



**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 : Génie de la construction

Présenté par :

KEMOUNE Ali Boumediene

RABAH Abdelkader

*Sujet du mémoire*

**Etude d'un bâtiment en béton armé  
(Sous-sol, RDC+10 étages)  
A usage d'habitation et commercial.**

*Soutenu publiquement le 15-06-2015 devant le jury composé de :*

Mr, BOUAKAZ. K	President
Mr, HADJI Lazrag	Rapporteur
Mr, ABDELAZIZ Hadj.H	Examineur
Mr, TLIDJI. Y	Examineur
M <sup>lle</sup> , AIT YAHIA. S	Examineur
M <sup>me</sup> , KHELIFA. Z	Examineur

PROMOTION : 2015

# *Remerciement*

Tout d'abord nous remercions avant tous, Allah le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles et particulièrement le chef de département **Mr. BOUAKAZ** Khaled.

Nous remercions vivement, notre promoteur **Mr** : HADJI Lazrag de nous avoir pris en charges, son aide et ses précieux conseils.

On remercie notre enseignant **Mr. MIMOUNI** Mohamed de nous avoir aidé durant l'élaboration de ce mémoire.

On saisit également cette opportunité pour remercier les membres de BET Bereg

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

---

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (10) étages, implanté à la la wilaya de MASARA. 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 ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

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

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

# ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض+ طابق ارضي+ 10 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في (Ila) طوابق بولاية معسكر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم هندسة مقاومة الزلازل.

2003 RPA99V، ( BAEL91 modifié99 ) باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

.الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنية..

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة الحاسوب..

.الجزء الرابع و الأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية(الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات)

الكلمات المفتاحية:

BAEL91modifié 99 ,ETABS ،RPA99V2003، الخرسانة المسلحة،

# *Abstract*

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in wilaya of MASCARA . This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

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

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

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

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

Key words: Building. Reinforced concrete ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul.

<b>I.1 Introduction :</b> .....	<b>1</b>
<b>I.2 Présentation de l'ouvrage :</b> .....	<b>1</b>
I.2.1 Caractéristiques géométriques : .....	1
I.2.2 Ossature et système constructif pris : .....	2
I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol : .....	3
<b>I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :</b> .....	<b>3</b>
I.3.1 Le béton : .....	3
I.3.1.1 Résistance mécanique : .....	4
I.3.1.2 Déformation et contraintes de calcul : .....	5
I.3.1.3 Contrainte admissible de cisaillement : .....	6
I.3.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton : .....	7
I.3.1.5 Module de déformation transversale : .....	7
I.3.2 Les Aciers : .....	7
I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte : .....	8
I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures : .....	8
<b>I.4 Hypothèse de calcul :</b> .....	<b>9</b>
I.4.1 E.L.U.R : .....	9
I.4.1.1 Hypothèses de calcul : .....	9
I.4.1.2 Règles des trois pivots : .....	9
I.4.2 E.L.S : .....	10
I.4.2.1 Hypothèses de calcul : .....	10
I.4.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites : .....	11

## **CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.**

<b>II.1 Pré dimensionnement des planchers :</b> .....	<b>12</b>
II.1.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :.....	12
II.1.2 Descente de charges des planchers : .....	12
<b>II.2 Pré dimensionnement des poutres :</b> .....	<b>13</b>
II.2.1 Sens longitudinal :.....	14
II.2.2 Sens transversal :.....	14
<b>II.3 Pré dimensionnement des poteaux :</b> .....	<b>14</b>
II.3.1 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 : .....	15
II.3.1.1 Calcul de l'effort normal (NU) sollicitant les poteaux :.....	15
II.3.1.2 Détermination de la section du Poteau (a X b) : .....	17
II.3.1.3 Détermination du diamètre du Poteau (D) : .....	18
<b>II.4 Pré dimensionnement des voiles :</b> .....	<b>20</b>
<b>II.5 Tableau récapitulatif :</b> .....	<b>20</b>

## **CHAPITRE III: Ferrailage des éléments non porteurs.**

<b>III.1 Acrotère :</b> .....	<b>22</b>
III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :.....	22
III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section : .....	23
III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :.....	23
III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées $A'$ : .....	24
III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire : .....	24
III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) : .....	24
III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :.....	25
III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :.....	25
III.1.4.3 Contrainte de cisaillement : .....	25
III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :.....	25
<b>III.2 Balcon :</b> .....	<b>26</b>
III.2.1 Etude des charges et des sollicitations :.....	27
III.2.1.1 Calcul de la charge concentrée :.....	27
III.2.1.2 Ferrailage :.....	28

III.2.1.3 Vérifications :	28
III.2.1.4 Schéma du ferrailage :	30
<b>III.3 La cage d'ascenseur :</b>	<b>31</b>
III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :	32
III.3.2 Calcul de la charge total qu :	33
III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :	33
III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :	34
III.3.2.3 Vérification de Cr :	34
III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :	34
III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :	34
III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	35
III.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle :	37
III.3.6 Vérification à l'E.L.S :	40
III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :	42
III.3.8 Disposition du ferrailage :	43
III.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :	44
<b>III.4 Les escaliers :</b>	<b>44</b>
III.4.1 Dimensions des escaliers :	46
III.4.2 Etude d'un escalier à deux volées :	46
III.4.3 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :	47
III.4.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :	48
III.4.5 Ferrailage de l'escalier :	50
III.4.6 Le vérifications :	50
III.4.6.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :	51
III.4.6.2 Vérification de la flèche :	52

## **CHAPITER IV: Calcul des planchers.**

<b>IV.1 Introduction :</b>	<b>53</b>
<b>IV.2 Calcul du plancher à corps creux :</b>	<b>53</b>
IV.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :	53
IV.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :	55
IV.2.2.1 Méthode forfaitaire :	55
IV.2.2.3 Méthode des trois moments :	58
IV.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :	59



IV.2.5 Calcul des poutrelles du plancher du RDC et 1ier étage :.....	76
IV.2.4 Calcul des poutrelles du plancher terrasse : .....	78

## **CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment.**

<b>V.1 INTRODUCTION :</b> .....	<b>83</b>
<b>V.2 PRESENTATION DU LOGICIEL ETABS :</b> .....	<b>83</b>
<b>V.3 METHODE DE CALCUL :</b> .....	<b>83</b>
<b>V.4 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :</b> .....	<b>84</b>
<b>V.5 CALCUL SISMIQUE :</b> .....	<b>85</b>
V.5.1 DEFINITION DES MASSES : .....	85
V.5.2 CALCUL DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE : .....	85
<b>V.6 CALCUL DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE :</b> .....	<b>86</b>
<b>V.7 CALCUL DES DEPLACEMENTS :</b> .....	<b>91</b>

## **CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.**

<b>VI.1 Introduction :</b> .....	<b>92</b>
VI.1.1 Les combinaisons de calcul : .....	92
<b>VI.2 Ferrailage des poutres :</b> .....	<b>92</b>
VI.2.1 Méthode de calcul : .....	92
VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :.....	93
VI.2.3 Exemple de calcul : .....	93
VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre : .....	93
VI.2.3.1 Vérification du ferrailage de la poutre : .....	94
<b>VI.3 Ferrailage des poteaux :</b> .....	<b>98</b>
VI.3.1 Exemple de calcul : .....	99
VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables : .....	99
VI.3.1.2 Calcul d'un poteau : .....	100
VI.3.1.2 Vérifications de la contrainte de cisaillement : .....	101
VI.3.1.3 Calcul des armatures transversales :.....	101

## **CHAPITRE VII: Calcul et ferrailage des voiles.**

<b>VII.1 Introduction :</b> .....	<b>103</b>
-----------------------------------	------------

