8} = 9,89 \text{ kn.m}$$

$$ELS : M_0^S = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4,21 \times 3,7^2}{8} = 7,2 \text{ kn.m}$$

**B)- moment en appuis :**

E.L.U :

$$M_A = M_H = -0,2(M_0) = -0,2 \times 9,89 = -1,97 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_G = -0,5\max(M_0) = -0,5\max(9,89) = -4,94 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = -0,4\max(M_0) = -0,4\max(9,89) = -3,95 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$M_A = M_H = -0,2(M_0) = -0,2 \times 7,2 = -1,44 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_G = -0,5\max(M_0) = -0,5\max(7,2) = -3,6 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = -0,4\max(M_0) = -0,4\max(7,2) = -2,88 \text{ kN.m}$$

**C)-moment en travées :**

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{1}{4,48+1} = 0,18$$

- Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

**Travées AB, GH : (travées de rive)**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,18)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,18}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1,05)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ 0,62M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_0 \\ 0,62 M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_{AB}^u = 0,7 \times 9,89 = 6,92 \text{ kn.m}$$

$$M_{AB}^s = 0,7 \times 7,2 = 5,04 \text{ kn.m}$$

**Travées BC, FG : (Travée intermédiaire)**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,18)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,4M_0 + 0,5M_0)}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,18}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6M_0 \\ 0,52M_0 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{BC}^u = 0,6 \times 9,89 = 5,93 \text{ kn.m}$$

$$M_{BC}^s = 0,6 \times 7,2 = 4,32 \text{ kn.m}$$

**Travées CD, DE, EF : (Travée intermédiaire)**

$$M_{BC}^u = 0,65 \times 9,89 = 6,42 \text{ kn.m}$$

$$M_{BC}^s = 0,65 \times 7,2 = 4,68 \text{ kn.m}$$

-Moment sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

les appuis	M(KN.M)	
	ELU	ELS
1	1,97	1,44
2	4,94	3,6
3	3,95	2,88
4	3,95	2,88
5	3,95	2,88
6	3,95	2,88
7	4,94	3,6
8	1,97	1,44

**Tableau III.6** Tableaux des moments sur les appuis

-les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau :

TRAVEE	M(KN.M)	
	ELU	ELS
AB	6,92	5,04
BC	5,93	4,32
CD	6,42	4,68
DE	6,42	4,68
EF	6,42	4,68
FG	5,93	4,32
GH	6,92	5,04

**Tableau III.7** Tableaux des moments sur les travées

## D) -Les efforts tranchants :

$$T_{w1} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{1,97 - 4,94}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 9,89KN$$

$$T_{e1} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{1,97 - 4,94}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -11,49KN$$

$$T_{w2} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 3,95}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 10,95KN$$

$$T_{e2} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 3,95}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -10,43KN$$

$$T_{w3} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 3,95}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 10,69KN$$

$$T_{e3} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 3,95}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -10,69KN$$

$$T_{w4} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 3,95}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 10,69KN$$

$$T_{e4} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 3,95}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -10,69KN$$

$$T_{w5} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 3,95}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 10,69KN$$

$$T_{e5} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 3,95}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -10,69KN$$

$$T_{w6} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 4,94}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 10,43KN$$

$$T_{e6} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{3,95 - 4,94}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -10,95KN$$

$$T_{w7} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 1,97}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 11,49KN$$

$$T_{e7} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 1,97}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -9,89KN$$

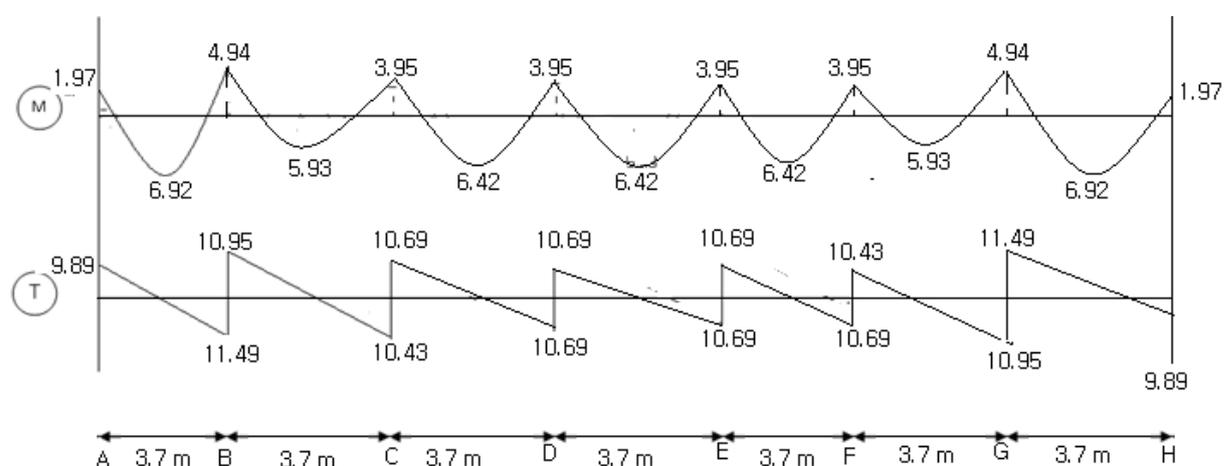


Fig.III.10 Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants

## III.5.2.2 la poutrelle de type 2 :

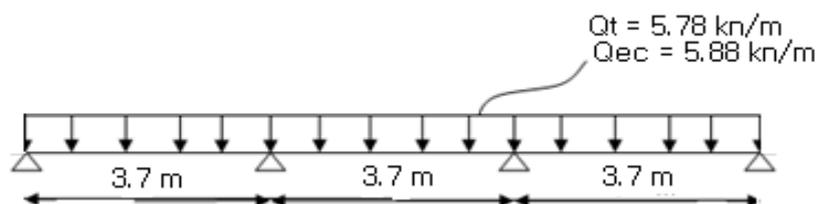


Fig.III .11 Poutrelle type 2

1-  $Q=1 \text{ kn/m}^2 \leq \max(2G, 5) \text{ kn/m}^2 = 10,96 \text{ kn/m}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

2- section constante  $\Rightarrow$  le moment d'inertie est constant  $\rightarrow$  condition vérifiée.

3- on a  $\frac{3,7}{3,7} = 1 \in [0,8;1,25] \rightarrow$  condition vérifiée.

4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\rightarrow$  condition vérifiée.

$\rightarrow$  On applique la Méthode forfaitaire.

**Le calcul par la méthode forfaitaire :**

$$Q_U = 5,78 \text{ KN/m}$$

$$Q_S = 4,21 \text{ KN/m}$$

## III.5.1.1- calcul des moments fléchissent :

a) calcule de  $M_0$  ( $L=3.7\text{m}$ )

$$ELU: M_0^U = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5,78 \times 3,7^2}{8} = 9,89 \text{ kn.m}$$

$$ELS: M_0^S = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4,21 \times 3,7^2}{8} = 7,2 \text{ kn.m}$$

**B)- moment en appuis :**

E.L.U :

$$M_A = M_D = -0,2(M_0) = -0,2 \times 9,89 = -1,97 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_C = -0,5 \max(M_0) = -0,5 \max(9,89) = -4,94 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$M_A = M_D = -0,2(M_0) = -0,2 \times 7,2 = -1,44 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_C = -0,5 \max(M_0) = -0,5 \max(7,2) = -3,6 \text{ kN.m}$$

**C)-moment en travées :**

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{1}{4,48+1} = 0,18$$

- Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

**Travées AB, CD : (travées de rive)**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,18)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,18}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1,05)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,2M_0 + 0,5M_1)}{2} \\ 0,62M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_0 \\ 0,62 M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_{AB}^u = 0,7 \times 9,89 = 6,92 \text{ kn.m}$$

$$M_{AB}^s = 0,7 \times 7,2 = 5,04 \text{ kn.m}$$

Travées BC : (Travée intermédiaire)

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,18)M_0; 1,05M_0] - \frac{(0,5M_0 + 0,5M_0)}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,18}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} 0,55M_0 \\ 0,52M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{BC}^u = 0,55 \times 9,89 = 5,43 \text{ kn.m}$$

$$M_{BC}^s = 0,55 \times 7,2 = 3,96 \text{ kn.m}$$

-Moment sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

les appuis	M(KN.M)	
	ELU	ELS
1	1,97	1,44
2	4,94	3,6
3	4,94	3,6
4	1,97	1,44

Tableau III 8 Tableaux des moments sur les appuis

-les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau :

TRAVÉE	M(KN.M)	
	ELU	ELS
AB	6,92	5,04
BC	5,43	3,96
CD	6,92	5,04

Tableau III.9 Tableaux des moments sur les travées

D) -Les efforts tranchants :

$$T_{w1} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{1,97 - 4,94}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 9,89 \text{ KN}$$

$$T_{e1} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{1,97 - 4,94}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -11,49 \text{ KN}$$

$$T_{w2} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 4,94}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 10,69 \text{ KN}$$

$$T_{e2} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 4,94}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -10,69 \text{ KN}$$

$$T_{w3} = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 1,97}{3,7} + \frac{5,78 \times 3,7}{2} = 11,49 \text{ KN}$$

$$T_{e3} = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{4,94 - 1,97}{3,7} - \frac{5,78 \times 3,7}{2} = -9,89 \text{ KN}$$

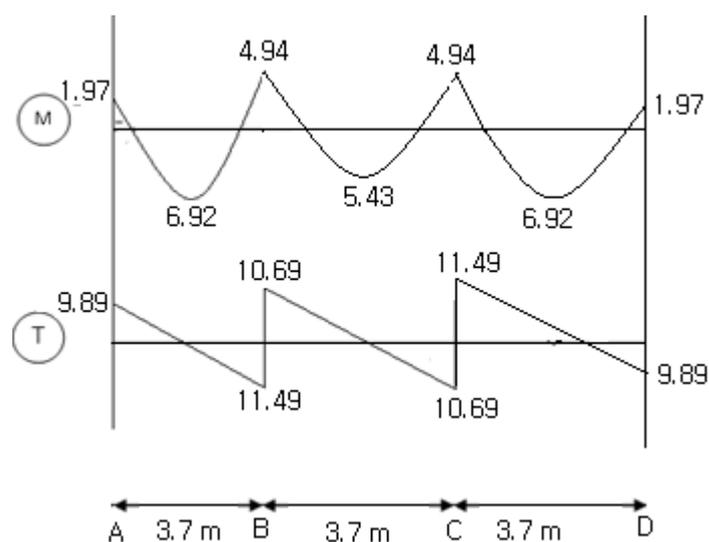


Fig.III.12 Diagramme des efforts tranchant et les moments fléchissent

Type de poutrelle	Méthode de calcul	ELU		ELS		$T_{max}$
		$M_t^{max}$	$M_a^{max}$	$M_t^{max}$	$M_a^{max}$	
1 EC	Forfaitaire	7,14	5,03	5,16	3,63	11,7
1 T	Forfaitaire	6,92	4,94	5,04	3,6	11,49
2 EC	Forfaitaire	7,14	5,03	5,16	3,63	11,7
2 T	Forfaitaire	6,92	4,94	5,04	3,6	11,49
<b>Maximum</b>		<b>7,14</b>	<b>5,03</b>	<b>5,16</b>	<b>3,63</b>	<b>11,7</b>

Tableau III.10 : Les sollicitations maximales des poutrelles

### III.5.6 calcul du ferrailage :

#### III.5.6.1 ELU :

$M_{tab}$  : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si  $M_{tab} < M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si  $M_{tab} > M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$ .

#### 1) En travée :

##### a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t^{max} = 7,14 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

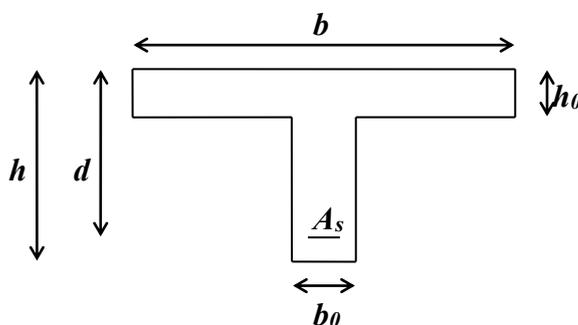


Figure III.13 Dimensions des poutrelles

$$\text{Avec ; } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e E 400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 59072 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 7140 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

**b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7140}{65 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7140}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

**c) condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

**2) En appui:**

$$M_a^{\max} = 5,03 \text{ kN.m}$$

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées ( $A'$ ):

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5030}{12 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,0911 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc ( $A'$ ) n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,119$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,952$$

$$\beta = 0,952$$

$$A = \frac{5030}{0,952 \cdot 18 \cdot 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

**III.5.6.2 Vérification à E.L.S :****1) En travée :**

$$H = \frac{b \times h^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3,39(18 - 4) = -16,68 \leq 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la nervure → Section en T

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15 \times A}{b_0} = \frac{(65 - 12)4 + 15 \times 3,39}{12} = 21,9 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h^2 + 15 \times A \times d}{b_0} = \frac{(65 - 12)4^2 + 15 \times 3,39 \times 18}{12} = 146,9 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -21,9 + \sqrt{21,9^2 + 146,9} = 3,13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3 - (b - b_0)(Y_1 - h_0)^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 11919,81 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{5160}{11919,81} = 0,43$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,43 \times 3,13 = 1,35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1,35 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \text{condition vérifier}$$

Choix des armatures :

$$3\text{T}12 \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

## 2) En appuis :

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant  $\sigma_s$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{5030}{3630} = 1,383$$

$$\alpha = 1,383 < \alpha = 1,40 \rightarrow \text{c.v}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

-Choix des armatures : 2T10 →  $A=1,57 \text{ cm}^2$

### 3) Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11700}{120 \times 180} = 0,541 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,541 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

### 4) Diamètre des armatures transversales

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

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

Avec :

$h_t$  : Hauteur totale de la poutrelle.

$\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b_0$  : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,571 ; 1,2 ; 1,2)$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

### 5) Ancrage des barres

#### a) Contrainte d'adhérence limite

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{fj}$$

$$\begin{cases} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

#### b) Longueur de scellement droit :

C'est la longueur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = 1 \cdot \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,3 \text{ cm}$$

### 6) Ancrage des armatures :

#### a) Rayon de courbe minimal :

$r = 5,5\phi$  Pour la barre à haute adhérence  $f_e E400$

$$L = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,3 = 14,12 \text{ cm}$$

$$r = 5,5 \times \phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

$$L_1 = L - 3,5\phi = 14,12 - 3,5 = 10,62 \text{ cm}$$

$$L_3 = 6\phi = 6 \text{ cm}$$

$$L_1 + 2,56L_3 > L_s - 3,92 \times r$$

$$L_1 + 2,56L_3 = 10,62 + (2,56 \times 6) = 26 \text{ cm}$$

$$L_s - 3,92 \times r = 35,3 - (3,92 \times 5,5) = 13,74 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 26 > 13,75 \Rightarrow \text{c.v}$$

On prend :

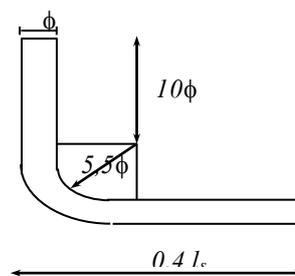


Figure III.14 Schéma de l'ancrage courbe

7) L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

a) Vérification des armatures longitudinales :

$$A \geq 1.15 \frac{T_{max}}{f_e} \Rightarrow A \geq 1.15 \frac{11.7 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\Rightarrow A \geq 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,33 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c.v}$

b) Vérification de la compression du béton :

$$\tau_{bc} = \frac{2 \times T_{max}}{b_0 a} \leq 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On a :  $a = b_p - c_r - 2$

$$b_p = 30 \text{ cm (longueur de la poutre)}$$

$$c_r = \max e = 2.5 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi = 10 \text{ mm} \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Alors  $c_r = 30 - 2,5 - 2 = 25,5 \text{ cm}$

$$\tau_{bc} = \frac{2 \times T_{max}}{b_0 a} = \frac{2 \times 11,7 \times 10^{-3}}{0,12 \times 25,5 \times 10^{-2}} \leq 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1,5}$$

$$0,76 \text{ Mpa} \leq 14,16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{c.v}$$

8) Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{At \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min((16,2); (25,53), (66))$$

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

La longueur des armatures d'appuis (2T10) c'est 80 fois le diamètre

L= 80 cm dans les deux cote

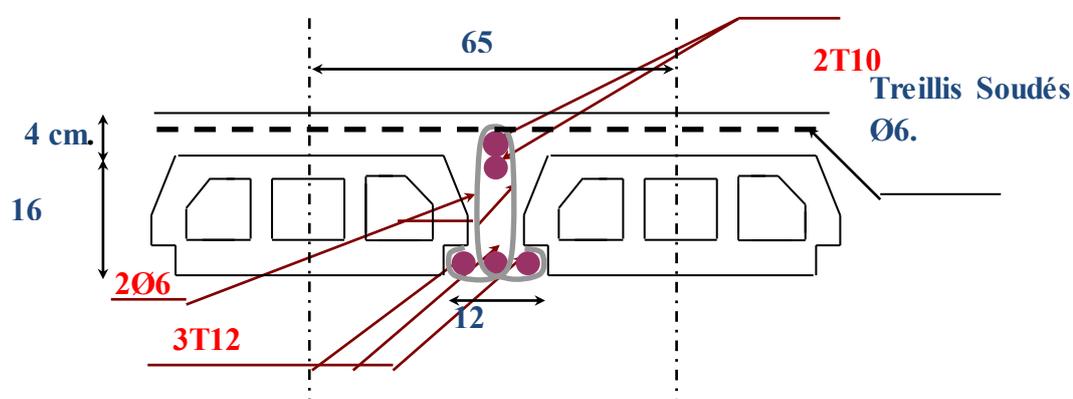


Figure III.15 ferrailage de poutrelle

### 9) Calcul de la flèche :

#### a) Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t.service}}{M_{a.service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec:  $L$  : La portée de la travée entre nus d'appui.