<b>VII.2 Le système de contreventement :</b>	<b>103</b>
<b>VII.3 Le principe de calcul :</b>	<b>104</b>
<b>VII.4 Ferrailage des voiles :</b>	<b>106</b>
<b>VII.5 Vérification à l'ELS :</b>	<b>107</b>
<b>VII.6 Disposition des armatures :</b>	<b>107</b>
VII.6.1 Armatures verticales :	107
VII.6.2 Armatures horizontales :	108
VII.6.3 Armatures transversales :	108

## **CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.**

<b>VIII.1 Introduction :</b>	<b>109</b>
<b>VIII.2 Le voile périphérique :</b>	<b>109</b>
VIII.2.2 Calcul des charges :	109
VIII.2.3 Calcul des sollicitations :	110
VIII.2.4 Calcul du ferrailage :	110
VIII.2.5 Les vérifications :	111
<b>VIII.3 Etude des fondations :</b>	<b>113</b>
VIII.3.1 Choix du type de fondations :	113
VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :	114
VIII.3.2 Définition du radier :	114
VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :	115
VIII.3.4 Ferrailage du radier :	117
VIII.3.4.1 Méthode de calcul :	117
VIII.3.4.2 Evaluation des charges :	118
VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :	118
VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages :	119
VIII.3.4.5 Les armatures de peau :	121
<b>Conclusion.....</b>	<b>123</b>
<b>Bibliographie.....</b>	

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul.

Tableau I.1 : Résistance $f_{cj}$ du béton à 7, 14 et 90 jours .....	4
Tableau I.2 : Les déformations limitent du pivot .....	10

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.

Tableau II.1 : Dégression en fonction du nombre d'étage .....	16
Tableau II.2 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles .....	21

## CHAPITRE III: Ferrailage des éléments non porteurs.

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur .....	32
Tableau III.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	36
Tableau III.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	41

## CHAPITRE IV: Calcul des planchers.

Tableau IV.1 : Combinaison des charges .....	55
Tableau IV.2 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1 .....	64
Tableau IV.3 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2 .....	67
Tableau IV.4 : Récapitulatif des résultats trouvés (poutrelles du 2 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> ).....	68
Tableau IV.5 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 4 .....	76
Tableau IV.6 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 5 .....	77
Tableau IV.7 : Récapitulatif des résultats des poutrelles du plancher du RDC et 1er étage .....	77
Tableau IV.8 : Récapitulatif des résultats trouvés du plancher terrasse.....	82

## CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment.

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone .....	87
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité .....	87
Tableau V.3 : Coefficient de pondération .....	88
Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie de site.....	88
Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique.....	89
Tableau V.6 : les valeurs de la période pour chaque mode (Tiré du l'ETABS) .....	90

Tableau V.7 : déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal .....	91
---	----

## **CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.**

Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres .....	97
Tableau VI.2 : Armatures minimales pour les poteaux.....	99
Tableau VI.3 : Sollicitations du premier genre. ....	99
Tableau VI.4 : Sollicitations du deuxième genre. ....	99
Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux .....	101

## **CHAPITRE VII: Calcul et ferrailage des voiles.**

## **CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.**

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....	118
Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.....	120
Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	121

# Liste des figures

## **CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul.**

Figure I. 1 : Vue en plan de la structure .....	2
Figure I. 2 : Diagramme parabole – rectangle.....	5
Figure I.3 : Diagramme rectangulaire .....	6
Figure I.4 : Diagramme de déformation – contraintes .....	8
Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section. - Règles des trois pivots - .....	10

## **CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.**

Figure.II.1 : Plancher à corps creux .....	12
Figure.II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	13
Figure.II.3 : La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire.....	15
Figure II.4 : La section la plus sollicitée du poteau circulaire .....	15
Figure II.4 : schéma du voile.....	20

## **CHAPITRE III: Ferrailage des éléments non porteurs.**

Figure.III.1 : Acrotère en béton armé.....	22
Figure.III.2 : Dimensions de l'acrotère .....	23
Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère .....	26
Figure III.3 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon type 1 .....	28
Figure III.5 : Ferrailage du balcon .....	30
Figure III.6 : Schéma d'un ascenseur .....	31
Figure.III.7 : Répartition des charges.....	35
Figure.III.8 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle .....	35
Figure III.9 : Dessin montrant la concentration des charges.....	36
FigureIII.10 : Moments de la dalle.....	37
Figure III.11 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur .....	44
FigureIII.12 : Coupe descriptive d'un escalier.....	45
FigureIII.13 : Terminologie de l'escalier à deux volées .....	45

Figure III.14 : Schéma statique d'une volée + paliers.....	48
Figure III.15 : Schéma statique de la volée et le palier .....	48
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier .....	49

## **CHAPITER IV: Calcul des planchers.**

Figure IV.1 : Principe de calcul des moments .....	55
Figure IV.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire .....	56
Figure IV.3 : Principe de calcul de l'effort tranchant .....	56
Figure IV. 4 : valeurs admissibles (travée intermédiaire) .....	57
Figure IV.5 : valeurs admissibles (travée de rive.....	57
Figure IV.6 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1) .....	58
Figure IV.7 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2) .....	58
Figure IV.8 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3) .....	59
Figure IV.9 : Schéma statique des poutrelles .....	61
Figure. IV.10: Les coefficients forfaitaires de la poutrelle .....	61
Figure IV.11 : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire (1).....	62
Figure IV.12 : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire (2).....	63
Figure IV.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1) ...	64
Figure IV.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1) .....	65
Figure IV.15 : Géométrie de la poutrelle .....	69
Figure IV.16 : C.d.G de la poutrelle.....	71
Figure IV.17 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables .....	73
Figure IV.18 : Schéma de la bielle d'about.....	74
Figure IV.19 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants .....	76
Figure IV.20 : Dessin de ferrailage des poutrelles du RDC et 1ier étage .....	78
Figure IV.21 : Schéma statique des poutrelles du plancher terrasse .....	79
Figure 22 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse .....	82

## **CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment.**

## **CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.**

Figure VI.1 : La zone nodale.....	102
-----------------------------------	-----

## **CHAPITRE VII: Calcul et ferrailage des voiles.**

Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux .....	106
FigureVII.2 : La disposition du ferrailage du voile.....	108

## **CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.**

Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique .....	110
Figure VIII.2 : Schéma représentant la poutre de libage.....	122

# Notations

**G** : Action permanente

**Q** : Action d'exploitation

**E** : Action accidentelle

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte admissible du béton

$\overline{\sigma_{st}}$  : Contrainte admissible d'acier

$\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton

$\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul

$f_{cj}$  : Résistance à la compression

$f_{tj}$  : Résistance à la traction

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à 28 jours

$A_{st}$  : Section d'armature

$A_r$  : Armature de répartition

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier

$\theta$  : Coefficient d'application

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$I_x, I_y$  : Moment d'inertie

$i_x, i_y$  : Rayon de giration

$\mu_u$  : Moment ultime réduit

$\alpha$  : Position relative de la fibre neutre

$z$  : Bras de levier

$d$  : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

$d'$  : Distance entre les armatures et la fibre neutre

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontal

**B<sub>r</sub>** : Section réduite

**M** : Moment fléchissant

**T** : Effort tranchant

**N** : Effort normal

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

**D** : Facteur d'amplification dynamique

**R** : Coefficient de comportement global de la structure

**Q** : Facteur de qualité

**W** : Poids total de la structure

**V** : Force sismique total

**W<sub>i</sub>** : Poids sismique au niveau « i »

**C<sub>T</sub>** : Coefficient de période

**B** : Coefficient de pondération



## **Introduction générale**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

**GÉNÉRALITÉS ET  
HYPOTHÈSES DE CALCUL**

## I.1 Introduction :

Le présent Projet du mémoire de Fin d'Etude consiste à l'étude technique d'un bâtiment en béton armé R+10 avec sous-sol qui est utilisé comme un Parking des véhicules, le rez-de-chaussée est à usage commercial, le premier étage est destiné aux bureaux et les neuf (09) étages restants sont à usage d'habitation. La structure du présent bâtiment est contreventée par un système mixte (murs voiles et portiques).

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique.

Le présent mémoire est structuré de la sorte :

- Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) ;
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;
- Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

## I.2 Présentation de l'ouvrage :

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments d'une tour de Onze (11) étages en béton armé et à usage multiple (commercial et habitation) située à MASCARA, qui est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003).

### I.2.1 Caractéristiques géométriques :

#### a) Géométrie du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment :	27,50 m
Largeur totale du bâtiment :	17,20 m
Hauteur du sous-sol,	4,08 m
Hauteur du R.D.C. et du 1 <sup>ier</sup> étage:	5,10 m
Hauteur des étages courants (2 <sup>ème</sup> – 10 <sup>ème</sup> ):	3,06 m
Hauteur totale de la structure :	38,25 m
Hauteur de l'acrotère :	0,6m

#### b) La régularité de la structure :

D'après le RPA 99/2003 (3.5.1.b), la structure présente une régularité en élévation.

Pour la régularité en plan (3.5.1.a) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} = \frac{7,5}{27,50} = 0,27 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{5,1}{17,2} = 0,29 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ 0,25 < \frac{L_x}{L_y} = 1,59 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc la structure est irrégulière en plan.

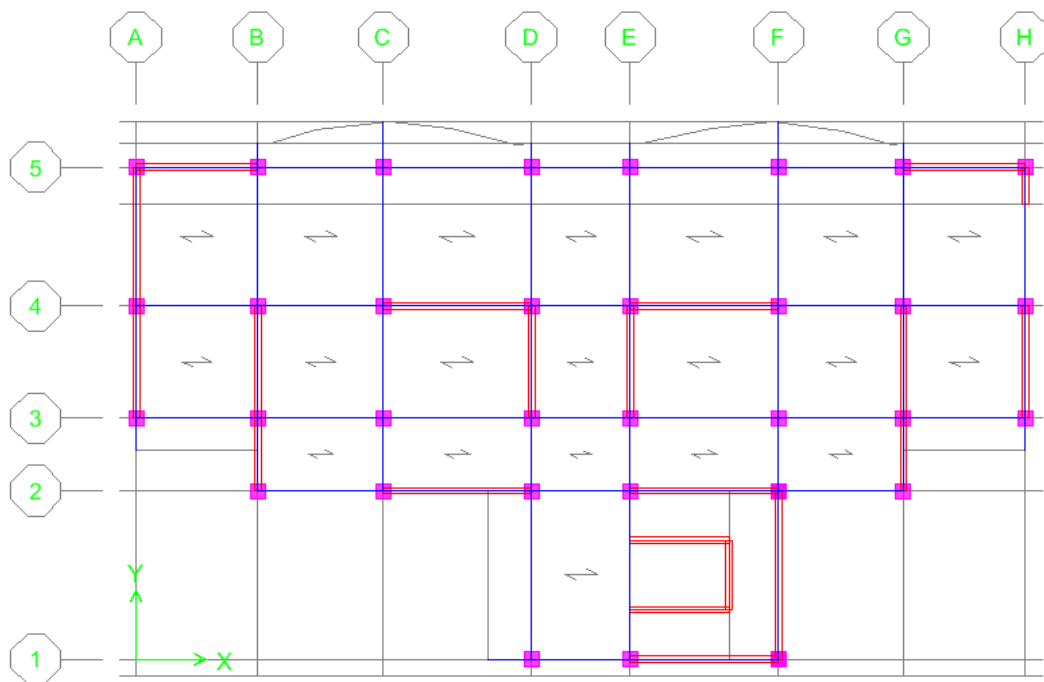


Figure I. 1 : Vue en plan de la structure.

### I.2.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : la stabilité de la structure est assurée par un système structural mixte en béton armé (portiques et murs voile).

Planchers : les planchers adoptés pour le bâtiment sont des planchers à corps creux.

Escalier : il est composé du palier + une palliasse, formant ainsi un escalier à 2 volées.

Maçonnerie : les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Cage d'ascenseur : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement : enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

Isolation : l'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieurs.

### **I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :**

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars pour un ancrage  $D = 4$  m ;
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,7$  t/m<sup>3</sup> ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$  ;
- La cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc  $S_3$ .

### **I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

#### **I.3.1 Le béton :**

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m<sup>3</sup>) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ( $d_g \leq 5$  mm) ;
- 800 l de gravillon ( $d_g \leq 25$  mm) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;

- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

Economie: le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est :  $\begin{cases} \text{Béton armé : } \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Béton non armé : } \gamma_b = 22 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

### I.3.1.1 Résistance mécanique :

#### a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend :  $f_{cj} = f_{c28}$

Pour j ≥ 60 jours, on prend  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$  ; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**Tableau I.1 :** Résistance  $f_{cj}$  du béton à 7, 14 et 90 jours.

$f_{c28}(\text{MPa})$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

c) Définition des états limites :

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:

c.1) Etat limite ultime:

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.

c.2) Etat limite de service:

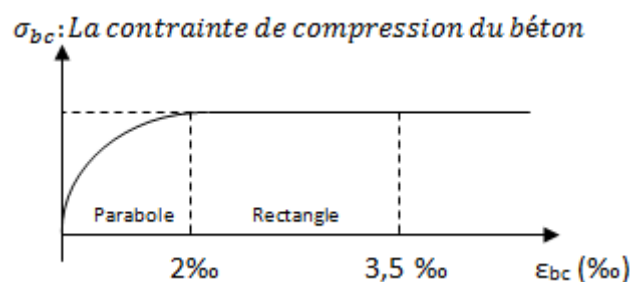
Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

**I.3.1.2 Déformation et 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. 2 :**Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

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

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

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité avec :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

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.

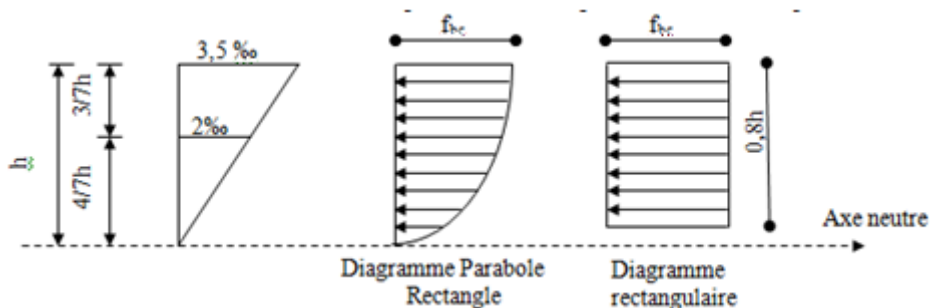
b) Etat limite de service :

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

b.1) Diagramme rectangulaire :

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



**Figure I.3 :** Diagramme rectangulaire.

### I.3.1.3 Contrainte admissible de cisaillement:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

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



$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 \times d}$$

Avec :  $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

= 3,34 MPa ; Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

= 2,5 MPa ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

### I.3.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

#### a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée  $E_{ij}$  du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

#### b) Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

### I.3.1.5 Module de déformation transversale :

#### Coefficient de poisson:

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où :  $\nu$  est le coefficient de poisson

$\nu = 0$  ; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.)  $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$  ; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.)  $\rightarrow G = 13401,75$

### I.3.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;

- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ( $\phi$ ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