$h$  : La hauteur totale de la section droite.

$d$  : La hauteur utile de la section droite.

$b_0$  : La largeur de la nervure.

$M_{tservice}$  : Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{aservice}$  : Le moment en appui maximal à E.L.S.

$A$  : La section des armatures tendue.

$f_e$  : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPA).

#### b) Vérification des conditions

$$A. \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{415} = 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$B. \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{415} = 0,048 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{8,94}{4,2} = 0,212 \rightarrow C.N.V$$

$$C. \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N..V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$G$  : Charge permanente après mise en place des cloisons.

$P$  : Charge Totale ( $P = G +$  charge d'exploitation).

$J$  : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 520 \text{ Kg}/m^2 \\ P = 520 + 150 = 670 \text{ Kg}/m^2 \\ J = 520 - 75 = 445 \text{ Kg}/m^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,65 \text{ m } \begin{cases} G = 5200 \times 0,65 = 3380 \text{ N/ml} \\ P = 6700 \times 0,65 = 4355 \text{ N/ml} \\ J = 4450 \times 0,65 = 2892,5 \text{ N/ml} \end{cases}$$

**c) Calcul des moments fléchissant**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,71 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{3380 \times (4,15)^2}{8} = 5166,31 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{4355 \times (4,15)^2}{8} = 6656,6 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{2892,5 \times (4,15)^2}{8} = 4421,17 \text{ N.m.} \end{array} \right.$$

**d) Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**e) Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \times 3,39 \times 3}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \times 3,39}$$

$$y_G = 12,66 \text{ cm}$$

**f) Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,66)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,66 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,66)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 12,66)^2$$

$$I_g = 35521,56 \text{ cm}^4$$

**g) Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\text{D'après le B.A.E.L 83 : } \rho_1 = \rho \cdot 100 = 1,5 \longrightarrow \beta_1 = 0,837$$

**h) Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5166,31}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 101,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6656,6}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 130,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4421,17}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 86,56 \text{ MPa}$$

**i) Calcul de  $\mu_g, \mu_p, \mu_j$  :**

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 101,15 + 2,1} \right] = 0,550$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 130,33 + 2,1} \right] = 0,629$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 86,56 + 2,1} \right] = 0,496$$

**j) Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right) \times 0,015} = 2,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right) \times 0,015} = 1,09$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 35521,56}{(1 + 2,74 \times 0,550)} = 15585,84 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 35521,56}{(1 + 1,09 \times 0,550)} = 24428,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 35521,56}{(1 + 2,74 \times 0,629)} = 14347,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 35521,56}{(1 + 2,74 \times 0,496)} = 16563,39 \text{ cm}^4$$

**k) Calcul de flèche (total et admissible)**

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{5166,31 \times (415)^2}{10 \times 32164,19 \times 15585,84} = 0,177 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{5166,31 \times (415)^2}{10 \times 10818,86 \times 24428,7} = 0,336 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{4421,17 \times (415)^2}{10 \times 32164,19 \times 16563,39} = 0,143 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{6656,6 \times (415)^2}{10 \times 32164,19 \times 14347,08} = 0,248 \text{ cm}$$

**l) La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,336 - 0,143) + (0,248 - 0,177)$$

$$\Delta f_t = 0,264 \text{ cm}$$

**m) La flèche admissible**

$$\text{Pour } L = 415 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

Donc  $\Delta f_t = 0,264 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,83 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée

**III-6. Dalle pleine :**

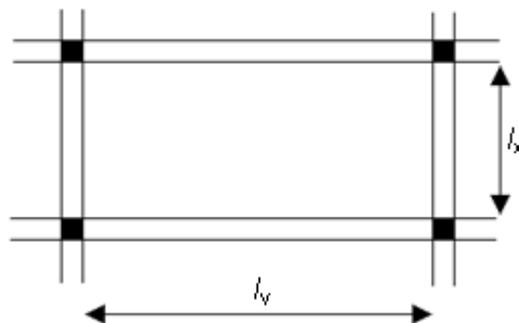
Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée  $l_y$ , petite portée  $l_x$ , épaisseur  $h_d$ ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

**Méthode de calcul :**

La méthode de calcul dépend de la valeur  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Pour  $\rho < 0,4$  ; les dalles portent dans un seul sens (Fig.a.)

Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les dalles portent selon deux directions (Fig.b.).



**Figure III.16 :** Les dalles pleines

Les dalles de notre structure portent dans deux directions & le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est déterminé sur les points suivants :

-La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;

-Considérons 2 bandes :

L'une de largeur «  $d_x$  » ;

L'autre de longueur «  $d_y$  » ;

Et une charge élémentaire  $P$  appliquée sur la partie commune aux deux bandes.

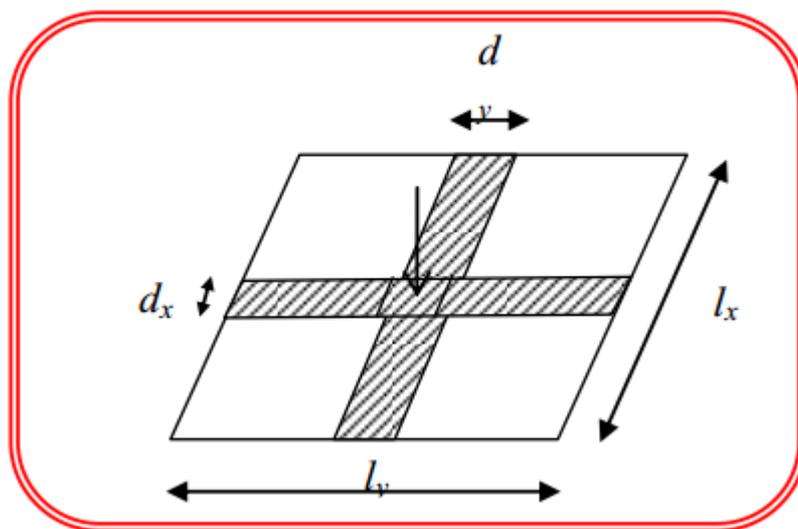


Fig. III.17. Hypothèse de calcul de la dalle pleine.

**Constatations :**

Chaque bande se déforme

Chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives ;

Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

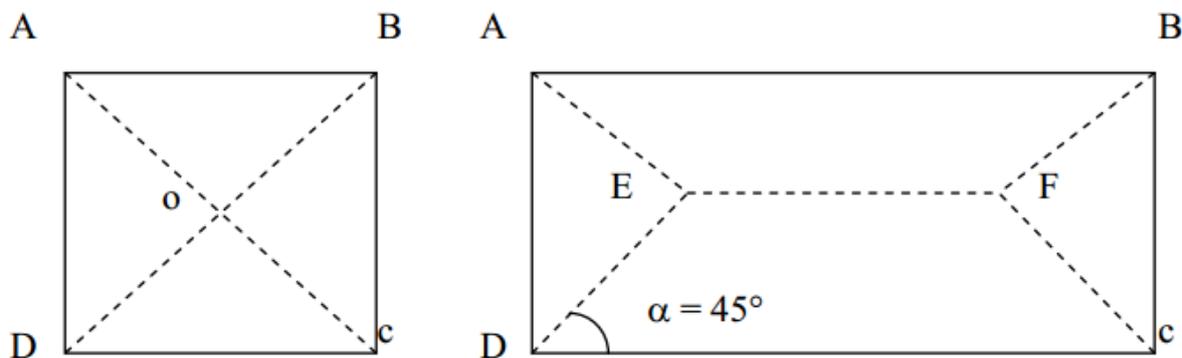


Fig.III.18 : Les lignes de rupture déterminées par essai de chargement.

**-Conclusion :**

Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement;

Les aciers sont porteurs dans les deux sens.

**Evaluation des moments :**

En travée sont estimés forfaitairement par la méthode suivante :

Les moments sur appuis et **Calcul la charge par unité d'aire:**

$$P = 1,35G + 1,5Q \quad \text{à l'ELU}$$

$$P = G + G \quad \text{à l'ELS}$$

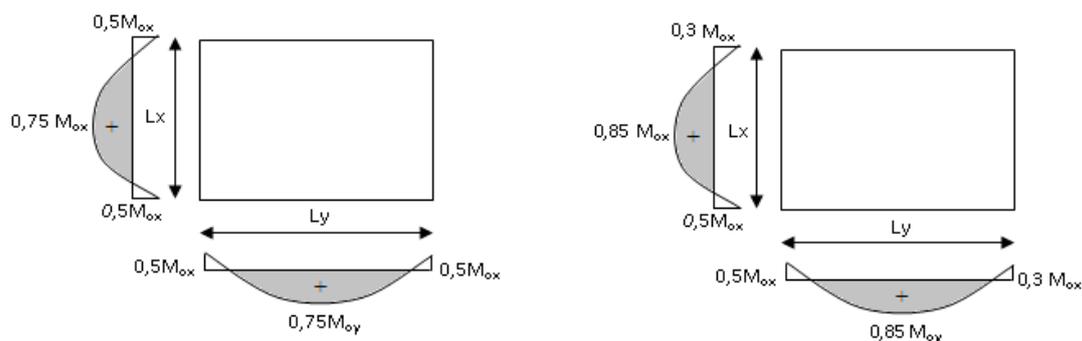
**2-Calcul des moments de flexion maximaux  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  au centre de la dalle en la considérant sur son contour :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Avec :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport  $l_x/l_y$ . [BAEL 91/ annexe E3]



**Fig.III .19** Panneaux de dalle

**Pour les panneaux de rive:**

$$\left. \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ \text{Moments en travée} \\ M_{aix} = - 0,5 M_{0x} \\ \text{Moments sur appuis intermédiaires} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{ty} = 0,85 M_{0y} \\ \\ \\ M_{aiy} = - 0,5 M_{0y} \end{array}$$

$$M_{arx} = - 0,3 M_{0x} \quad \left\{ \right.$$

Moments sur appuis de rive  $M_{ary} = - 0,3 M_{oy}$

En respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1.25 M_0$$

**Remarque :**

$M_{ox}$  et  $M_{oy}$  donnés par cette méthode, sont applicables que pour un panneau de dalle de forme régulière (rectangulaire uniformément chargé).

**Efforts tranchants :**

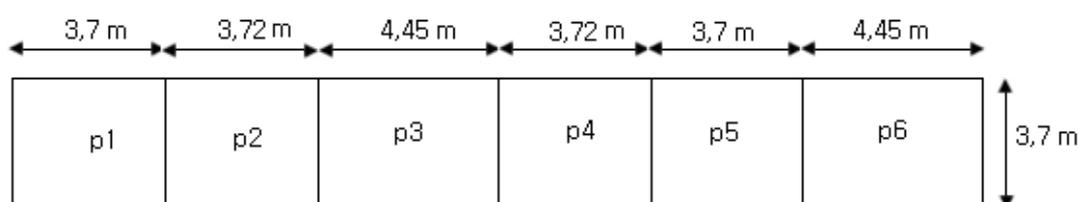
Pour une charge totale  $P$  uniformément répartie sur toute la surface de la dalle .a et b sont les dimensions de la dalle telle que ( $a < b$ )

Effort tranchant par unité de longueur d'appui  $\left\{ \begin{array}{l} \text{maximum : au milieu du plus grand coté} \\ \rightarrow T_{\max} = P/(2b + a) \\ \text{Minimum : au milieu du plus petite coté} \\ \rightarrow T_{\min} = P/3b \end{array} \right.$

**Planchers à dalle pleine :**

**Type 1:**(panneaux intermédiaire dont deux appuis assurent un encastrement partiel) **P2,P3 ,P4**

**Type 2 :**(panneaux de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel) **P1,P5, P6**



**Fig.III 20** les panneaux de la dalle plein

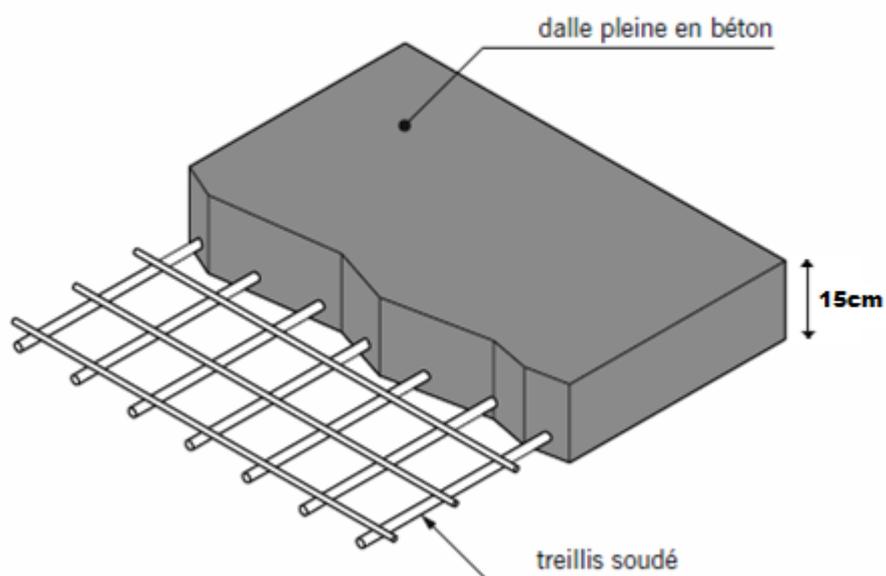


Fig. III 21 : dalle plein

$G=5,99 \text{ kn/m}^2$

$Q=5 \text{ kn/m}^2$

Pour une bande de 1 m de largeur on trouve :

**ELU**→ $q_u= 1,35 G + 1,5 Q = 15,58 \text{ KN/m}^2$

**ELS**→ $q_{ser} = G + P = 10,99 \text{ KN/ml}$

$p_{\text{anneau}}$	$l_x$	$l_y$	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	ELU (daN.m)			ELS(daN.m)		
						$q_u$	$M_x^u$	$M_y^u$	$q_s$	$M_x^s$	$M_y^s$
1	3,7	3,7	1	0.0368	1	15.85	798,5	798,5	10.99	553,7	553,7
2	3,7	3,72	0.994	0,037	0,98	15.85	802,8	786,8	10.99	556,7	545,5
3	3,7	4,45	0.831	0,0531	0,649	15.85	1152,2	747,8	10.99	798,9	518,5
4	3,7	3,72	0.994	0.037	0,98	15.85	802,8	786,8	10.99	556,7	545,5
5	3,7	3,7	1	0.0368	1	15.85	798,5	798,5	10.99	553,7	553,7
6	3,7	4,45	0.831	0,0531	0,649	15.85	1152,2	747,8	10.99	798,9	518,5

Tableau .III.11 : Moments de flexion maximaux ( $M_{0x}$  et  $M_{0y}$ )

Combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_a$ (daN.m)	-576,1	-399,45	-399,25	-276,85
$M_t$ (daN.m)	979,37	679,06	678,72	470,64

figure III.12 : Les moments dans les 2 sens de la dalle plein

### III.5.6.1 Calcul des ferrillages :

La dalle ferrillée en deux sens en fonction de  $M_x$ ,  $M_y$ .

le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{15,58}{10,99} = 1,442$$

$$\mu_{lu} = (3400\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,307$$

1) Selon X :

a) En travée :

$$M_t = 9,79 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,79 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0378$$

$$\mu_{bu} = 0,0378 < \mu_{lu} = 0,307 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,048$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,132 \text{ m}$$

Section de l'acier

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,79 \times 10^3}{13,2 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

$$M_a = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,76 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0223$$

$$\mu_{bu} = 0,0223 < \mu_{lu} = 0,307 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,028$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1335 \text{ cm}$$

Section de l'acier

$$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,76 \times 10^3}{13,35 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

2) Selon Y :

a) En travée :

$$M_t = 6,78 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,78 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0261$$

$$\mu_{bu} = 0,0261 < \mu_{lu} = 0,307 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,033$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1332$$

Section de l'acier

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,78 \times 10^3}{13,32 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

$$M_a = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,99 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0154$$

$$\mu_{bu} = 0,0154 < \mu_{lu} = 0,307 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0194$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1339 \text{ m}$$

Section de l'acier

$$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,99 \times 10^3}{13,39 \times 348} = 0,855 \text{ cm}^2$$

### III.5.6.2 Sections minimales des armatures :

#### 1) Selon y :

Pour l'acier : FeE400

$$A_{ymin} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{ty} = 1,46 \text{ cm}^2 \geq A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 0,855 \text{ cm}^2 \leq A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{ty} = 1,46 \text{ cm}^2$

$$A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2$$

#### 2) Selon x :

$$A_{x min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y min} = \frac{3 - 0,831}{2} \times 1,2 = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx min} = A_{ax min} = 1,3 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{tx} = 2,13 \text{ cm}^2$

$$A_{ax} = 1,3 \text{ cm}^2$$

### 3) Choix des aciers :

#### a) Sens $L_x$ :

$$A_{tx} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h_0; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

On adopte :  $S_t = 33 \text{ cm}$

**Choix des armatures T12**

**b) Sens  $L_y$  :**

$$A_{ty} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(4h_0; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 15; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(60; 33\text{cm})$$

On adopte :  $S_t = 33 \text{ cm}$

**choix des armatures T12**

**c) Chapeau :**

$$A_{ty} = 1,46 \text{ cm}^2 ; A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 33\text{cm}$$

**Choix des armatures T12**

Donc les sections adoptées sont :

		<i>Section</i>	<i>Espacement (cm)</i>
<i>Selon X</i>	<i>Travée</i>	T12	33
	<i>Appui</i>	T12	33
<i>Selon Y</i>	<i>Travée</i>	T12	33
	<i>Appui</i>	T12	33

**Tableau.III.13:** ferrailages de la dalle plein

**d) Vérification de l'effort tranchant :**

Sollicitations ultimes :

$$\alpha = 0,831 \geq 0,4$$

$$T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{15,85 \times 3,7}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,831}{2}} = 20,71 \text{ kn}$$

$$T_{uy} = \frac{q_u l_x}{2} = \frac{15,85 \times 3,7}{2} = 29,32 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{29,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,217 \text{ Mpa} < \tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{c. v}$$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme

## IV.1 Acrotère :

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ( $N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$ ) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

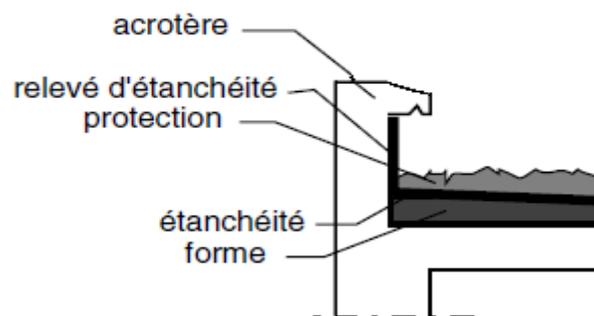


Figure.IV.1 : Acrotère en béton armé.

### IV.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

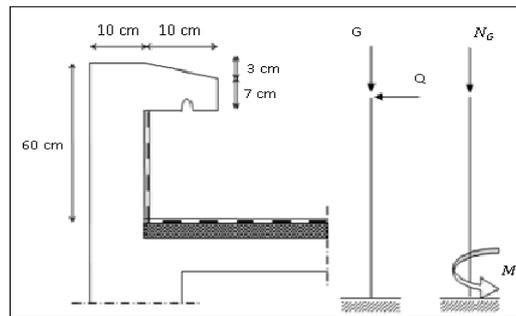
$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$



**Figure.IV.2** : Dimensions de l'acrotère.

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

f)

Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**IV.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,31 \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

–  $0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

#### IV.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

##### IV.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15}$$

$$= 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

$A_{fs}$  : Section d'armatures en flexion simple ;

$A_{fc}$  : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

##### IV.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On adopt  $4\Phi 6$  p.m. ;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit : 4Φ6 p.m.

#### IV.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left( 0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

##### IV.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

##### IV.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

##### IV.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

#### IV.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08

$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,71 \text{ kN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$  ; Condition vérifiée

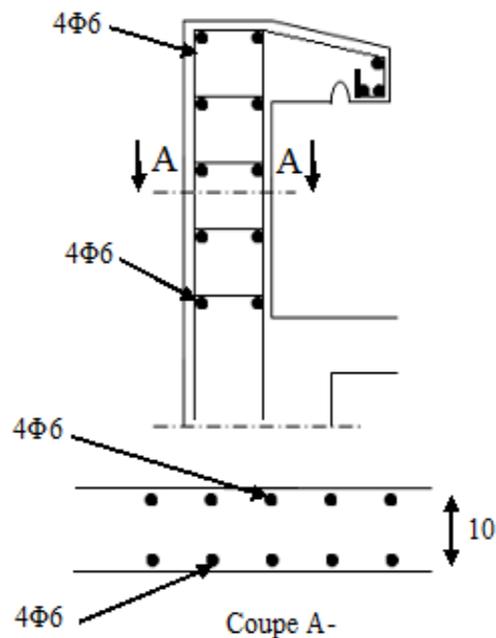


Figure IV.3 : Ferrailage de l'acrotère.

## IV.2 Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

On a :

$L_y$ : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ;  $L_y = 4.45 \text{ m}$

$L_x$ : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ;  $L_x = 1,55 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,55}{4,45} = 0,34 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{155}{20} = 7.75 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique :  $e \geq 12 \text{ cm}$  ;
- Sécurité en matière d'incendie :  $e > 11 \text{ cm}$  pour 2 heures de coup feu.

On adopte :  $e = 15 \text{ cm}$ .

### IV.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

#### a) Décente des charges :

Revêtement en carrelage (2 cm) :  $2 \times 0,20 \dots \dots \dots = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de pose (2 cm) :  $2 \times 0,20 \dots \dots \dots = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Sable fin pour mortier (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,19 \dots \dots \dots = 0,29 \text{ kN/m}^2$

Enduit en ciment (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,18 \dots \dots \dots = 0,27 \text{ kN/m}^2$

Dalle pleine (15 cm) :  $15 \times 0,25 \dots \dots \dots = 3,75 \text{ kN/m}^2$

---


$$\mathbf{G = 5,11 \text{ kN/m}^2}$$

$$\mathbf{Q = 3,50 \text{ kN/m}^2}$$

#### b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

### IV.2.1.1 Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 4.45 m.

a) Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 m = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 m = 1,43 kN$$

$$D'où : P_{u mur} = 1,35 P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 kN$$

b) Poids de l'enduit en ciment :

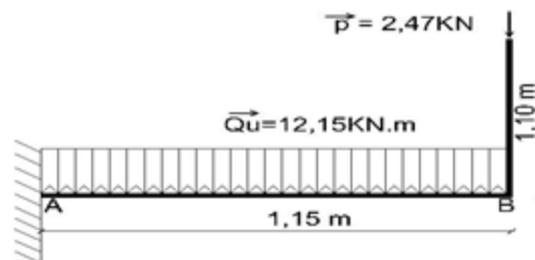
$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 m = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 m = 0,4 kN$$

$$D'où : P_{u enduit} = 1,35 P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 kN$$

c) Charges totales :

$$P_u = P_{u mur} + P_{u enduit} = 1,93 + 0,54 = 2,47 kN$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,43 + 0,4 = 1,43 kN$$



**Figure IV.4 :** Schéma statique montrant les charges que subit le balcon type 1.

d) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,55^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,55) = -18,42 kN.m$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,55) + 2,47 = 21,30 kN$$

### IV.2.1.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 cm$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,42 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,071 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,536$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,42 \times 10^3}{0,536 \times 13,50 \times 348} = 7,31 cm^2$$

On adopte 4T16 et  $A_{adpt} = 8,04 cm^2$  et  $S_t = 25 cm$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 cm^2$$

On prend 4T12, et  $A_{adp} = 4,52 \text{ cm}^2$  l'espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### IV.2.1.3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{21,30 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{21,30 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 15,08 \times 10^2} = 1,16 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues 4T16=3.77

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$  Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$  Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8,61 \times 1,55^2}{2} - (1,43 \times 1,55) = -12,55 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 120,6 y - 1628,1 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 311075,64 \\ y_1 = -6,78 \\ y_2 = 4,37 \end{cases} \rightarrow y_2 = 4,37 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,37^3}{3} + ((15 \times 8,04)(13,50 - 4,37)^2) = 12834,6 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{12,55 \times 10^3}{12834,62} \times 4,37 = 4,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,27 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{12,55 \times 10^3}{12834,62} \times (13,50 - 4,37) = 133,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 133,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 8,04 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 8,04)} = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,06 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,94^3}{3} + \frac{100 \times 7,06^3}{3} + (15 \times 8,04) \times (13,50 - 7,94)^2 \\ &= 32143,57 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Calcul de la flèche :

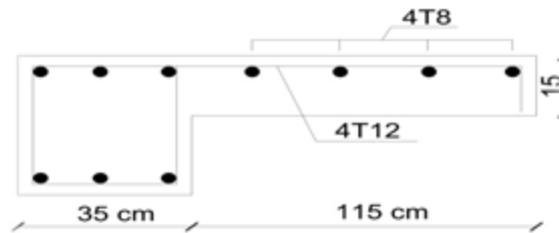
$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,55^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 32143,57} \times \left[ \frac{8,61 \times 1,55}{8} + \frac{1,43}{3} \right]$$

$$= 0,077 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{155}{250} = 0,62 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,077 \text{ cm} < F_{adm} = 0,62 \text{ cm}$  ; Condition vérifiée

**IV.2.1.4 Schéma du ferrailage :**



**Figure IV.5:** Ferrailage du balcon.

On a deux types de balcon :

Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont :

Type 01 : 4T16 ;  $A_{adpt} = 8,04 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$  .  $L_y = 4,00 \text{ m}$  et  $L_x = 1,15 \text{ m}$ ,  $e = 15 \text{ cm}$ .

Type 02 : 4T16 ;  $A_{adpt} = 8,04 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$  .  $L_y = 3,70 \text{ m}$  et  $L_x = 1,62 \text{ m}$ ,  $e = 15 \text{ cm}$ .

### IV.3 La cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, où il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

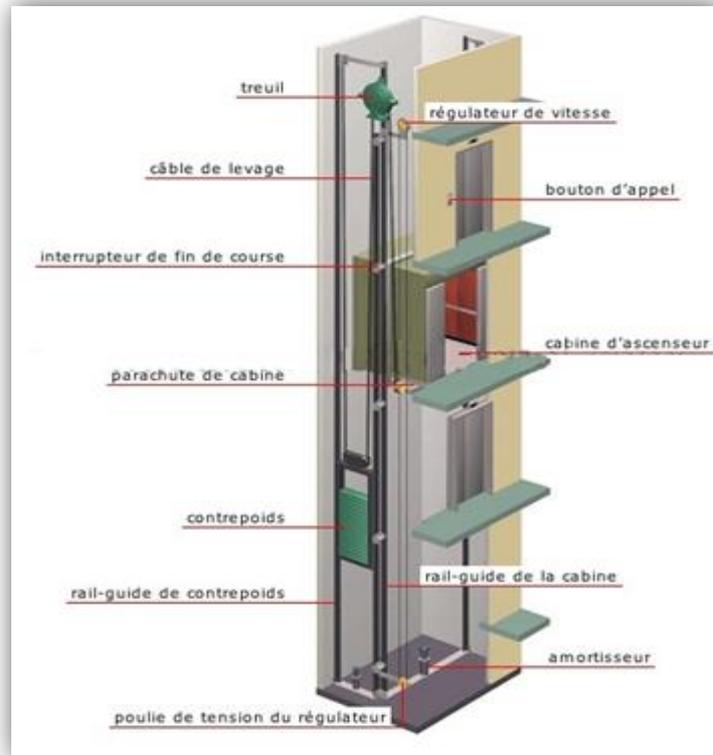


Figure IV.6 : Schéma d'un ascenseur.

### IV.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

$P_m$  : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

$Q$  : La charge en cabine ;

$P_p$  : Le poids de contrepoids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$ .

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine :  $L_c=1,30$  m

Langueur de la cabine :  $P_c=1,51m$

Hauteur :  $H_c=2,20m$

La largeur de passage libre :  $L_p=0,8m$

La hauteur de passage libre :  $H_p=2,00m$

La hauteur de la course :  $C=36,72m$

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,51) + 1,3) \times 2,20 = 9,5 m^2$ .

On prend  $h_0 = 15 cm$ , comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,5 m^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,4 \times 2 = 218,5 kg$
Poids du plancher : $S = 1,3 \times 1,51 = 1,96 m^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 1,96 = 215,6 kg$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 1,96 = 39,92 kg$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,3) = 164 kg$
Poids de parachute :	$M_5 = 120 kg$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 kg$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 30 \times 2 = 60 kg$
Poids de la porte de la cabine : $S = 2 \times 0,8 = 1,6 m^2$	$M_8 = 80 + (2 \times 1,6 \times 25) = 160 kg$

**Tableau IV.1** : Poids des composants de l'ascenseur.

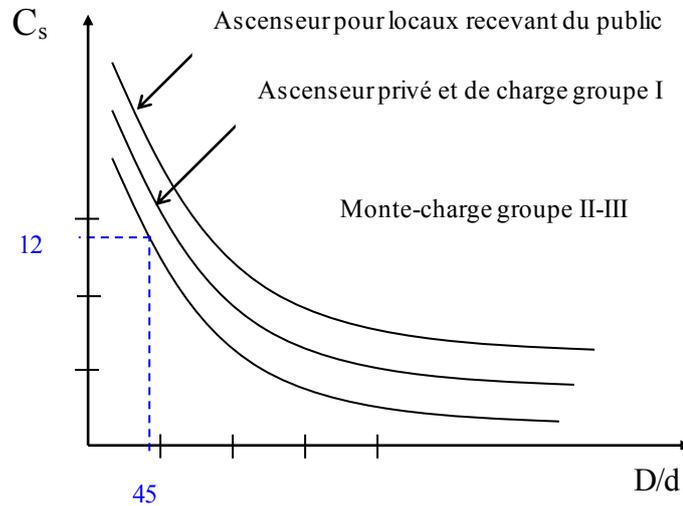
- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^{12} M_i = 1058,02 kg$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1058,02 + \frac{675}{2} = 1395,52 kg$

### IV.3.2 Calcul de la charge total $q_u$ :

#### IV.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $D/d$  ( $D$  : diamètre de la poulie et  $d$  : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$



On a :  $C_r = C_s \times M$

Avec :

$C_s$  : Coefficient de sécurité du câble et  $C_s = 12$  ;

$C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et :  $M = Q + P_m + M_g$

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  donc :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc :  $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1058.02) = 20796,24 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{20796,24}{0,85} = 24466,16 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec:

$m$  : Type de mouflage (2brins, 3brins, ...);

$n$  : Nombres des câbles.

Pour un câble de  $d=12,22\text{m}$  et  $m=2$  on a :  $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24466,16}{8152 \times 2} = 1,50$$

On prend :  $n = 4$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

#### IV.3.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

$m$  : La masse linéaire du câble,  $m = 0,515 \text{ kg} / \text{m}$  ;

$n$  : Nombre des câbles,  $n = 4$  ;

$L$  : Longueur du câble,  $L = 36,72 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 36,72 = 75,64 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1058,02 + 75,64 = 1808,66 \text{ kg}$$

#### IV.3.2.3 Vérification de $C_r$ :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{24466,16}{1808,66} = 13,52 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.3.2.4 Calcul de la charge permanente total $G$ :

$$\text{On a : } P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1058,02 + 1395,52 + 1200 + 75,64 = 3729,18 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6046,89 \text{ kg}$$

#### IV.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 6046,89 \text{ kg}$ .

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6046,89}{4} = 1511,72 \text{ kg} / \text{m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_0$  : La charge de calcul à l'E.L.U ;

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

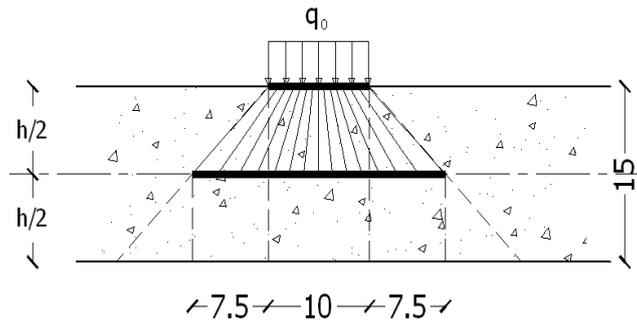


Figure.IV.7 : Répartition des charges.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1511,72$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### IV.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

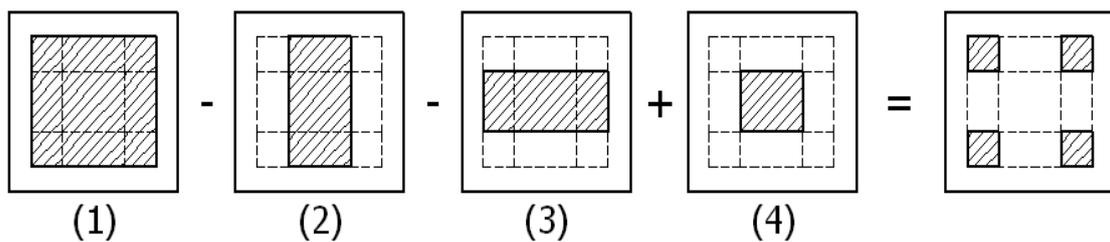
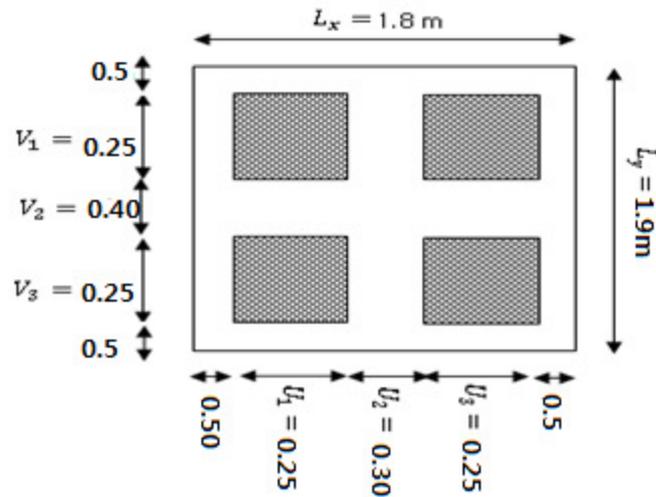


Figure.IV.8 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.