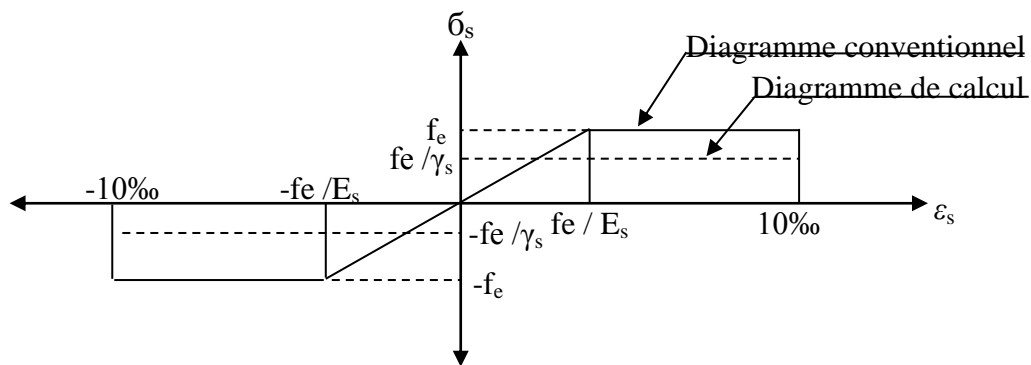
Le poids volumique de l'acier est de :  $78,5 \text{ kN/m}^3$  et son module d'élasticité longitudinal est de :  $200000 \text{ MPa}$ .

### I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$



**Figure I.4 :** Diagramme de déformation – contraintes.

### I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$  ; (Pas de limitation)  $\rightarrow$  Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

$$\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

#### **I.4 Hypothèse de calcul:**

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

##### **I.4.1 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.

##### **I.4.1.1 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 :  $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:
  - Le béton en compression ;
  - L'acier en traction et en compression.

##### **I.4.1.2 Règles des trois pivots :**

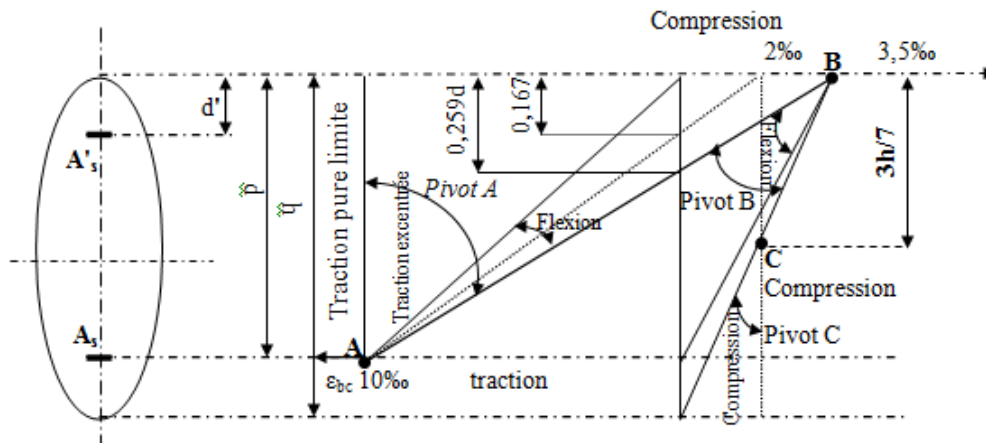
En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- 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.

**Tableau I.2 :** Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^{0}/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^{0}/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^{0}/_{00}$



**Figure I.5 :** Diagramme des déformations limitées de la section.

- Règles des trois pivots -

#### I.4.2 E.L.S :

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

##### I.4.2.1 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 néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

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

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

#### I.4.2.2 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 :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

##### • Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

**PRE DIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS DE LA STRUCTURE**

## II.1 Pré dimensionnement des planchers :

### II.1.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :

Epaisseur du plancher à corps creux :

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

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

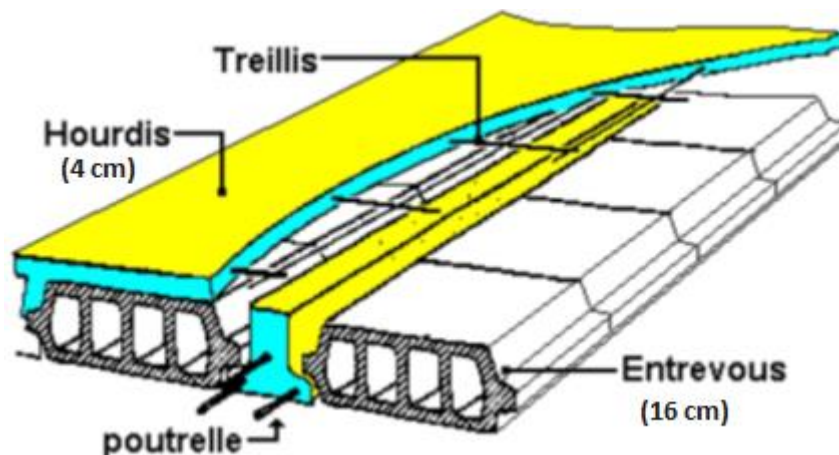
$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[4 ; 4,60] \text{ m} = 4 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$



**Figure.II.1** : Plancher à corps creux.

### II.1.2 Descente de charges des planchers :

#### a) Plancher terrasse inaccessible :

Protection en gravillon roulé (5 cm) :  $5 \times 0,20 = 1 \text{ kN/m}^2$

Étanchéité multicouche (2 cm) :  $0,12 \text{ kN/m}^2$

Forme de pente en béton léger (10 cm) :  $10 \times 0,22 = 2,20 \text{ kN/m}^2$

Isolation thermique en polystyrène (4 cm) :  $4 \times 0,04 = 0,16 \text{ kN/m}^2$

Plancher à corps creux + dalle de compression (16+ 4 cm) :  $2,80 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) :  $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$G = 6,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

b) Plancher étage courant :

Revêtement en carrelage (2 cm) :  $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de pose (2 cm) :  $2 \times 0,22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$

Sable fin pour mortier (2 cm) :  $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

Plancher à corps creux (16+ 4 cm) :  $2,80 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) :  $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

Cloison en brique creuse (10 cm) :  $0,90 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5,10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q_{\text{bureau}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

c) Murs de façade :

Briques creuses (15 cm) :  $1,30 \text{ kN/m}^2$

Briques creuses (10 cm) :  $0,90 \text{ kN/m}^2$

Enduit extérieur en ciment ou mortier (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,18 = 0,27 \text{ kN/m}^2$

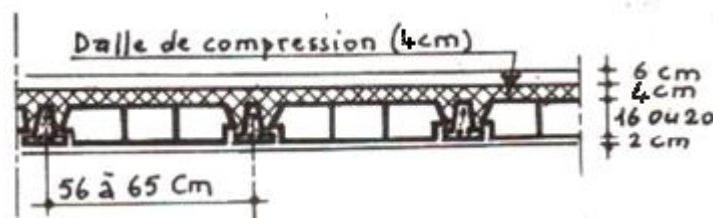
Enduit intérieur en plâtre (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,1 = 0,15 \text{ kN/m}^2$

$$G = 2,62 \text{ kN/m}^2$$

Avec une ouverture de 20% :

$$G = 0,8 \times 2,62 \times 4,6 = 9,64 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 0,8 \times 2,62 \times 2,56 = 5,37 \text{ kN/m}^2$$



**Figure.II.2 :** Coupe d'un plancher à corps creux.

## II.2 Pré dimensionnement des poutres :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$



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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre nus} \end{array} \right.$$

On trouvera deux types de poutres :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } L = 5,1 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 4,50 \text{ m} \end{array} \right.$

### II.2.1 Sens longitudinal :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 510 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 50 = 45 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 34 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 50 \text{ cm} \\ 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1,67 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend (35 X 50) cm<sup>2</sup> comme section des poutres principales.