**Figure IV.9** : Dessin montrant la concentration des charges.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 80\text{ cm} \\ V = 90\text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 30\text{ cm} \\ V = 90\text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 80\text{ cm} \\ V = 40\text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 30\text{ cm} \\ V = 40\text{ cm} \end{cases}$$

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$\nu$  : le coefficient de Poisson.

$$\text{Al'E.L.U } (\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A ( $25 \times 25$ )  $\text{cm}^2$  est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1511,72}{0,25^2} = 24187,52\text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,8\text{ m}$  et  $L_y = 1,9\text{ m}$ .

**TableauIV.2** : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P = P'.S [kg]	$M_x$ [kg.m]	$M_y$ [kg.m]
1	0,44	0,47	0,118	0,098	0,720	17415,014	2054,97	1706,67
2	0,17	0,47	0,178	0,132	0,270	6530,630	1162,45	862,04
3	0,44	0,21	0,128	0,123	0,320	7740,006	990,72	952,02
4	0,17	0,21	0,214	0,195	0,120	2902,502	621,14	565,99

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 522,934 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 458,595 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 1,8 \text{ m et } L_y = 1,9 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

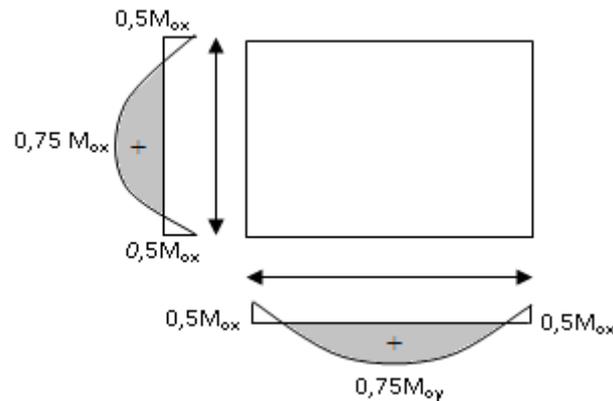
- Poids propre :  $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,8}{1,9} = 0,95$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens  $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$



**FigureIV.10** : Moments de la dalle.

$$\alpha = 0,95 \rightarrow \mu_x = 0,041 \text{ et } \mu_y = 0,8875$$

$$\text{Donc} : M_{x2} = 87,17 \text{ kg.m et } M_{y2} = 77,36 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 522,934 + 87,17 = 610,11 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 458,595 + 77,36 = 535,96 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 457,583 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 401,973 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 305,055 \text{ kg / m}$$

#### IV.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a:  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $d = 13,5 \text{ cm}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_s = 348$ ;  $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ ; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

- Sens  $L_x$  :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 457,583 \text{ kg / m} = 4575,83 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4575,83}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,991$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4575,83}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $L_y$  :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 401,973 \text{ kg / m} = 4019,73 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4019,73}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,992$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4019,73}{0,992 \times 13,5 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 305,055 \text{ kg} / \text{m} = 3050,55 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3050,55}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,994$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3050,55}{0,994 \times 13,5 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,81$ , on peut appliquer la formule suivante :

- Sens  $L_y$  :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,86 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens  $L_x$  :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,81}{2} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

- Sens  $L_x$  :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens  $L_y$  :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

$V_x$  et  $V_y$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v$  et  $V_u$  : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,81}{2}} = 420,37 \text{ N} = 0,420 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,8}{3} = 393,75 \text{ N} = 0,393 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcule  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{1511,72}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2015,62 \text{ N} = 2,01 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{1511,72}{3 \times 0,25} = 2015,62 \text{ N} = 2,01 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,420 + 2,01 = 2,43 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,393 + 2,01 = 2,40 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 2,43 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{2,43 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,018 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  ; On vérifie que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### IV.3.6 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3729,18 + 675) \frac{1}{4} = 1101,04 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1101,04}{0,25^2} = 17616,72 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17616,72 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 2,2 \text{ m}$  et  $L_y = 1,9 \text{ m}$ .

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P <sup>ser</sup> [kg/m <sup>2</sup> ]	$M_{0x}$ [kg.m]	$M_{0y}$ [kg.m]
1	0,44	0,47	0,118	0,098	0,720	12684,038	1496,71	1243,03
2	0,17	0,47	0,178	0,132	0,270	4756,514	846,66	627,86
3	0,44	0,21	0,128	0,123	0,320	5637,350	721,58	693,39
4	0,17	0,21	0,214	0,195	0,120	2114,006	452,39	412,23

**Tableau IV.3** : Les résultats des moments isostatiques des

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 380,873 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 334,013 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m et } L_y = 1,90 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre :  $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime :  $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,90} = 0,95$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :  $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,81 \Rightarrow \mu_x = 0,041 \text{ et } \mu_y = 0,8875 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

Donc :  $M_{0xr} = 63,09 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 56 \text{ kg.m}$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 443,97 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 390,01 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 332,979 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 292,51 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 221,98 \text{ kg / m}$$

#### IV.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant  $L_x$  :

a) En travée :

$$M_{tx} = 3329,79 \text{ N / m} ; A_{tX} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3329,79}{6087,13} \times 3,13 = 1,71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,71 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 2219,8 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2219,8}{6087,13} \times 3,13 = 1,14 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,14 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- Suivant  $L_y$  :

a) En travée :

$$M_{ty} = 2925,1 N / m ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2925,1}{6087,13} \times 3,13 = 1,5 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,5 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

### IV.3.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

$$\text{On a: } f_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(40 \text{ cm} ; 36 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant  $L_x$  :

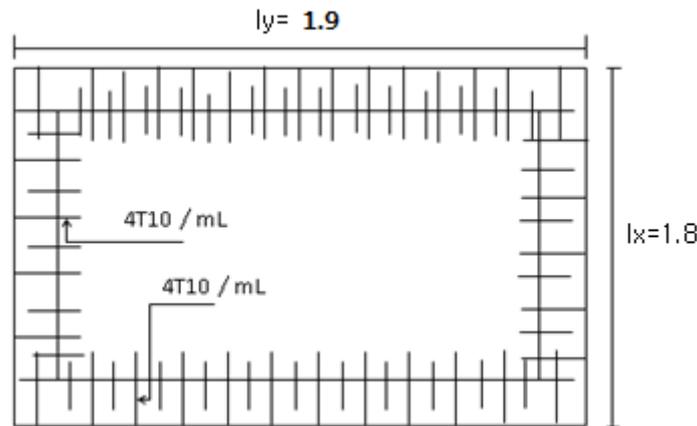
$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant  $L_y$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$



**Figure IV.11** : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

### IV.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être  $\geq 15 \text{ cm}$ .

On adopte une épaisseur  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit :  $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### IV.4 Les escaliers :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la

cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$2h + g = p$  ; avec  $p$  : l'amplitude du pas.

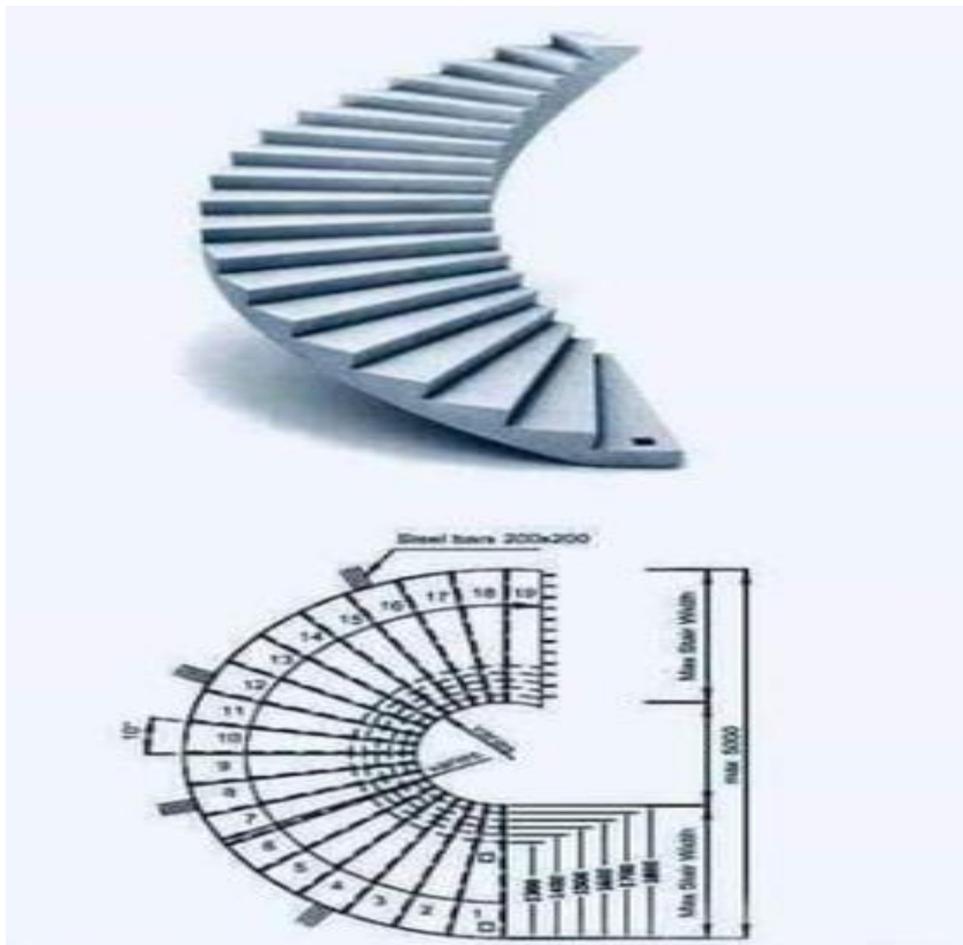
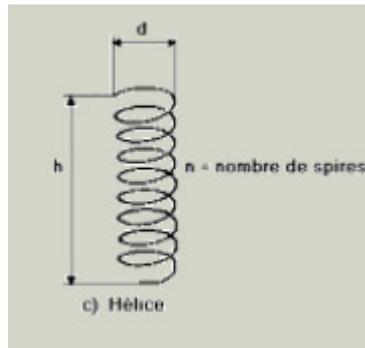


Figure IV.12: Terminologie d'escalier hélicoïdal.

#### IV.4.1- 1<sup>ère</sup> types Etude d'un escalier: SS → RDC

a) Dimensionnement des marches et contre marches :



$$L = \sqrt{n^2 \times d^2 + h^2}$$

L = longueur de hélice

n = symbole de nombre 3.14

n = nombre de spires

d = diamètre

h = hauteur

**Vous pouvez mettre n'importe quelle unité.**

Entrez la valeur n :

Entrez la valeur d :

Entrez la valeur h :

**Calcul de la Longueur d'une hélice : 11.022296805866 en mm, cm ou en m**

(La précision dépend de votre directive précision du microprocesseur).

**Vous pouvez mettre n'importe quelle unité.**

Entrez la valeur n :

Entrez la valeur d :

Entrez la valeur h :

**Calcul de la Longueur d'une hélice : 4.1554788413719 en mm, cm ou en m**

D'après (1), on a :

$$n = \frac{H}{h} \text{ en prend } h = 17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{272}{17} \rightarrow n = 16$$

: n = 16 (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 15$  (nombre de marche)

$$g_1 = 25\text{cm} \quad g_2 = 68\text{cm} \quad \rightarrow \quad g_{equ} = 46\text{cm}$$

$$l_{max} = 11.02\text{m} \quad l_{min} = 4,15\text{m} \quad \rightarrow \quad l_{equ} = 7,42\text{m}$$

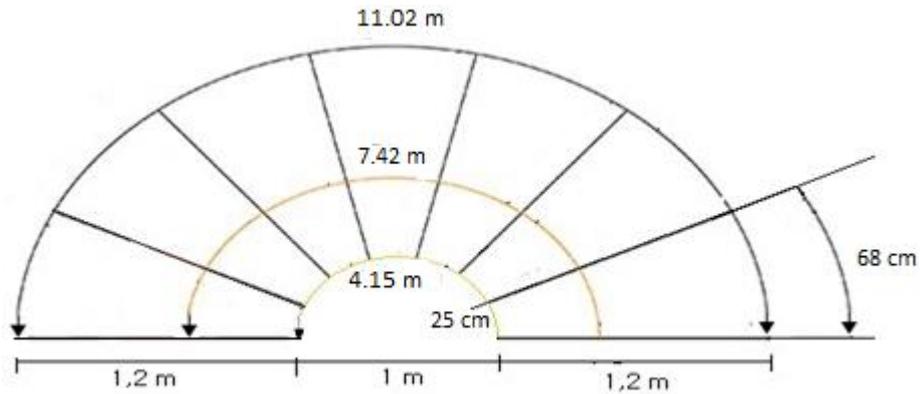


Figure.IV.13 La dimension de l'escalier type 1

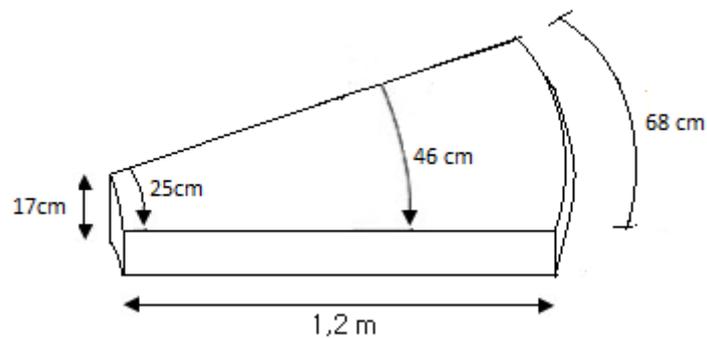


Figure.IV.14 La dimension d'une marche type 1

$$\tan \alpha = \frac{17}{46} = 0,369 \Rightarrow \alpha = 20,28^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,937$$

b) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{1102}{30 \times 0,937} \leq e_v \leq \frac{1102}{20 \times 0,937} \rightarrow$$

$$39,2 \leq e_v \leq 58,8 \quad ; \quad e_v = 40 \text{ cm}$$

## IV.4 .1.1-Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Paillasse:

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,16
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,16
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,40	25,00	10,67
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	0.17	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,23

-Charge permanente :  $G=14,35 \text{ KN/m}^2$ -Surcharge d'exploitation  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ 

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 23,12 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 16,85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} q_{u1} = 23,12 \text{ kN/ml} \\ q_{ser1} = 16,85 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

## IV.4 .1.2-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

- Détermination des réactions :

$$R_a = R_b = \frac{q \times l}{2} = 127,39 \text{ kN}$$

a)-L'effort tranchant :

$$T_a = R_a = R_b = 127,39 \text{ N}$$

b)-Moment fléchissant :

$$M_{\max \text{ travee}} = -\frac{q_u \times L^2}{24} = -\frac{23,12 \times 11,02^2}{24} = -116,98 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_a = -\frac{q_u \times L^2}{12} = -233,97 \text{ kN.m}$$

#### **IV.4 .1.3- Ferrailage:**

$$M_a = 233,97 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 116,98 \text{ kN.m}$$

1) sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 233,97 \text{ kN.m} ; h_{ep} = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{233,97 \times 10^3}{100 \times (36)^2 \times 14,17} = 0,12$$

$$\text{On a : } \beta = 0,936$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{233,97 \times 10^3}{0,936 \times 36 \times 348} = 19,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte (7T20) avec : } A = 21,99 \text{ cm}^2$$

2) en travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 116,98 \text{ kN.m} ; h_{ep} = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{116,98 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,063$$

$$\text{On a : } \beta = 0,967$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{116,98 \times 10^3}{0,967 \times 36 \times 348} = 9,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte (5T16) avec } A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

**IV.4 .1.4. Les vérifications :**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{127,39 \times 10}{100 \times 36} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{0 \text{ ser}} = 170,52 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 14,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 10,46 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 10,46^3}{3} + (15 \times 14,29)(36 - 10,46)^2 = 177966,9 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{170,52 \times 10^3}{177966,9} \times 10,46 = 10,02 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 10,02 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{272}{1102} = 0,24 > 0,033 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{21,99}{100 \times 36} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,006 \geq 0,005 ; \text{ condition vérifiée}$$

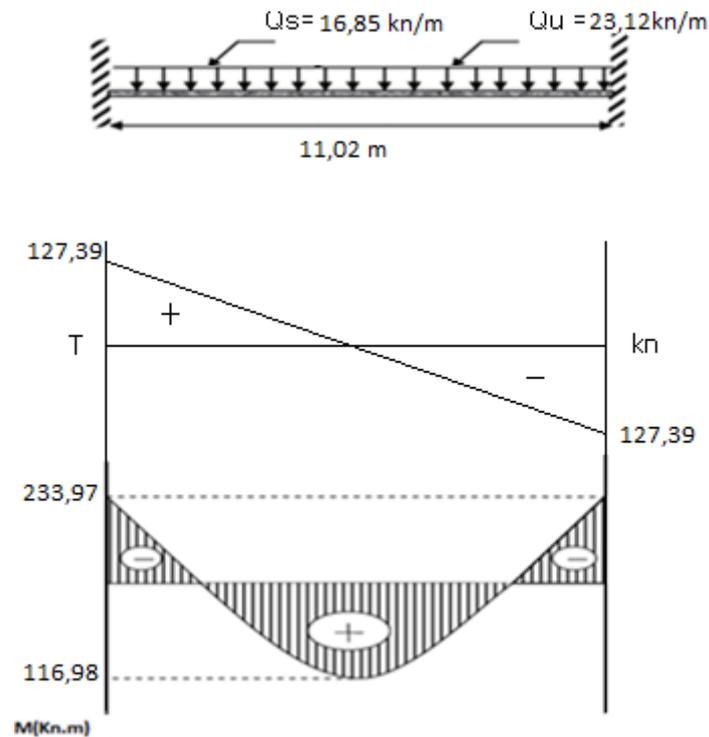


Figure IV.15 : Schéma statique escalier type 1

#### IV.4.2 type 2 : Etude d'un escalier :RDC → 1 er étage

##### a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$n = \frac{H}{h} \text{ en prend } h = 17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{408}{17} \rightarrow n = 24$$

:  $n = 24$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 23$  (nombre de marche)

$$g_1 = 22 \text{ cm} \quad g_2 = 50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad g_{equ} = 35 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 11,43 \text{ m} \quad l_{min} = 5,14 \text{ m} \quad \rightarrow \quad l_{equ} = 8,02 \text{ m}$$

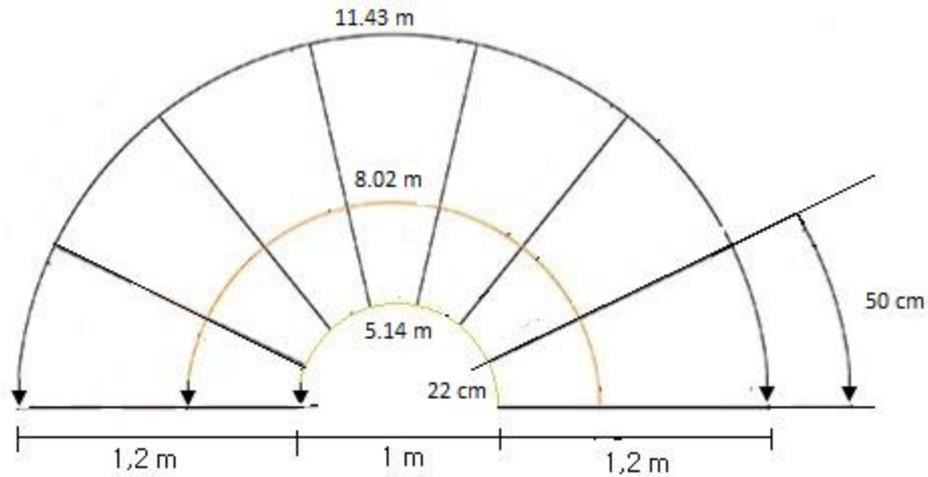


Figure.IV.16 La dimension de l'escalier type 2

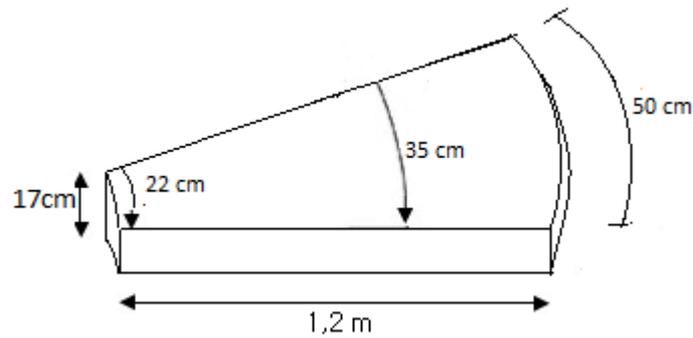


Figure.IV.17 La dimension d'une marche type 2

$$\tan \alpha = \frac{17}{35} = 0,48 \Rightarrow \alpha = 25,9^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,899$$

b) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{1143}{30 \times 0,899} \leq e_v \leq \frac{1143}{20 \times 0,899} \rightarrow$$

$$42,38 \leq e_v \leq 63,57 \quad ; \quad e_v = 45 \text{ cm}$$

## IV.4.2.1-Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

b) Paillasse:

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,16
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,16
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,45	25,00	12,51
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	0.17	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,23

-Charge permanente : G=16,19 KN/m<sup>2</sup>-Surcharge d'exploitation Q=2,5KN/m<sup>2</sup>

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1m = 25,6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1m = 18,69 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} q_{u1} = 25,6 \text{ kN/ml} \\ q_{ser1} = 18,69 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

## IV.4.2.2 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

- Détermination des réactions :

$$R_a = R_b = \frac{q \times l}{2} = 146,3 \text{ kN}$$

a)-L'effort tranchant :

$$T_a = R_a = R_b = 146,3 \text{ kN}$$

b)-Moment fléchissant :

$$M_{\max \text{ travee}} = -\frac{q_u \times L^2}{24} = -\frac{25,6 \times 11,43^2}{24} = -139,35 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_a = -\frac{q_u \times L^2}{12} = -278,7 \text{ kN.m}$$

#### **IV.4.2.3- Ferrailage:**

$$M_a = 278,7 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 139,35 \text{ kN.m}$$

1) sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 278,7 \text{ kN.m} ; h_{ep} = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{278,7 \times 10^3}{100 \times (40,5)^2 \times 14,17} = 0,119$$

$$\text{On a : } \beta = 0,937$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{278,7 \times 10^3}{0,937 \times 40,5 \times 348} = 21,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte (7T20) avec : } A = 21,99 \text{ cm}^2$$

2) en travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 139,35 \text{ kN.m} ; h_{ep} = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{139,35 \times 10^3}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,059$$

$$\text{On a : } \beta = 0,975$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{139,35 \times 10^3}{0,975 \times 40,5 \times 348} = 10,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte (9T12) avec } A = 10,18 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

**IV.4.2.4 Les vérifications :**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{146,3 \times 10}{100 \times 40,5} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{0 \text{ ser}} = 203,47 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 15,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \rightarrow y = 11,47 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 11,47^3}{3} + (15 \times 15,11)(40,5 - 11,47)^2$$

$$= 241307,3 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{203,47 \times 10^3}{241307,3} \times 11,47 = 9,67 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 9,67 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{408}{802} = 0,5 > 0,033 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{21,99}{100 \times 40,5} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0054 \geq 0,005 ; \text{ condition vérifiée}$$

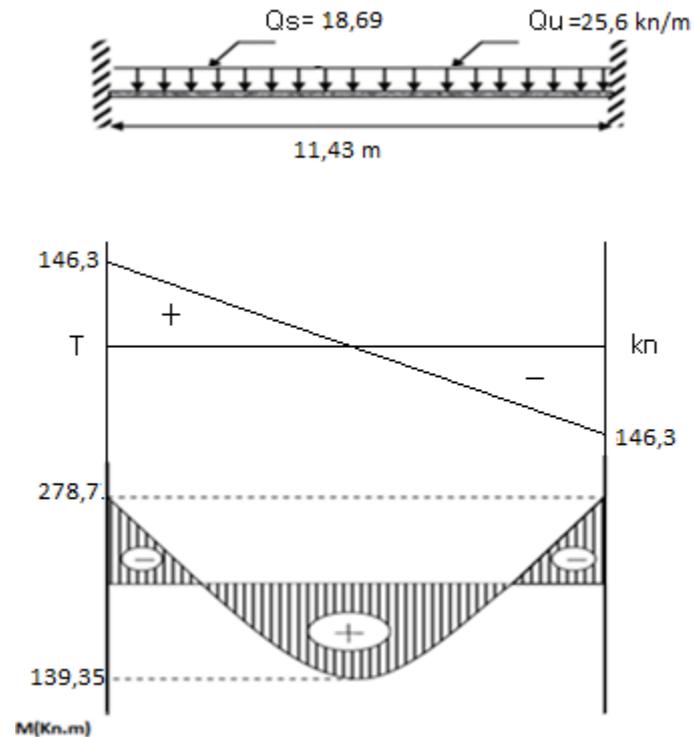


Figure IV.18 : Schéma statique d'escalier type 2

#### IV.4.3- Etude d'un escalier circulaire : 1<sup>er</sup> → le 10<sup>ème</sup> étage

##### a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$n = \frac{H}{h} \text{ en prend } h = 17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{306}{17} \rightarrow n = 18$$

:  $n = 18$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 17$  (nombre de marche)

$$g_1 = 25 \text{ cm} \quad g_2 = 65 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad g_{equ} = 44 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 11,11 \text{ m} \quad l_{min} = 4,38 \text{ m} \quad \rightarrow \quad l_{equ} = 7,55 \text{ m}$$

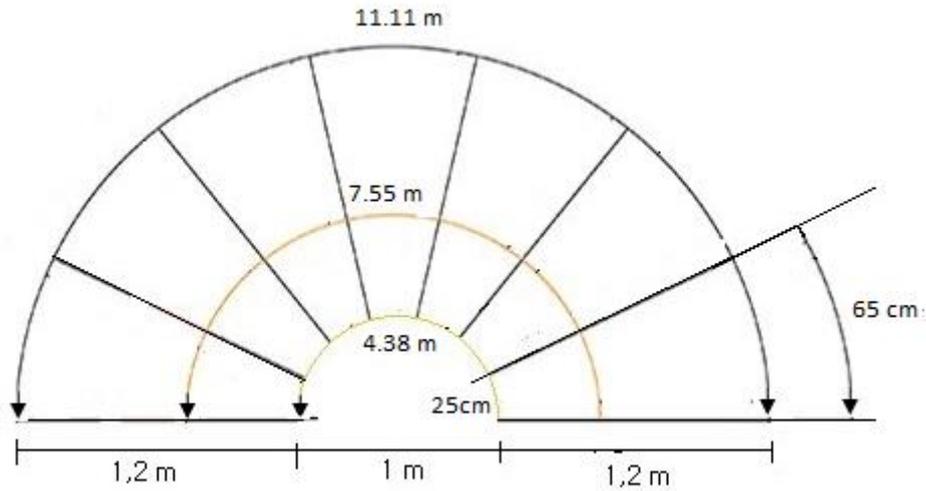


Figure.IV.19 La dimension de l'escalier type 3

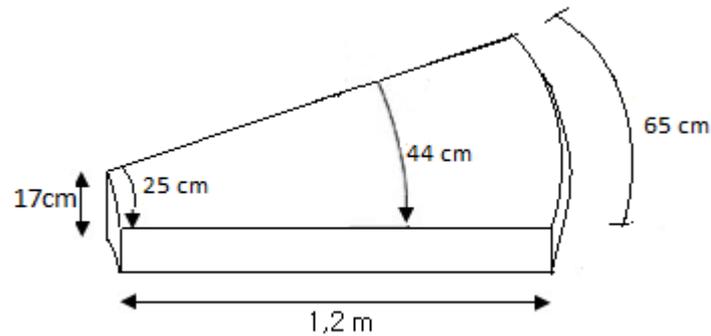


Figure.IV.20 La dimension d'une marche type 3

$$\tan \alpha = \frac{17}{44} = 0,38 \Rightarrow \alpha = 21,12^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,93$$

b) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{1111}{30 \times 0,93} \leq e_v \leq \frac{1111}{20 \times 0,93} \rightarrow$$

$$39,82 \leq e_v \leq 59,73 \quad ; \quad e_v = 45 \text{ cm}$$

## IV.4.3.1-Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

c) Paillasse:

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,16
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,16
6	Poids propre de la paillasse ep x 25 / cos α	0,45	25,00	12,09
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	0,17	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,23

-Charge permanente :  $G=15,77 \text{ KN/m}^2$ -Surcharge d'exploitation  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ 

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 25,03 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 18,27 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} q_{u1} = 25,03 \text{ kN/ml} \\ q_{ser1} = 18,27 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

## IV.4.3.2-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

- Détermination des réactions :

$$R_a = R_b = \frac{q \times l}{2} = 139,04 \text{ kN}$$

a)-L'effort tranchant :

$$T_a = R_a = R_b = 139,04 \text{ kN}$$

b)-Moment fléchissant :

$$M_{\max \text{ travee}} = -\frac{q_u \times L^2}{24} = -\frac{25,03 \times 11,11^2}{24} = -128,72 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_a = -\frac{q_u \times L^2}{12} = -257,45 \text{ kN.m}$$

#### **IV.4.3.3- Ferrailage:**

$$M_a = 257,45 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 128,72 \text{ kN.m}$$

1) sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 257,45 \text{ kN.m} ; h_{ep} = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{257,45 \times 10^3}{100 \times (40,5)^2 \times 14,17} = 0,110$$

$$\text{On a : } \beta = 0,942$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{257,45 \times 10^3}{0,942 \times 40,5 \times 348} = 19,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte (7T20) avec : } A = 21,99 \text{ cm}^2$$

2) en travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 128,72 \text{ kN.m} ; h_{ep} = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{128,72 \times 10^3}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,055$$

$$\text{On a : } \beta = 0,971$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{128,72 \times 10^3}{0,971 \times 40,5 \times 348} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte (5T16) avec : } A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

**IV.4.3.4. Les vérifications :**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{139,04 \times 10}{100 \times 40,5} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{0_{ser}} = 187,92 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 13,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 11,08 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 11,08^3}{3} + (15 \times 11,08)(40,5 - 11,08)^2$$

$$= 225935,9 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{187,92 \times 10^3}{225935,9} \times 11,08 = 9,21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 9,21 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{306}{1111} = 0,27 > 0,033 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{21,99}{100 \times 40,5} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,00542 \geq 0,005 ; \text{ condition vérifiée}$$

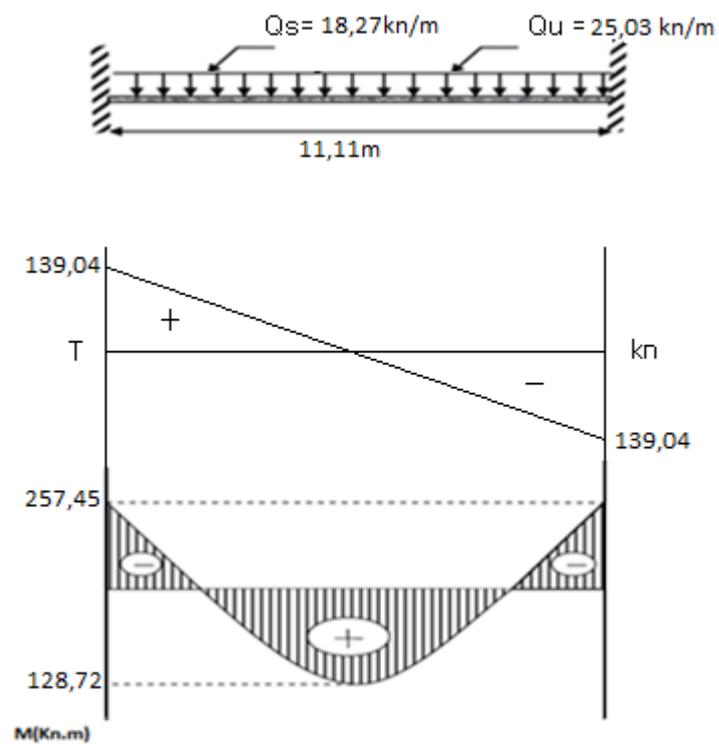


Figure IV.21 : Schéma statique d'escalier type 3

## V.1-Généralités sur les séismes

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

## V.2-Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

### V.3-Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

**Analyse statique équivalente :** Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

#### V.3.1-Analyse Modale Spectrale

peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### V.3.2-Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique ( Response Spectrum Function; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

**V.3.3-Conditions à vérifier :**

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale  $T_{sta}$  :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$  : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ )

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : 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 à « K-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « K » :

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $1/(1 - \theta_k)$  ;
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$  :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel Etabs peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