### II.2.2 Sens transversal :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 450 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 40 = 36 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1,33 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend (30 X 40) cm<sup>2</sup> comme section des poutres secondaires.

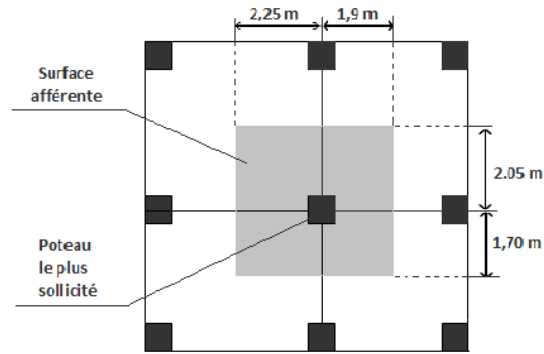
### II.3 Pré dimensionnement des poteaux :

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.

On a deux sections différentes des poteaux : rectangulaire et circulaire.

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

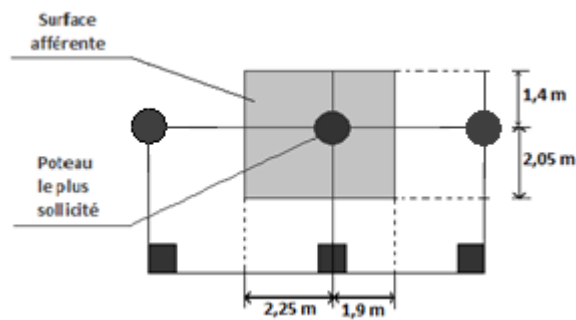
$$S = (1,9 + 2,25) \times (1,70 + 2,05) = 15,56 \text{ m}^2$$



**Figure.II.3 :** La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire.

La surface afférente du poteau circulaire est donnée par :

$$S = [(2,25 + 1,9) \times (1,4 + 2,05)] = 14,32 \text{ m}^2$$



**Figure II.4 :** La section la plus sollicitée du poteau circulaire.

On a 3 types de coffrage des poteaux (rectangulaire et circulaire):

- Type 1 : sous-sol, R.D.C. et 1<sup>er</sup> étage.
- Type 2 : du 2<sup>ème</sup> étage jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage.
- Type 3 : du 6<sup>ème</sup> étage jusqu'à la terrasse.

### II.3.1 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :

#### II.3.1.1 Calcul de l'effort normal ( $N_U$ ) sollicitant les poteaux :

##### 1. Carré :

1.a) Les efforts de compression dus aux charges permanentes  $N_G$  :

- Plancher terrasse :  $G \times S = 6,48 \times 15,56 = 100,83 \text{ kN/m}^2$
- Plancher R.D.C + 10 étages :  $n \times G \times S = (11 \times 5,10) \times 15,56 = 872,92 \text{ kN/m}^2$

$n$  : est le nombre d'étage.

On majore les efforts de 10% :  $N_G = 1,1 \times (100,83 + 872,92) = 1071,13 \text{ kN/m}^2$

1. b) Les efforts de compression due aux surcharges 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 dernier étage (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)	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

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

Les résultats sont notés dans le tableau suivant :

**Tableau II.1** : Dégression en fonction du nombre d'étage.

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	$NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	11,4
R.D.C	$NQ_{11} = Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	12,20
S.SOL	$NQ_{12} = Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	12,97

Par application de la loi de dégression des surcharges on a :  $Q = 12,97 \text{ kN/m}^2$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 12,97 \times 15,56 = 221,99 \text{ kN/m}^2$$

1.c) L'effort normal  $N_U$  :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 1071,13) + (1,5 \times 221,99) = 1779,012 \text{ kN/m}^2$$

### II.3.1.2 Détermination de la section du Poteau (a X b) :

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a:  $L_0 = 5,10 \text{ m}$  ;  $L_f = 0,7 \times 510 = 357 \text{ cm}$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{357}{0,289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{357}{0,289 \times 50} = 24,71 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 50 \text{ cm}$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{357}{15,90} = 22,45 < 50 ; \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de « b » :

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime  $N_U$  doit être :

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

Avec :

$$B_r : \text{Section réduite du poteau ; } B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s : \text{Section d'armature longitudinale ; } A_s = 0,8\% B_r ; \text{ Par ce que Zone IIa}$$

$\alpha$  : Facteur réducteur de  $N_U$ , il est en fonction de  $\lambda$  ;

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2]}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,50 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

Application numérique :

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

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 0,8\% \times [48(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{22,45}{35})^2]} = 0,79$$

$$1779,012 \leq 0,79 \left[ \frac{48(b-2) \times 25}{0,9 \times 1,50 \times 10} + \frac{0,304(b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 24,64 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 55 \text{ cm}$

c) Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Leftrightarrow 0,25 < 0,91 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le poteau rectangulaire type 1 a une section de (50 X 55) cm<sup>2</sup>.

On prend une section carrée de (55X55) cm<sup>2</sup>

2. Cercle :

### II.3.1.3 Détermination du diamètre du Poteau (D) :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$ .

$$\lambda = \frac{4 \times L_f}{D} = \frac{2,8L_0}{D} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = \frac{\pi \times D^2}{4} ; I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$i = \sqrt{\frac{\pi \times D^4 \times 4}{64 \times \pi \times D^2}} = \sqrt{\frac{D^2}{16}} = 0,25D$$

On a :  $L_0 = 5,1 \text{ m}$  ;  $L_f = 0,7 \times 510 = 357 \text{ cm}$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{357}{0,25D} \leq 50 \rightarrow D \geq \frac{357}{0,25 \times 50} = 28,56 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 65 \text{ cm}$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,8L_0}{D} = \frac{1428}{65} = 21,97 < 50 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime  $N_U$  doit être :

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

Avec :

$B_r$  : Section réduite du poteau ;

$A_s$  : Section d'armature longitudinale ;  $A_s = 0,8\% B_r$  ; Parce que Zone IIa

$\alpha$  : Facteur réducteur de  $N_U$ , il est en fonction de  $\lambda$  ;

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2]}$$

a) Calcul de l'effort ultime :

a.1) Les efforts de compression dus aux charges permanentes  $N_G$  :

- Plancher terrasse :  $G \times S = 6,48 \times 14,32 = 92,79 \text{ kN/m}^2$
- Plancher R.D.C + 10 étages :  $n \times G \times S = (11 \times 5,10) \times 14,32 = 803,35 \text{ kN/m}^2$

$n$  : est le nombre d'étage.

On majore les efforts de 10% :  $N_G = 1,1 \times (92,79 + 803,35) = 985,75 \text{ kN/m}^2$

a.2) Les efforts de compression due aux surcharges d'exploitation :

Par application de la loi de dégression des surcharges on a :  $Q = 12,97 \text{ kN/m}^2$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 12,97 \times 14,32 = 204,30 \text{ kN/m}^2$$

a.3) L'effort normal  $N_U$  :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 985,75) + (1,5 \times 204,30) = 1637,21 \text{ kN/m}^2$$

**Application numérique :**

$$B_r = \frac{\pi \times (D - 2)^2}{4} = \frac{\pi \times (d - 2)^2}{4}$$

$$A_s = 0,8\% \times \frac{\pi \times (d - 2)^2}{4} = 0,0063(d - 2)^2 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{21,97}{35})^2]} = 0,79$$

$$1637,21 \leq 0,79 \left[ \frac{\pi \times (d - 2)^2 \times 25}{0,9 \times 1,50 \times 10 \times 4} + \frac{0,0063(d - 2)^2 \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$d \geq 39,22 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 65 \text{ cm}$ .

b) Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 65 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ D = 65 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le poteau circulaire a un diamètre de 65 cm.