#### **V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :**

##### **V.4.1-Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

##### **V.4.2-Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

#### V.4.3-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

Donc **A = 0,15**

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

**$\eta$**  : Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 8,5 \%$$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,8165$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 40,4 \text{ m}$$

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.05 \times 40,4^{3/4} = 0.840 \text{ sec}$$

**D** : est la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcule considéré.

$$\text{Suivant x-x : } L_x = 29\text{m.} \quad T_x = \frac{0.09h}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 36,17}{\sqrt{26,23}} = 0,675\text{s}$$

$$\text{Suivant y-y : } L_y = 22,55\text{m.} \quad T_y = \frac{0.09 \times 36,17}{\sqrt{13,45}} = 0,765\text{s}$$

$$T_x = \min(0,675; 0,840) = 0,675 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,765; 0,840) = 0,765 \text{ s}$$

$(T_1, T_2)$  : Période caractéristique associé la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a un sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc :  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a :

Sens x :

$$T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.675 \leq 3 \text{ s}$$

$$\rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.8165 \times \left(\frac{0.5}{0.675}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.671$$

**Sens-y :**

$$T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.765 \leq 3 \text{ s}$$

$$\rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.8165 \times \left(\frac{0.5}{0.765}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.537$$

**Q :** Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

**Tableau V. 1 : Valeurs des pénalités  $P_q$  :**

“ Critère q ”	Obser Vé	$P_q /$ xx	Obser Vé	$P_q /$ yy
1- Conditions minimales sur les files de Contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc  $Q_x=Q_y= 1.20$

**R :** coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

**R = 5**

**V.4.4-Le poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q \quad (4-5)$$

- $W_G$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_Q$  : Charges d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge D'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).  
 $\beta = 0.2$  pour usage d'habitation.  
 $\beta = 0.6$  pour usage de commerce

**Tableau V. 2 : Poids de la structure**

Niveau	Poids (KN)
Terrasse (toiture)	430,63
10 <sup>e</sup> me	5573,9
9 <sup>e</sup> me	5460,28
8 <sup>e</sup> me	5460,28
7 <sup>e</sup> me	5460,28
6 <sup>e</sup> me	5460,28
5 <sup>e</sup> me	5460,28
4 <sup>e</sup> me	5712,44
3 <sup>e</sup> me	5712,44
2 <sup>e</sup> me	5712,44
1 <sup>er</sup>	5712,44
RDC	6635,95
Somme	62791,79

**V.4.5-La force sismique totale sera :**

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.671 \times 1.20 \times 62791,79}{5} = 3777,30 \text{ Kn}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.537 \times 1.20 \times 62791,79}{5} = 3474,39 \text{ Kn}$$

**Résultats de l'analyse dynamique :**

Le tableau ci-dessous récapitule les facteurs de participation massique pour chaque mode de vibration :

<i>Mode</i>	<i>Période</i> (s)	<i>UX</i> (%)	<i>UY</i> (%)	<i>SumUX</i> (%)	<i>SumUY</i> (%)
1	1,086084	0,0008	65,2118	0,0008	65,2118
2	0,955361	64,2837	0,0078	65,4919	65,2213
3	0,749809	1,2074	18,2188	65,492	83,4401
4	0,262399	0,0002	0,0001	83,9152	83,4402
5	0,229987	18,4232	0,0011	84,235	83,4413
6	0,168293	0,3197	5,5671	84,2366	89,0084
7	0,120879	0,0016	0,0005	88,5716	89,0089
8	0,106145	4,335	1,0985	88,572	90,1074
9	0,101063	0,0004	0	88,5755	90,1074
10	0,097916	0,0035	0,0006	90,8454	90,1081
11	0,094208	2,2699	0,0004	90,9581	90,1085
12	0,073344	0,1127	0,0078	65,4919	65,2213

**Tableau V.3 : résultat d'analyse dynamique**

$$T_{dyn} = 1,086084 \text{ sec} < T + 30\%T = 1,3 \times 0,840 = 1,092 \text{ sec}$$

et

$$T = 1,092 \text{ sec} > T_{dyn} = 1,086084 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal :**

$$\Sigma \alpha_y = 90,10\% > 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Sens longitudinal :**

$$\Sigma \alpha_x = 90,84\% > 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### V.4.6-Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5}$$

RPA

$F_t$  : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode super  
Vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07.TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_x \leq 0,7s \\ T_y > 0,7s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0 \\ F_{ty} = 0.07 V_y T_y \leq 0,25V_y \end{cases}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0,765 \times 3474,39 = 186,05 \text{KN} \leq 0,25 \times 3474,39 = 868,59 \text{KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$      $h_i$  : le niveau ou s'exerce la force  $F_i$

$W_i W_j$ : poids revenant aux planchers,  $i, j$ .     $h_j$  : niveau d'un plancher quel conque

Etage	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> ×h <sub>i</sub>	F <sub>ix</sub> (KN)	F <sub>iy</sub> (KN)	V <sub>x</sub> - F <sub>tx</sub> (KN)	V <sub>y</sub> - F <sub>ty</sub> (KN)
Terrasse	430,63	40,4	17397,45	47,29	38,59	3777,30	3082,82
10	5573,9	37,4	208463,86	566,70	462,51	3777,30	3082,82
09	5460,28	34,34	187506,01	509,73	416,01	3777,30	3082,82
08	5460,28	31,28	170797,55	463,31	378,94	3777,30	3082,82
07	5460,28	28,22	154089,10	418,88	341,87	3777,30	3082,82
06	5460,28	25,16	137380,64	373,46	304,80	3777,30	3082,82
05	5460,28	22,1	120672,18	328,04	267,73	3777,30	3082,82
04	5712,44	19,04	108764,85	295,67	241,31	3777,30	3082,82
03	5712,44	15,98	91284,79	248,15	202,53	3777,30	3082,82
02	5712,44	12,92	73804,72	200,63	163,74	3777,30	3082,82
01	5712,44	9,86	56324,65	153,11	124,96	3777,30	3082,82
R.D.C	6635,95	6,8	45124,46	122,67	100,11	3777,30	3082,82
Σ	57331,36		1389483,67				

Tableau V.4 effort tranchant

### V.5-Vérification des déplacements

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec:

$\Delta_K$  : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-l" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement  $R = 3,5$

$h_e$  : hauteur de l'étage

$\delta_K$  : déplacement horizontale à chaque niveau K.

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forcements sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion) D'après les résultats donnés par le ETABS

Les déplacements relatifs des noeuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant:

niveau	$\delta_{ek} \text{ max (cm)}$		$\Delta k_{MAX} \times R \text{ (cm)}$		0.01h <sub>e</sub> (cm)	RPA
	$\Delta x$	$\delta y$	$\Delta x$	$\Delta y$		
<b>TERASSE</b>	<b>0,087</b>	<b>0,105</b>	<b>0,435</b>	<b>0,525</b>	<b>3.00</b>	<b>C.V</b>
<b>10</b>	<b>0.240</b>	<b>0,262</b>	<b>1,2</b>	<b>1,31</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>9</b>	<b>0.246</b>	<b>0,268</b>	<b>1,23</b>	<b>1,34</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>8</b>	<b>0,250</b>	<b>0,272</b>	<b>1,25</b>	<b>1,36</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>7</b>	<b>0,252</b>	<b>0,274</b>	<b>1,26</b>	<b>1,37</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>6</b>	<b>0,248</b>	<b>0,270</b>	<b>1,24</b>	<b>1,35</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>5</b>	<b>0,239</b>	<b>0,260</b>	<b>1,195</b>	<b>1,3</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>4</b>	<b>0,223</b>	<b>0,242</b>	<b>1,115</b>	<b>1,21</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>3</b>	<b>0,204</b>	<b>0,222</b>	<b>1,02</b>	<b>1,11</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>2</b>	<b>0,178</b>	<b>0,193</b>	<b>0,89</b>	<b>0,965</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>1</b>	<b>0,144</b>	<b>0,157</b>	<b>0,72</b>	<b>0,785</b>	<b>3.06</b>	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	<b>0,128</b>	<b>0,139</b>	<b>0,64</b>	<b>0,695</b>	<b>4,08</b>	<b>C.V</b>

Tableau V. 5 vérification des déplacements

**V.6-Justification vis à vis de l'effet P $\Delta$  :**

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet P $\Delta$ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet P $\Delta$ .) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P<sub>k</sub> : 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 »

### Pour le sens X

Niveau	Pk	V	Hi (cm)	$\Delta k \times R$	$\theta < 0,10$
Terrace	430,63	87,2	300	0,435	0,007 (C.V)
10	6004,53	646,23	306	1,2	0,03 (C.V)
9	11464,82	1136,72	306	1,23	0,04 (C.V)
8	16925,1	1502,21	306	1,25	0,04 (C.V)
7	22385,39	1790,74	306	1,26	0,04 (C.V)
6	27845,67	2041,55	306	1,24	0,05 (C.V)
5	33305,96	2267,67	306	1,195	0,05 (C.V)
4	39018,4	2471,23	306	1,115	0,05 (C.V)
3	44730,84	2656,01	306	1,02	0,05 (C.V)
2	50443,29	2823,57	306	0,89	0,05 (C.V)
1	56155,73	2669,76	306	0,72	0,04 (C.V)
RDC	62791,68	3084,44	408	0,64	0,03 (C.V)

Tableau V.6 Justification vis à vis de l'effet Pk sens x

Pour le sens y :

Niveau	Pk	V	Hi (cm)	$\Delta k \times R$	$\theta < 0,10$
Terrace	430,63	79,63	300	0,525	0,009 (C.V)
10	6004,53	622,43	306	1,31	0,04 (C.V)
9	11464,82	1079,85	306	1,34	0,04 (C.V)
8	16925,1	1413,27	306	1,36	0,05 (C.V)
7	22385,39	1673,1	306	1,37	0,05 (C.V)
6	27845,67	1898,37	306	1,35	0,06 (C.V)
5	33305,96	2103,09	306	1,3	0,06 (C.V)
4	39018,4	2291,83	306	1,21	0,06 (C.V)
3	44730,84	2469,32	306	1,11	0,06 (C.V)
2	50443,29	2634,48	306	0,965	0,06 (C.V)
1	56155,73	2777,68	306	0,785	0,05 (C.V)
RDC	62791,68	2886,06	408	0,695	0,03 (C.V)

Tableau V.7 Justification vis à vis de l'effet Pk sens y

#### V.7-L'efforts tranchant à la base :

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V' (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6)

Sens	V (spec) (kn)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	$0.8V_{stat} \leq V_{spec}$
X	3084,44	3777,30	3021,84	Oui
Y	2886,06	2779,51	2779,51	Oui

**Tableau V.8** vérification L'efforts tranchant à la base

## VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

### VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

**G** : Charges permanentes ;

**Q** : Charges d'exploitation ;

**E** : Effort sismique.

## VI.2 Ferrailage des poutres :

### VI.2.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>ier</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :  $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$

Moment correspondant  $M_{sp1}$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :  $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$

Moment correspondant  $M_{sp2}$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

### VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

### VI.2.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

#### VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur des poutres principales intermédiaires au niveau R.D.C, les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 57,76 \text{ k.m} \\ M_{sp2} = 104,93 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,55 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 40 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$  ;

- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{104,93 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,990$  La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{104,93 \times 10^3}{0,990 \times 36 \times 348} = 8,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T16+3T16** ce qui nous donne **A = 12,06** cm<sup>2</sup> / ml

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 60,10 \text{ k.m} \\ M_{sp2} = 57,83 \text{ k.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,03 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{57,83 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,105 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,944$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57,83 \times 10^3}{0,944 \times 36 \times 348} = 5,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T16+2T14** ce qui nous donne **A = 9,11** cm<sup>2</sup> / ml

### VI.2.3.1 Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$  ; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{83,98 \times 10}{30 \times 36} = 0,77 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 16 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 10 ; 30 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,38 ; 0,4 \} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,050 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,77 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,022 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2)} \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,022 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 83,98 \text{ k.m} ; M_{ap} = 104,93 \text{ k.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{104,93}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 287,87 \text{ kn.m} > 83,98 \text{ kn.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appuie la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_b &\leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 83,98 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} \\ &= 0,04 \text{ m} = 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 5,4 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 83,98 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 7 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,6 = 5,03 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{83,98 \times 10^3}{32,4 \times 5,03 \times 7 \times 10^2} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

$$\text{Crochets courant d'angle de } 90^\circ : L_2 = d - (c + \Phi/2 + r); L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 27,10 \text{ cm} \\ L_1 = 18,12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 25,9 \text{ cm} \\ L_1 = 23,42 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 30,31 \text{ k.m} ; A = 9,11 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 136,65y - 4304,48 = 0 \rightarrow y = 10,59 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 10,59^3}{3} + (15 \times 9,11 \times (31 - 13,00)^2) = 52633,5 \text{ cm}^4$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{30,31 \times 10^4}{44988,59} \times 13,00 = 8,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t ser} = 11,30 \text{ k.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0 ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(2,29 + 0,84) \times 4,5^2}{8} = 7,92 \text{ k.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > 0,0625 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > \frac{11,30}{10 \times 10,18} = 0,111 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,11}{30 \times 45} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 :** Armatures adoptées pour les poutres.

**Sens longitudinal :** « poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup> »

**Poutre de rive :**

Niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Sous-sol + RDC+1 <sup>ère</sup>	Appuis	12,07	12,45	12,45	6	1,01	3T14=4,62
	Travée	32,94	21,44	32,94	6	2,72	3T14=4,62
2 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	Appuis	19	17,35	19	6	1,55	3T14=4,62
	Travée	46,05	29,15	46,05	6	3,85	3T14=4,62
6 <sup>ème</sup> au Terrasse	Appuis	28,09	21,28	28,09	6	2,31	3T14=4,62
	Travée	40,71	25,34	40,71	6	3,39	3T14=4,62

**Sens transversales** :« poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup> »

**Poutres intermédiaires** :

Niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Sous-sol + RDC+1 <sup>ère</sup>	Appuis	30,31	45,63	45,63	6	3,81	3T16+2T14=9,11
	Travée	55,64	34,21	55,64	6	4,70	3T16+2T14=9,11
1 <sup>ère</sup> au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	64,21	40,39	64,21	6	5,48	3T16+2T14=9,11
	Travée	81,64	49,17	81,64	6	7,11	3T16+2T14=9,11
Terrasse	Appuis	97,67	52,62	97,67	6	8,68	3T16+2T14=9,11
	Travée	92,61	49,54	92,61	6	8,18	3T16+2T14=9,11

**Sens longitudinal** :« poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> »

**Poutres de rives** :

Niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Sous-sol + RDC+1 <sup>ère</sup>	Appuis	24,66	55,33	55,33	5,25	4,67	3T14=4,62
	Travée	11,30	23,97	23,97	5,25	1,96	3T14=4,62
1 <sup>ère</sup> au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	23,96	46,35	46,35	5,25	3,88	3T14=4,62
	Travée	11,54	21,7	21,7	5,25	1,77	3T14=4,62
Terrasse	Appuis	24	46,37	46,37	5,25	3,88	3T14=4,62
	Travée	12,55	23,28	23,28	5,25	1,9	3T14=4,62

**Sens transversales** :« poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> »

**Poutres intermédiaires** :

Niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Sous-sol + RDC+1 <sup>ère</sup>	Appuis	57,76	104,93	104,93	5,25	9,42	3T16+3T16=12,06
	Travée	60,10	57,83	60,10	5,25	5,10	3T16+2T14=9,11
1 <sup>ère</sup> au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	64,09	82,03	82,03	5,25	7,15	3T16+2T14=9,11
	Travée	79,32	74,38	79,32	5,25	6,89	3T16+2T14=9,11
Terrasse	Appuis	84,02	83,92	84,02	5,25	7,34	3T16+2T14=9,11
	Travée	86,94	70,25	86,94	5,25	7,62	3T16+2T14=9,11

### VI.3 Ferrailage des poteaux :

#### a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{corresp} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{corresp} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{corresp} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{corresp} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{corresp} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{corresp} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s$  ;  $\gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

#### b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone II) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser
- 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{min} = 0,8\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1 (50 x 50) cm <sup>2</sup>	20	100	150
Type 2 (40 x 40) cm <sup>2</sup>	16,2	81	121,5
Type 3 (30 x 30) cm <sup>2</sup>	7,2	36	54

**Tableau VI.2 :** Armatures minimales pour les poteaux.

### VI.3.1 Exemple de calcul :

#### VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Etages		Type 1 (50 x 50)	Type 2 (40 x 40)	Type 3 (30 x 30)
Combinaison		cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
A	$N_{max}[t]$	2185,04	1678,19	990,27
	$M_{cor}[t.m]$	28,54	8,59	7,99
B	$N_{min}[t]$	821,01	328,63	38,46
	$M_{cor}[t.m]$	8,18	2,15	4,04
C	$M_{max}[t.m]$	45,36	69,53	58,87
	$N_{cor}[t]$	437,47	915,72	127,35

**Tableau VI.3 :** Sollicitations du premier genre (E.L.U.R).

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Etages		Type 1 (50 x 50)	Type 2 (40 x 40)	Type 3 (30 x 30)
Combinaison		cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
A	$N_{max}[t]$	2445,51	1408,03	809,61
	$M_{cor}[t.m]$	33,83	27,11	20,81
B	$N_{min}[t]$	876,78	328,11	22,27
	$M_{cor}[t.m]$	13,45	3,76	5,20
C	$M_{max}[t.m]$	51,48	79,58	65,87
	$N_{cor}[t]$	388,55	942,26	130,68

**Tableau VI.4 :** Sollicitations du deuxième genre (Accidentelle).

### VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Données :

- Enrobage :  $c = 2,5 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = h - c$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

$A_{cal}$  est tirée à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Niveaux	Combi	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre				A <sub>adoptée</sub> [cm <sup>2</sup> ]
		N <sub>u</sub> [t]	M <sub>u</sub> [t.m]	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	N <sub>ACC</sub> [t]	M <sub>ACC</sub> [t.m]	A <sub>sl</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	
Type 1 (50 x 50) cm <sup>2</sup>	A	2185,04	28,54	3,14	2445,51	33,83	0	20,00	4T16+8T14 = 20,35
	B	821,01	8,18	0	876,78	13,45	0		
	C	437,47	45,36	0	388,55	51,48	0		
Type 2 (40 x 40) cm <sup>2</sup>	A	1678,19	8,59	0	1408,03	27,11	0	16,20	12T14 = 18,46
	B	328,63	2,15	0	328,11	3,76	0		
	C	915,72	69,53	0	942,26	79,58	0		
Type 3 (30 x 30) cm <sup>2</sup>	A	990,27	7,99	0	809,61	20,81	0	7,2	3T16+2T14 = 9,11
	B	38,46	4,04	0	22,27	5,20	0,21		
	C	127,35	58,87	0,93	130,68	65,87	0		

Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux.