Donc : Type 01: (Sous – sol + R. D. C + 1<sup>ier</sup> étage)  $\rightarrow (55 \times 55) \text{ cm}^2$

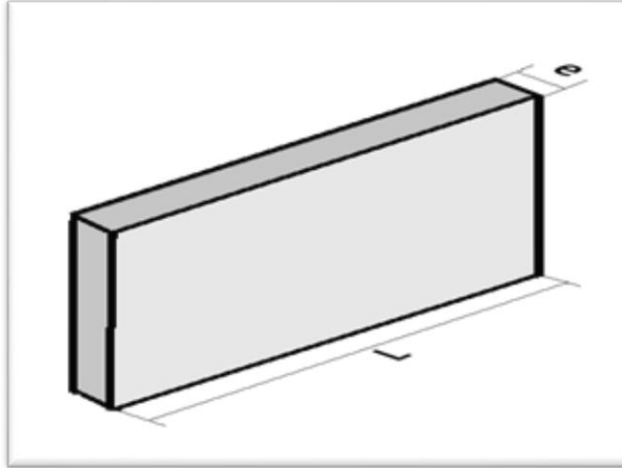
Type 02: (2<sup>ieme</sup> étage ... 5<sup>ieme</sup> étage)  $\rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$

Type 03: (6<sup>ieme</sup> étage ... 10<sup>ieme</sup> étage)  $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$

Poteau circulaire (Sous – sol + R. D. C + 1<sup>ier</sup> étage)  $\rightarrow D = 65 \text{ cm}$

## II.4 Pré dimensionnement des voiles :

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



**Figure II.4 :** schéma du voile.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{408}{22} \rightarrow e \geq 18,56 \text{ cm} \\ e_{\min} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \\ L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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 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 .

**Tableau II.2** : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.

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> ]
	Carré	Cercle			
Sous-sol	55 X 55	65	35 X 50	30 X 40	20
R.D.C.	55 X 55	65	35 X 50	30 X 40	20
01	55 X 55	65	35 X 50	30 X 40	20
02	50 X 50	/	35 X 50	30 X 40	20
03	50 X 50	/	35 X 50	30 X 40	20
04	50 X 50	/	35 X 50	30 X 40	20
05	50 X 50	/	35 X 50	30 X 40	20
06	45 X 45	/	35 X 50	30 X 40	20
07	45 X 45	/	35 X 50	30 X 40	20
08	45 X 45	/	35 X 50	30 X 40	20
09	45 X 45	/	35 X 50	30 X 40	20
Terrasse	45 X 45	/	35 X 50	30 X 40	20



**FERRAILLAGE DES ELEMENTS  
NON PORTEURS**

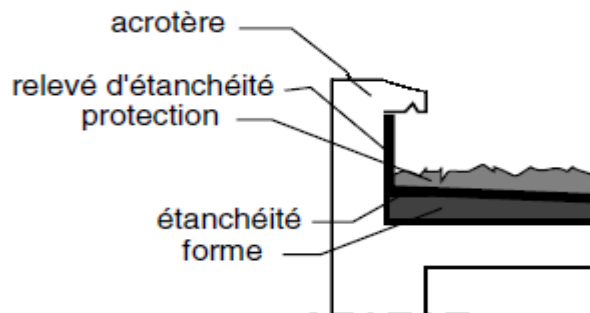
### III.1 Acrotère :

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.III.1** : Acrotère en béton armé.

#### III.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 :

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

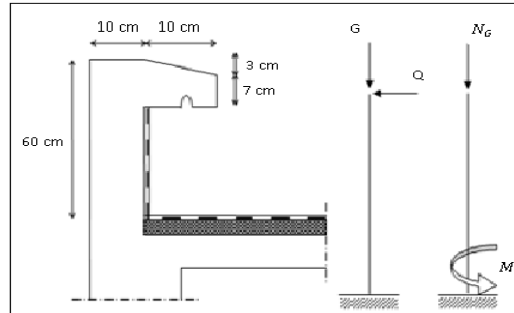
$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

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.III.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.

### III.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 x 10) cm<sup>2</sup>.

### III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

**III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée 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.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III.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 adopte 4Φ6 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.

**III.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 :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

**III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.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  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.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 :

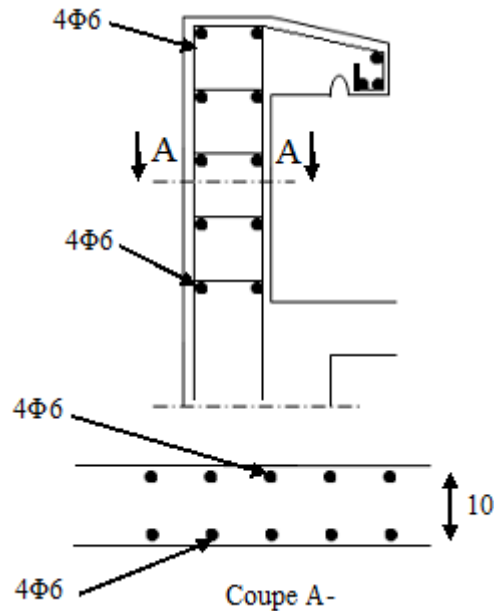
A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08

$C_p$  : 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 III.3** : Ferrailage de l'acrotère.

### III.2 Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree 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 ;  $L_y = 4 \text{ m}$

$L_x$ : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ;  $L_x = 1,4 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{4} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

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 :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique :  $e \geq 12$  cm ;
- Sécurité en matière d'incendie :  $e > 11$  cm pour 2 heures de coup feu.

On adopte :  $e = 15$  cm.

### III.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

#### a) Décente des charges :

Revêtement en carrelage (2 cm) :  $2 \times 0,20 = 0,40$  kN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose (2 cm) :  $2 \times 0,20 = 0,40$  kN/m<sup>2</sup>

Sable fin pour mortier (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,19 = 0,29$  kN/m<sup>2</sup>

Enduit en ciment (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,18 = 0,27$  kN/m<sup>2</sup>

Dalle pleine (15 cm) :  $15 \times 0,25 = 3,75$  kN/m<sup>2</sup>

$$G = 5,11 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

#### b) Charge surfacique et linéaire :

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15$  kN/m<sup>2</sup> ; Charge surfacique.

$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15$  kN/ml ; Charge linéaire.

$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61$  kN/m<sup>2</sup> ; Charge surfacique.

$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61$  kN/ml ; Charge linéaire.

#### III.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 m.

#### a) Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$$

#### b) Poids de l'enduit en ciment :

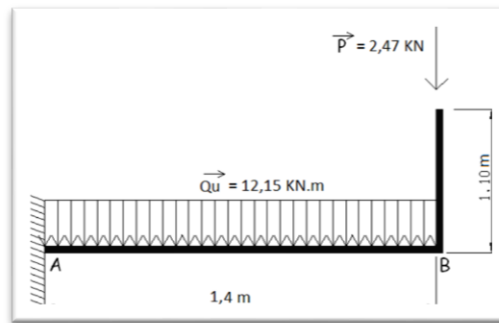
$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ enduit}} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ kN}$$

#### c) Charges totales :

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,43 + 0,4 = 1,83 \text{ kN}$$



**Figure III.3 :** Schéma statique montrant les charges que subit le balcon type 1.

d) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,4^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,4) = -15,37 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,4) + 2,47 = 19,48 \text{ kN}$$

### III.2.1.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,37 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,060 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,969$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,37 \times 10^3}{0,969 \times 13,50 \times 348} = 3,38 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et  $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, et  $A_{adp} = 2,01 \text{ cm}^2$  l'espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.2.1.3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{19,48 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1)  $\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée



La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,48 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 15,08 \times 10^2} = 1,06 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues 4T12=15,08;

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$\tau_{se} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,4^2}{2} - (1,43 \times 1,4) = -10,44 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 187642,84 \\ y_1 = -5,01 \rightarrow y_2 = 3,65 \text{ cm} \\ y_2 = 3,65 \end{cases}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) = 8199,03 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{10,44 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 4,65 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 4,65 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  ; 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  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{10,44 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 188,13 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 188,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$  ; 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 :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

$$= 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

## i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52) \times (13,50 - 7,76)^2$$

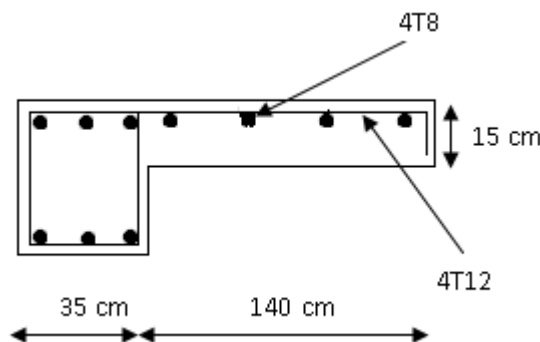
$$= 30460,25 \text{ cm}^4$$

## i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,4^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[ \frac{8,61 \times 1,4}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,056 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,056 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.1.4 Schéma du ferrailage :**

**Figure III.5 :** Ferrailage du balcon.

On a des seconds types de balcon :

Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont :

Type 02 : 4T12 ;  $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$  .  $L_y = 3,3 \text{ m}$  et  $L_x = 1,40 \text{ m}$ ,  $e = 15 \text{ cm}$ .

Type 03 : 4T12 ;  $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$  .  $L_y = 3,20 \text{ m}$  et  $L_x = 0,9 \text{ m}$ ,  $e = 15 \text{ cm}$ .

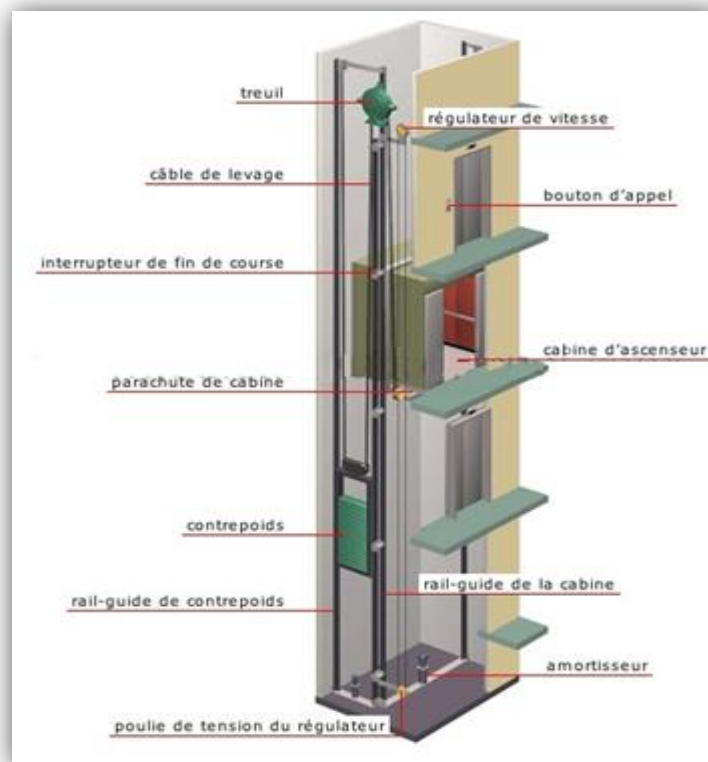
Type 04 : 4T14 ;  $A_{adpt} = 6,15 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$  .  $L_y = 4,6 \text{ m}$  et  $L_x = 1,1 \text{ m}$ ,  $e = 15 \text{ cm}$ .

### III.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, ou 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 III.6** : Schéma d'un ascenseur.

### III.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 contreponds tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$ .

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg 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 : 1,30 m

Langueur de la cabine : 1,4 m

Hauteur : 2,35 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,20 m

La hauteur de la course : 39,75 m

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,4) + 1,3) \times 2,35 = 9,64 \text{ m}^2$ .

On prend  $h_0 = 15 \text{ cm}$ , comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

**Tableau III.1** : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,64 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,64 \times 2 = 221,72 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,2 \times 2,35 = 5,17 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 5,17 = 568,7 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 5,17 = 103,4 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 2,2 \times 0,8 = 1,76 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^{12} M_i = 1427,82 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1427,82 + \frac{675}{2} = 1765,32 \text{ kg}$

### III.3.2 Calcul de la charge total $q_u$ :

#### III.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.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

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.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  donc :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1427,82) = 25233,84 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{25233,84}{0,85} = 29686,87 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec:

$m$  : Type de mouflage (2 brins, 3 brins, ...) ;

$n$  : Nombres des câbles.

Pour un câble de  $d=12,22\text{m}$  et  $m=2$  on a :  $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{29686,87}{8152 \times 2} = 1,82$$

On prend :  $n = 4$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

**III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :**

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

$m$  : La masse linéaire du câble,  $m = 0,515 \text{ kg / m}$  ;

$n$  : Nombre des câbles,  $n = 4$  ;

$L$  : Longueur du câble,  $L = 39,75 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 39,75 = 81,89 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1427,82 + 81,89 = 2184,71 \text{ kg}$$

**III.3.2.3 Vérification de  $C_r$  :**

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{29686,87}{2184,71} = 13,59 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :**

$$\text{On a : } P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1427,82 + 1765,32 + 1200 + 81,89 = 4475,03 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7623,80 \text{ kg}$$

**III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer 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  $q_u = 6046,89 \text{ kg}$ .

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{7623,80}{4} = 1905,95 \text{ kg / m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

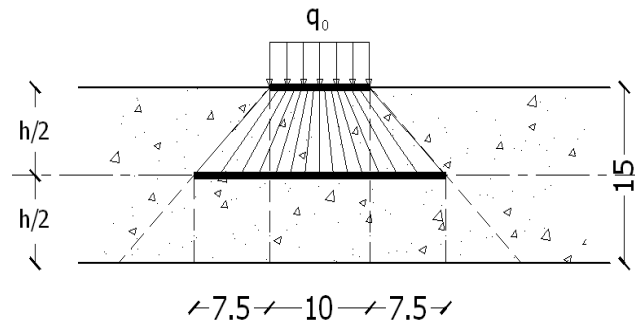
$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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.III.7** : Répartition des charges.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

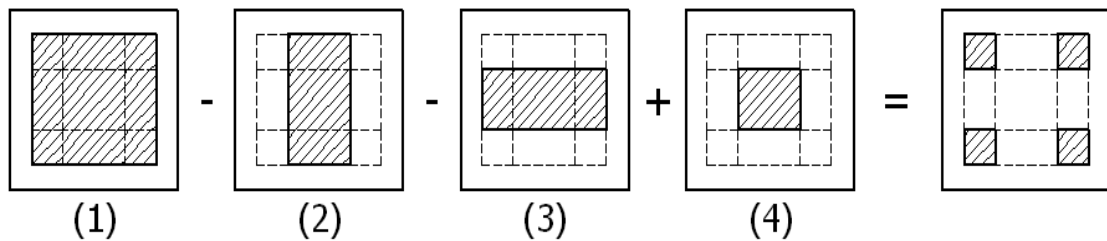
$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0$$

$$= 1905,95,72 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



**Figure.III.8** : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

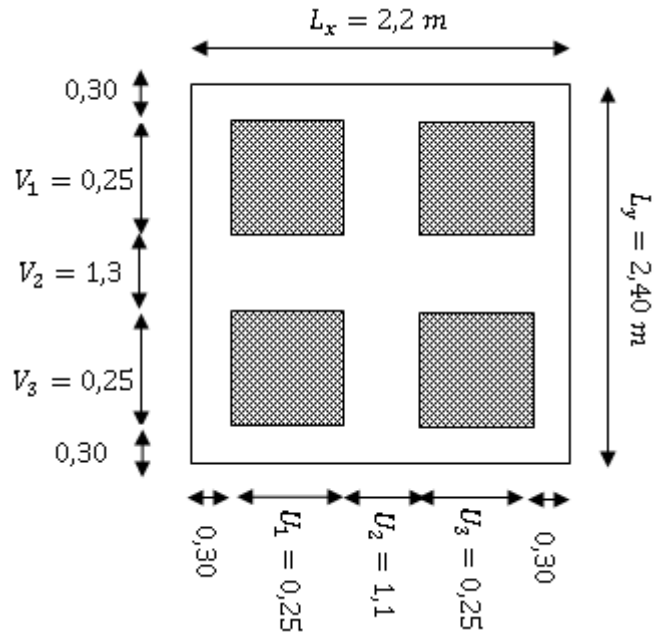
$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure III.9 :** Dessin montrant la concentration des charges.