### VL3.1.2 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité Ultime

$$\text{Par : } \tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \times d}$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\tau_{lim\acute{e}gale}$  à :

➤ **Selon BAEL** : pour une fissuration peu préjudiciable

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20x \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ mpa} \\ 5 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus Sollicités pour chaque section et dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau Suivant :

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	(MPa)	Tu max (KN)		τu (MPa)		τu < lim (MPa)
			Plan 1-2	Plan 1-3	Plan 1-2	Plan 1-3	
Sous-sol	50x50	3.33	14,97	13,72	0.055	0.050	<i>C.V</i>
RDC	50x50	3.33	15,21	17,14	0.056	0.063	<i>C.V</i>
1 <sup>er</sup> étage	50x50	3.33	21,9	22,24	0.080	0.081	<i>C.V</i>
2 <sup>ème</sup> étage	40x40	3.33	28,17	29,84	0.154	0.163	<i>C.V</i>
3 <sup>ème</sup> étage	40x40	3.33	31,45	33,25	0.172	0.182	<i>C.V</i>
4 <sup>ème</sup> étage	40x40	3.33	40,07	43,75	0.219	0.239	<i>C.V</i>
5 <sup>ème</sup> étage	40x40	3.33	20,15	23,17	0.110	0.126	<i>C.V</i>
6 <sup>ème</sup> étage	30x30	3.33	24,88	28,97	0.224	0.261	<i>C.V</i>
7 <sup>ème</sup> étage	30x30	3.33	25,85	29,81	0.232	0.268	<i>C.V</i>
8 <sup>ème</sup> étage	30x30	3.33	26,56	30,49	0.239	0.274	<i>C.V</i>
9 <sup>ème</sup> étage	30x30	3.33	26,7	30,13	0.240	0.271	<i>C.V</i>
10 <sup>ème</sup> étage	30x30	3.33	27,72	35,38	0.249	0.318	<i>C.V</i>

**Tableau VI.6:** Vérification des contraintes de cisaillement (selon B.A.E.L).

*C.V* : Condition vérifié.

Selon *RPA99*:

$$\tau_{bu} = \rho_a \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_a = 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 0,04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$\rho_d$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\tau_u (MPa)$		$\tau_u < \tau_{bu}$
				Plan 1-2	Plan 1-3	
Sous-sol	50x50	0,04	1	0.055	0.050	C.V
RDC	50x50	0,075	1,875	0.056	0.063	C.V
1 <sup>er</sup> étage	50x50	0,04	1	0.080	0.081	C.V
2 <sup>ème</sup> étage	40x40	0,075	1,875	0.154	0.163	C.V
3 <sup>ème</sup> étage	40x40	0,075	1,875	0.172	0.182	C.V
4 <sup>ème</sup> étage	40x40	0,075	1,875	0.219	0.239	C.V
5 <sup>ème</sup> étage	40x40	0,075	1,875	0.110	0.126	C.V
6 <sup>ème</sup> étage	30x30	0,075	1,875	0.224	0.261	C.V
7 <sup>ème</sup> étage	30x30	0,075	1,875	0.232	0.268	C.V
8 <sup>ème</sup> étage	30x30	0,075	1,875	0.239	0.274	C.V
9 <sup>ème</sup> étage	30x30	0,075	1,875	0.240	0.271	C.V
10 <sup>ème</sup> étage	30x30	0,075	1,875	0.249	0.318	C.V

Tableau VI.7: Vérification des contraintes de cisaillement (selon RPA99).

C.V : Condition vérifié.

### VI.3.1.3 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article

7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

a.  $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

c) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,8}{0,50} = 6,72 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 14,97}{50 \times 235} = 0,47 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$  en % est donné comme suit :  $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Leftrightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$< 2,48 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 68 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 68 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 81,6 \text{ cm}.$$

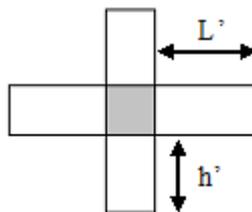


Figure VI.1 : La zone nodale.

## VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 4,08 m du sous-sol au 1<sup>ier</sup> étage, puis de 3,06 m pour le reste des étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :  $e = h_e/25 = 408/25 = 16,32 \text{ cm}$ , l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

## VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

### a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**VII.3 Le principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$  ; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$  ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué ;

**V** : distance entre le centre de gravité du

**M** : moment fléchissant appliqué ;

voile et la fibre la plus éloignée ;

**A** : section du voile ;

**I** : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si :  $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$ , on ferraille avec la section minimale ;

- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .
- Troisième cas :

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

## VII.4- Ferrailage des voiles

## VII.4.1-Exemple de calcul (Voile de rive)

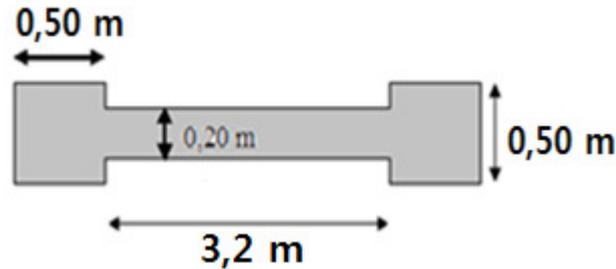


Figure VII.1: Schéma du voile + poteaux

$$A = 1,14 \text{ m}^2$$

$$I = 0,55 \text{ m}^4$$

$$V = 1,6 \text{ m}$$

$$0,8G + EY:$$

$$N = 124,53 \text{ t}$$

$$M = 12,50 \text{ t.m}$$

$$T = 2,8 \text{ t}$$

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{124,53 \times 10^{-2}}{1,14} + \frac{12,50 \times 2,1 \times 10^{-2}}{0,55} = 1,56 \text{ mpa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{124,53 \times 10^{-2}}{1,14} - \frac{12,50 \times 2,1 \times 10^{-2}}{0,55} = 0,62 \text{ mpa} \end{cases}$$

On est dans le 1<sup>er</sup> cas,  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ , La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L$$

b) Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1m \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le diamètre

$$D \leq 1.a / 10 \quad (\text{mm}) \quad D \leq \frac{1 \times a}{10} \quad (\text{mm}) \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

Donc : on prend : **6T12 p.ml = 6,78 cm<sup>2</sup>**

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 2,8}{40000} = 0,000107 \text{ m}^2 = 1,07 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 4,07 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **6T12 p.ml = 6,78 cm<sup>2</sup>**

e) L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :  $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

#### VII.4.1.1- Vérification à l'ELS

a) L'espacement :

Selon le RPA 99/03 :  $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc :  $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,8 \times 10}{20 \times 0,9 \times (408 - 45)} = 0,0051 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,0051 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 3,30 \times 10}{20 \times 0,9 \times (408 - 40)} = 0,0069 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,0069 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

## VII.4.2-Voile intermédiaire

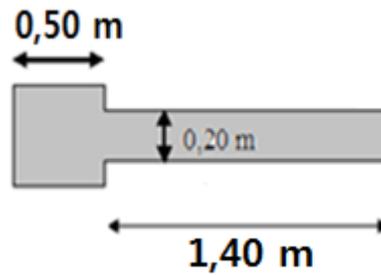


Figure VII.2: Schéma du voile + poteaux

$$A = 0,53 \text{ m}^2$$

$$I = 0,25 \text{ m}^4$$

$$V = 0,7 \text{ m}$$

$$0,8G + EY:$$

$$N = 103,23 \text{ t}$$

$$M = 9,86 \text{ t.m}$$

$$T = 1,4 \text{ t}$$

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{103,23 \times 10^{-2}}{0,53} + \frac{9,86 \times 0,7 \times 10^{-2}}{0,25} = 2,21 \text{ mpa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{103,23 \times 10^{-2}}{0,53} - \frac{9,86 \times 0,7 \times 10^{-2}}{0,25} = 1,67 \text{ mpa} \end{cases}$$

On est dans le 1<sup>er</sup> cas,  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ , La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L$$

b) Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1m \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le diamètre

$$D \leq 1.a / 10 \quad (\text{mm}) \quad D \leq \frac{1 \times a}{10} \quad (\text{mm}) \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

Donc : on prend : **6T12 p.ml = 6,78 cm<sup>2</sup>**

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1,4}{40000} = 0,000053 \text{ m}^2 = 0,53 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3,53 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **6T12 p.ml = 6,78 cm<sup>2</sup>**

e) L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :  $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

#### VII.4.2.1-Vérification à l'ELS

b) L'espacement :

Selon le RPA 99/03 :  $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc :  $S_t \leq \min\{S_{tBAEL} ; S_{tRPA}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 10}{20 \times 0,9 \times (408 - 40)} = 0,0021 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,0021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 3,30 \times 10}{20 \times 0,9 \times (408 - 40)} = 0,0069 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,0069 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

#### VII.5- Disposition des armatures :

##### VII.5.1- Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur

$\frac{1}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 140 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

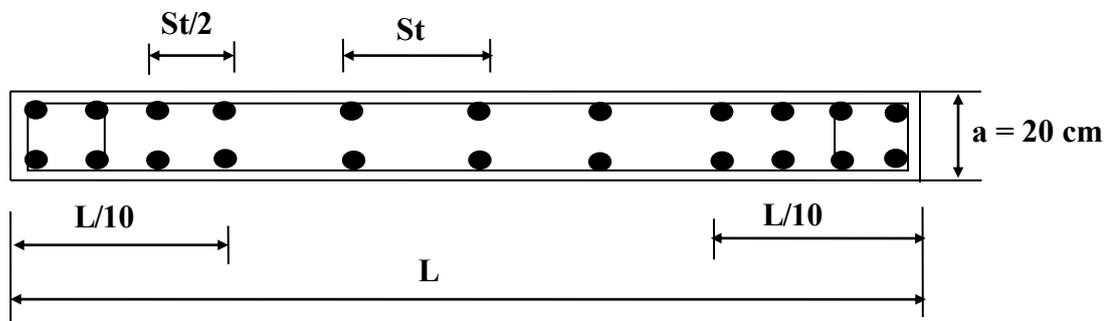


Fig. VIII.3-Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VII.5.2-Armatures horizontales

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$  ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur :  $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$  ;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

### VII.5.3 Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

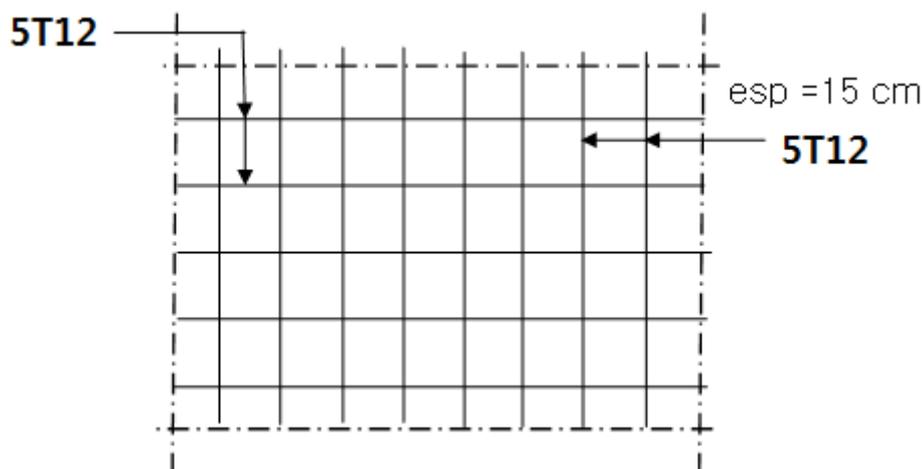


Figure VII.4 : La disposition du ferrailage du voile.

### VII.6- Le voile périphérique :

#### VIII.6.1-Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15$  cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de  $40\Phi$  pour le renforcement des angles.

On adopte  $e = 20$  cm, la hauteur du voile périphérique = 4,08 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- $Q$  : surcharge d'exploitation =  $1,5 \text{ kN/m}^2$  ;
- $\gamma$  : poids volumique de la terre =  $17 \text{ kN/m}^3$  ;
- $\Phi$  : angle de frottement interne du sol =  $35^\circ$  ;
- $Ka$  : coefficient de poussée des terres :  $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a :  $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

### VIII.6.2 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 1,7 \times 2,72 = 1,25 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 2,72 = 0,11 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $p_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $Ka' \cdot \Phi$  et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 1,85 \text{ t/ml}$$

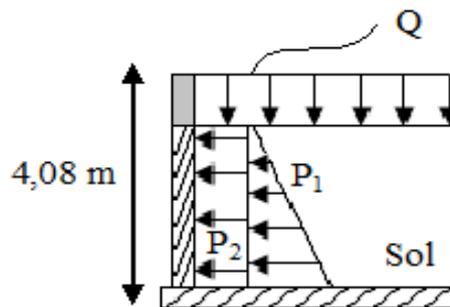


Figure VII.5 : Coupe explicative des charges que subit le voile

### VIII.6.3 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 2,72 \text{ m} \\ L_y = 4,50 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 côtés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,60 \\ v = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L^2_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0812 \times 1,85 \times 2,72^2 = 1,11 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,305 \times 1,11 = 0,33 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,94 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,28 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,28 \text{ t.m} > 0,23 \text{ t.m}$$

#### VIII.6.4 Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 0,94 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,94 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,94 \times 10^4}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

- Sens-y :

$$M_{ty} = 0,28 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,28 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,28 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

- Sens  $L_y$  :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens  $L_x$  :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left( \frac{3 - 0,6}{2} \right) = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VIII.6.5 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a  $\alpha = 0,8 > 0,4$  donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 1,85 \times \frac{2,72}{2 \left(1 + \frac{0,6}{2}\right)} = 1,93 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 1,85 \times \frac{2,72}{3} = 1,67 \text{ t} < V_x = 1,93 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 1,93 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{1,93 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,107 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ultime}} = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{\text{ultime}} \Rightarrow$  La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,6 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0,476 \end{cases}$$

$$Q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 1,36 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0861 \times 1,36 \times 2,72^2 = 0,86 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,476 \times 0,86 = 0,41 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,73 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,35 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,73 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 138,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 138,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{138,58}{58,53} = 2,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- Sens-y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,35 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 66,44 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 66,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{66,44}{58,53} = 1,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec **4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml** chacune et avec un espacement de 25 cm.

**Etude des fondations :****VIII.1-Introduction**

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2bars à un ancrage de 4 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  1. Dimensionnement à l'ELS ;
  2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

**VIII.2- Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left( \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par :  $S \geq N/\sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

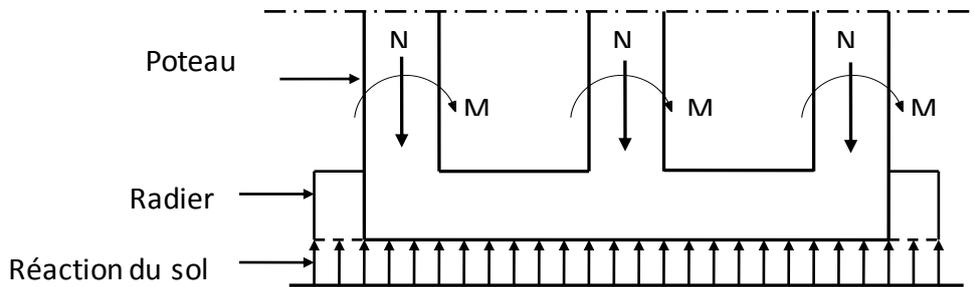


FIG VIII.1 Schéma statique du radier

**Combinaison d'actions :**

$$G_T = \sum N_i = 62791,79 \text{ kn}$$

$$Q_T = N_Q \times S_Q = 7579 \text{ kn}$$

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 9613,75 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{ser} = G_T + Q_T = 7037 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 9613,75 \text{ t} \Rightarrow S = 480,68 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 7037 \text{ t} \Rightarrow S = 351,85 \text{ m}^2 \end{cases}$$

**VIII.2.1.- Vérification du chevauchement :**

La surface du bâtiment est de :  $S = 499,61 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 96,2\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été adopté comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

**VIII.2.2- Définition du radier :**

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction du sol  $\cong$  poids total de la structure).

**VIII.2.3 Pré dimensionnement du radier :****a) Calcul du débordement :**

$$\text{Donc } S_{\text{radier}} = 477,57 < S_{\text{bat}} = 499,61 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend } S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 499,61 \text{ m}^2$$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**b) Condition de cisaillement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 17,8 \text{ cm} \leq d \leq 22,25 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 22,25 \text{ cm} \\ h = d + c = 22,25 + 5 = 27,25 \text{ cm} \end{cases} \\ L = 4,45 \text{ m} \end{array} \right.$$

**c) Condition forfaitaire :**

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$b$  : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{9613,75}{499,61} = 19,24 \text{ t/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{19,24 \times 4,45}{2} = 42,81 \text{ t} \\ q_u = 19,24 \times 1 = 19,25 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{42,81 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,25 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm,  $h_t = 50 \text{ cm}$ .

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 49,44 \leq h \leq 74,16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} \\ L : \text{ la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 4,45 \text{ m} \end{array} \right.$$

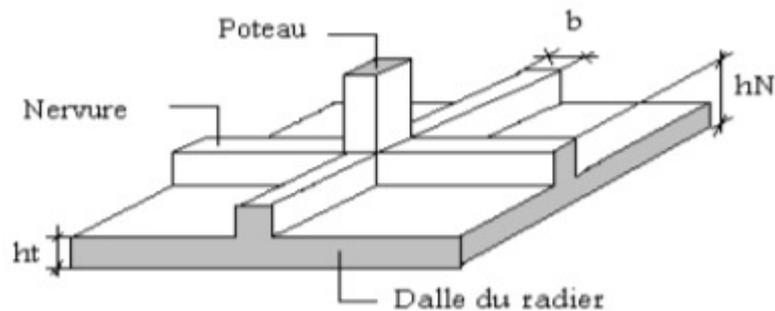


Fig. VIII.2 : radier général

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right]$$

$$= 2,5[(0,50 \times 499,61) + (0,7 \times 0,5 \times 309,72)] = 895,51 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 895,51 + 7037 = 7932,51 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 15,87 \text{ t/m}^2 < 20 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}; \text{ Condition vérifiée}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :  $L_e = \sqrt[4]{4EI/K} \times b$

I : inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,0086 \text{ m}^4$

**K** : Coefficient de raideur du sol  $K = 500 \text{ t/m}^3$  ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0086}{500 \times 0,3}} = 5,21 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,45 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,18 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

$L_{max}$  : Longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{7932,51}{499,61} = 15,87 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 14,62 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en «  $\text{m}^2$  » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 14,62 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :  $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$ .

$\gamma_w$  : Densité de l'eau ;

$Z$  : Hauteur de la partie immergée = 2,72 m ;

$f_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\begin{aligned} \gamma_w \times f_s \times S \times Z &= 1 \times 1,5 \times 499,61 \times 2,72 = 2038,4 \text{ t} \\ \rightarrow N_u &= 9613,75 \text{ t} \geq 2038,4 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

### VIII.2.4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

**VIII.2.4.1 Méthode de calcul :**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

$\mu_x$  et  $\mu_y$ : sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée  $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis  $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

**VIII.2.4.2 Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{9613,75}{499,61} = 19,24 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{7037}{499,61} = 14,08 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

a) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU  $\nu = 0$

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	Sens x				Sens-y			
			$\mu_x$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)	$\mu_y$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)
3,70	3,70	1	0,0368	9,7	8,24	3,39	1	9,7	8,24	3,39
3,70	3,72	0,99	0,0377	9,93	7,44	4,96	0,978	9,71	7,28	4,85
3,70	4,45	0,83	0,0531	13,98	10,48	6,99	0,649	9,07	6,8	4,53

Les efforts à l'ELS  $\nu = 0,2$

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	α	Sens x				Sens-y			
			μ <sub>x</sub>	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>a</sub> (t.m)	μ <sub>y</sub>	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>a</sub> (t.m)
3,70	3,70	1	0,0442	8,51	7,23	2,97	1	8,51	7,23	3,65
3,70	3,72	0,99	0,0451	8,69	6,51	4,34	0,985	8,56	6,42	4,28
3,70	4,45	0,83	0,06	11,56	8,67	5,78	0,75	8,67	6,5	4,33

**Tableau VIII.1** : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

b) Calcul des armatures :

- Suivant L<sub>x</sub> :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,48 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,045 \rightarrow \beta = 0,977$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,48 \times 10^4}{0,977 \times 40,5 \times 348} = 7,61 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : **6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,99 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,99 \times 10^4}{0,985 \times 40,5 \times 348} = 5,03 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : **6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

- Suivant L<sub>y</sub> :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,24 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,982$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,24 \times 10^4}{0,982 \times 40,5 \times 348} = 5,95 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : **6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,85 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,85 \times 10^4}{0,990 \times 40,5 \times 348} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T14=9,24 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

• Sens-y :

$$A_y = 12,06 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 4 \text{ cm} ; \text{ Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

• Sens-x :

$$A_x = 12,06 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 4,33 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité} : \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{ Condition vérifiée}$$

#### VIII.2.4.4 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

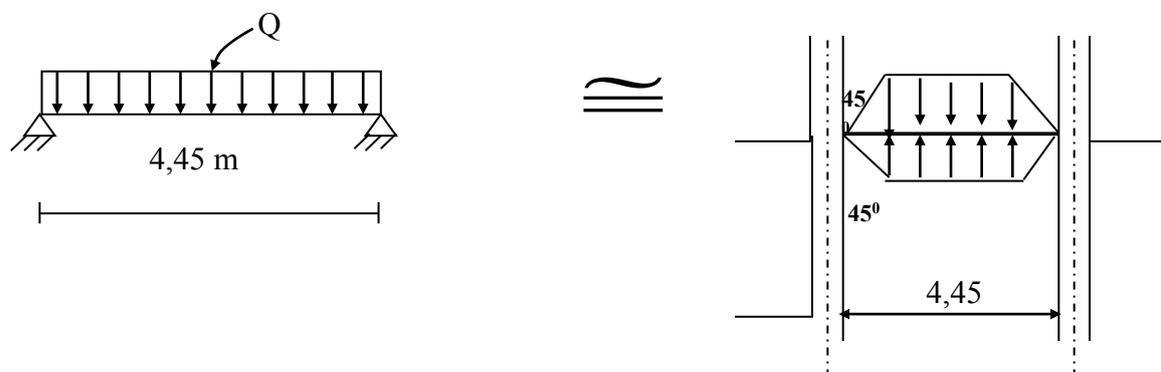


Figure VII.3 Répartition des charges sur les poutres

Les lignes de rupture

Calcul de  $Q'$ :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 3,4 \text{ m}$

$Ly_1 = 4,15 \text{ m}$

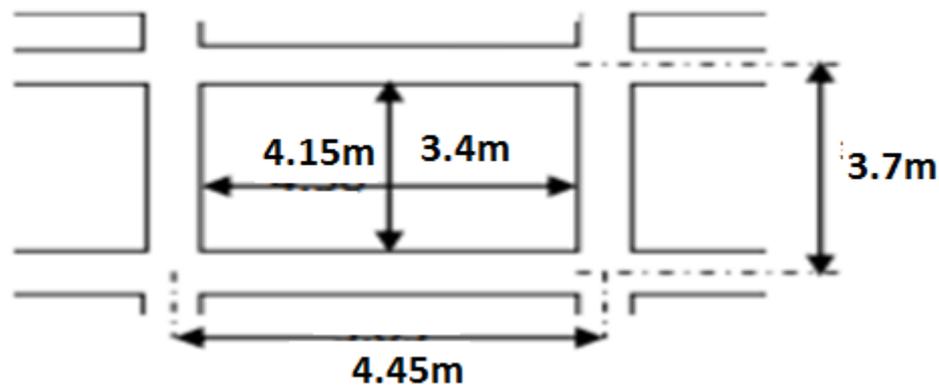
$Lx_2 = 3,4 \text{ m}$

$Q = 146,2 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{146,2}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,4^2}{3 \times 4,15^2} \right) . 3,4 + \left( 1 - \frac{3,4^2}{3 \times 4,15^2} \right) . 3,4 \right] = 385,85 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{385,85 \times 4,45^2}{8} = 955,13 \text{ KN.m}$$



a.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 71,63 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,63 \times 10^4}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,254 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,851 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{71,63 \times 10^4}{0,851 \times 63 \times 348} = 38,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : } 4T25 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 4T20 \rightarrow A = 44,77 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : } 4T20 \end{cases}$$

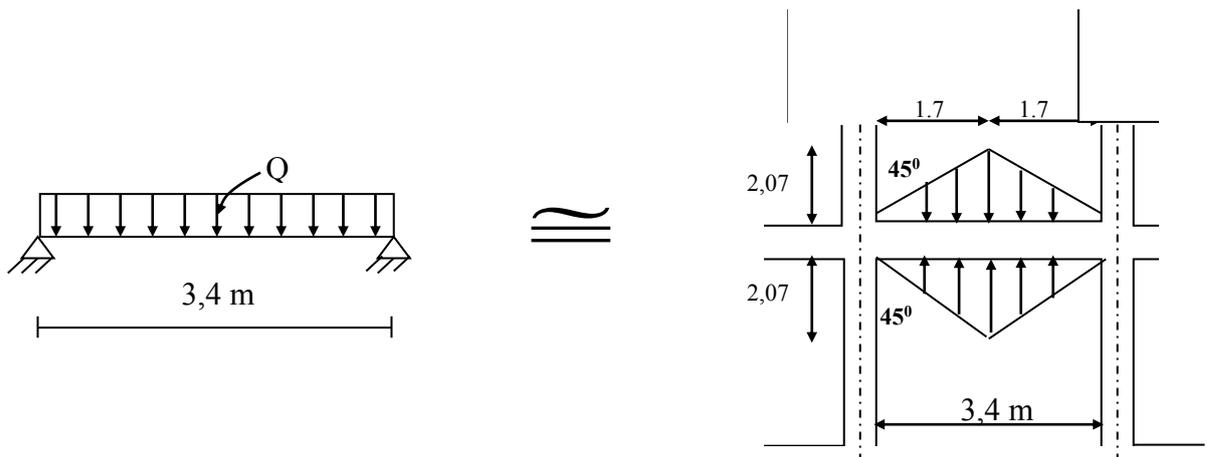
- Sur appui :

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 47,75$	$= 0.35 \times M_0 = 33,4$
$\mu \rightarrow \beta$	0,169 $\rightarrow$ 0,906	0,118 $\rightarrow$ 0,937
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	24,03	16,25
$A_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	8T20 (chap) = 25,13	4T20 (fil) + 4T14 (chap) = 18,73

**Tableau VIII.2 :** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

b) Sens transversale:

$$L_{\text{max}} = 3,4 \text{ m.}$$



**Figure VII.4** Répartition des charges sur les poutres

b.1) Calcul de  $Q'$  :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

Tel que :  $Q = 146,2 \text{ KN/m}^2$

$$L_{x1} = 3,4 \text{ m}$$

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 146,2 \times 3,4 = 331,38 \text{ kn/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{331,38 \times 3,7^2}{8} = 567,07 \text{ kn.m} \end{cases}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 42,53 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,53 \times 10^4}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,151 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,918 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,53 \times 10^4}{0,918 \times 63 \times 348} = 21,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : } 4T16 \\ 2^{éme} \text{ lit : } 4T16 \rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2 \\ 3^{éme} \text{ lit : } 4T16 \end{cases}$$

- Sur appui :

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0,5 \times M_0 = 28,35$	$= 0,35 \times M_0 = 19,84$
$\mu \rightarrow \beta$	0,100 $\rightarrow$ 0,947	0,070 $\rightarrow$ 0,964
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	13,65	9,38
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	4T14 (fil) + 4T16 (chap.) = 14,2	8T14 (chap.) = 12,32

Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale

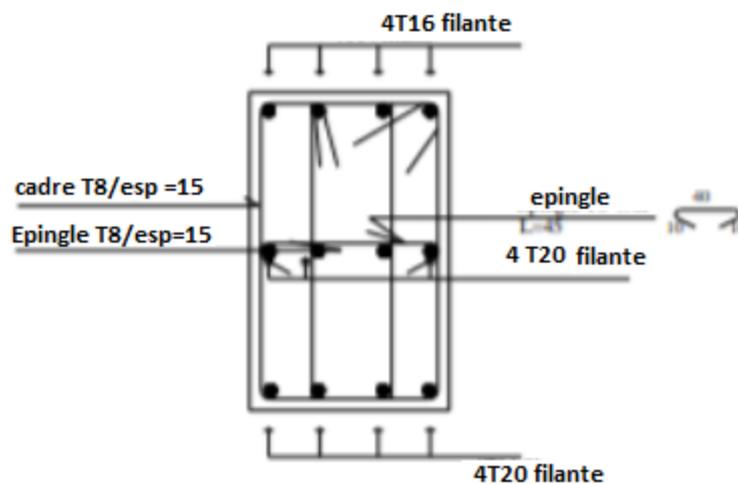


Figure VIII.5 : Schéma de poutre libage

### VIII.2.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1f_c) = 80 \text{ cm}$   
 Dans notre cas  $h_a=80 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul sont placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(0,7 \times 0,5) \text{ m}^2$  on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,5 + 0,7) = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

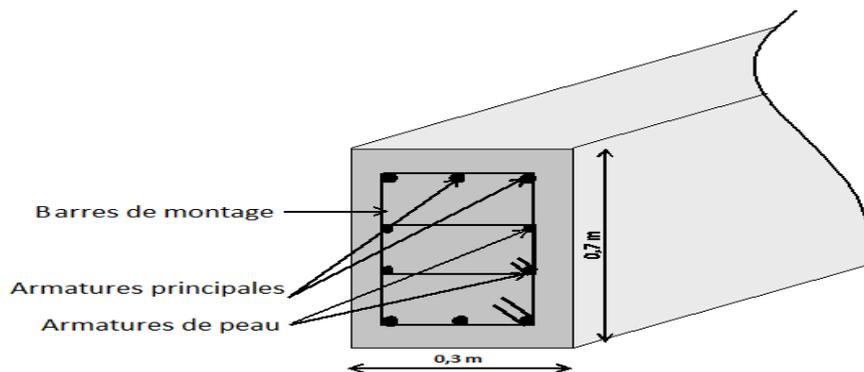


Figure VIII.6 : Schéma représentant la poutre de libage

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{19,24 \times 4,50}{2} = 43,29 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{43,29 \times 10}{50 \times 63} = 0,137 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,137 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min\{20; 16; 30\} = 16 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_l \right\} = \min\{17,5; 19,2\} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow 1,64 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

## *Conclusion*

L'étude de mon projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul d'un bâtiment d'habitation R+10+s/sol contreventé par des voiles en béton armé, m'a permis d'exploiter tout ce que j'ai étudié durant les années de spécialité en Génie Civil et j'ai des observations et des constatations déduites des différents chapitres de ce mémoire.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

### **La résistance:**

Vu les résultats de calcul obtenus, ma structure est vérifiée toutes les conditions de

Résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

### **La sécurité:**

Toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction

(BAEL 91- RPA 99) ont été satisfaisantes.

### **L'économie:**

L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été traduit dans mon projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

En fin, l'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement le SAP 2000, m'a permis d'optimiser les éléments résistants par la modélisation de ma structure vis-à-vis de l'action sismique.

J'espère que ce projet sera une base et un point de départ pour ma vie professionnelle.

## ***Bibliographie***

### **Règlements :**

- Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).
- DTR B C 2 - 4 8 RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- DTU P 1 8 - 7 0 2 BAEL99 : Béton armé aux états limites
- DTR B C 2 - 4 1 CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en Béton armé
- DTR B C 2 2 Charge permanente et charge d'exploitation

### **Mémoires :**

- Mémoire Boudierba Bachir et Bouchemla Ali, Étude d'un bâtiment en (R+11) à usage d'habitation (2006-2007), Université de Tiaret.
- [Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial« SS+RDC+10 étages » en Béton Armé, 2012], par Marzouk , projet fin d'études Département de génie civil, faculté de technologie, Université A .Belkaid ,Tlemcen(Algérie).

### **Logiciels et programmes :**

- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- ETABS V9.7.0 (Analyse des structures)
- Office 2010 (Traitement de texte, Excel, Word)