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.

$$\text{A l'E.L.U } (\nu = 0) : M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A ( $25 \times 25$ )  $\text{cm}^2$  est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{7623,80}{0,25^2} = 121980,8 \text{ kg} / \text{m}^2$$

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  $L_y = 2,40 \text{ m}$ .

**Tableau III.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 [ $\text{m}^2$ ]	$P = P' \cdot S$ [kg]	$M_x$ [kg.m]	$M_y$ [kg.m]
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	351304,70	23537,41	18267,84
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	241521,98	20046,32	14974,36
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	253720,06	20297,60	16999,24
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	174432,54	17443,25	13954,60

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 636,74 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 248,84 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 2,2 \text{ m et } L_y = 2,40 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre :  $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg / m}$

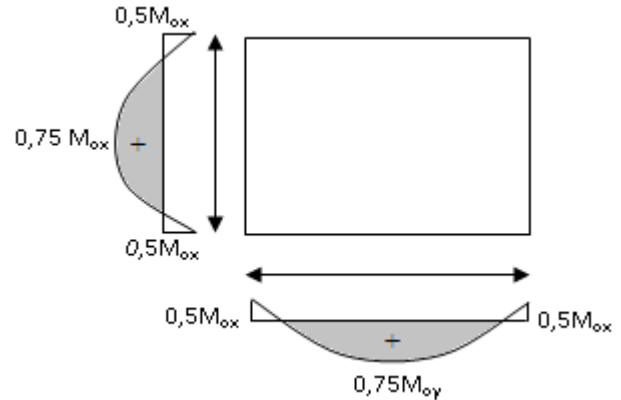
Charge ultime :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,2}{2,40} = 0,92$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$



**Figure III.10 :** Moments de la dalle.

$$\alpha = 0,92 \rightarrow \mu_x = 0,0437 \text{ et } \mu_y = 0,8251$$

Donc :  $M_{x2} = 138,80 \text{ kg.m et } M_{y2} = 114,52 \text{ kg.m}$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 636,74 + 138,80 = 775,54 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 248,84 + 114,52 = 363,36 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 581,66 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 272,52 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 387,77 \text{ kg / m}$$

### III.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 :

$$M_{tx} = 581,66 \text{ kg} / \text{m} = 5816,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5816,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9885$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5816,6}{0,9885 \times 13,5 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $L_y$  :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 272,52 \text{ kg} / \text{m} = 2725,2 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2725,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9945$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2725,2}{0,9945 \times 13,5 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 387,77 \text{ kg} / \text{m} = 3877,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3877,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9925$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3877,7}{0,9925 \times 13,5 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,92$ , on peut appliquer la formule suivante :

- Sens  $L_y$  :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens  $L_x$  :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,92}{2} \right) = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

- Sens  $L_x$  :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- 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) :

$$\begin{cases} A_a = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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  $V_y$  :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,92}{2}} = 494,43 N = 0,494 kN$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{2,2}{3} = 481,25 N = 0,481 kN$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{7623,80}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 10165,07 N = 10,17 kN$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{7623,80}{3 \times 0,25} = 10165,07 N = 10,17 kN$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,494 + 10,17 = 10,66 kN ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,481 + 10,17 = 10,65 kN ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 10,66 kN$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{10,66 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,079 MPa$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 MPa) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 MPa) = 1,63 MPa$$

$$\tau_u = 0,079 MPa < \bar{\tau}_u = 1,63 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

### III.3.6 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4475,03 + 675) \frac{1}{4} = 1287,51 kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a,ser}}{u \times v} = \frac{1287,51}{0,25^2} = 20600,16 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 20600,16 \times S'$$

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  $L_y = 2,4 \text{ m}$ .

**Tableau III.3 :** Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P' <sub>ser</sub> [kg/m <sup>2</sup> ]	M <sub>0x</sub> [kg.m]	M <sub>0y</sub> [kg.m]
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	59328,46	3975,01	3085,08
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	40788,32	3385,43	2528,88
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	42848,33	3427,87	229,67
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	29458,23	2945,82	235,67

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 107,53 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 562,2 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$$L_x = 2,20 \text{ m et } L_y = 2,40 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- 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) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,40} = 0,92$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :  $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0509 \text{ et } \mu_y = 0,8799 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

Donc :  $M_{0xr} = 117,02 \text{ kg.m}$  et  $M_{0yr} = 102,97 \text{ kg.m}$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 224,55 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 665,17 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 168,41 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 498,88 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 112,28 \text{ kg / m}$$

### III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant  $L_x$  :

a) En travée :

$$M_{tx} = 1684,1 \text{ N / m} ; A_{tX} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

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  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1684,1}{6087,13} \times 3,13 = 0,87 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,87 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 1122,8 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

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  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1122,8}{6087,13} \times 3,13 = 0,58 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,58 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- Suivant  $L_y$  :

a) En travée :

$$M_{ty} = 4988,8 \text{ N} / \text{m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

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  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4988,8}{6087,13} \times 3,13 = 2,57 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,57 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

### III.3.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :  $f_e 400$  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 :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 44 \text{ cm}) = 44 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 22 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant  $L_x$  :

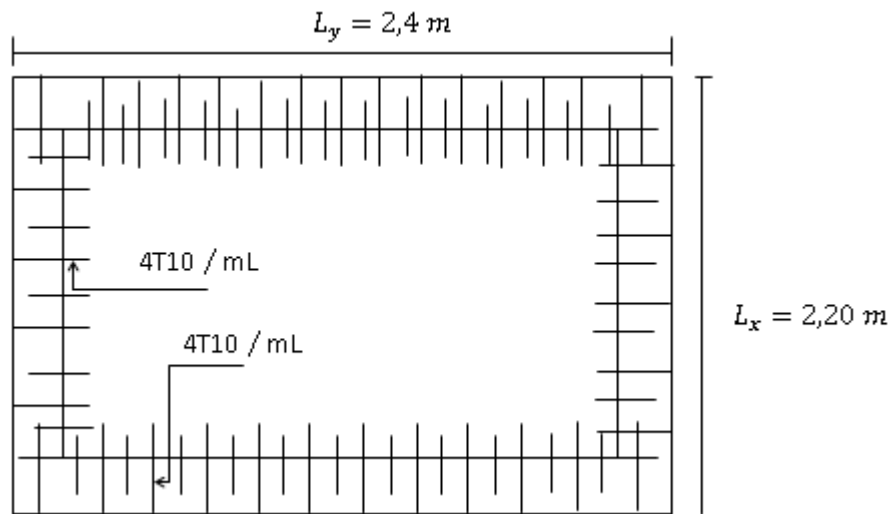
$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant  $L_y$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$



**Figure III.11** : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

### III.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  $5T10 / \text{ml}$  soit :  $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### III.4 Les escaliers :

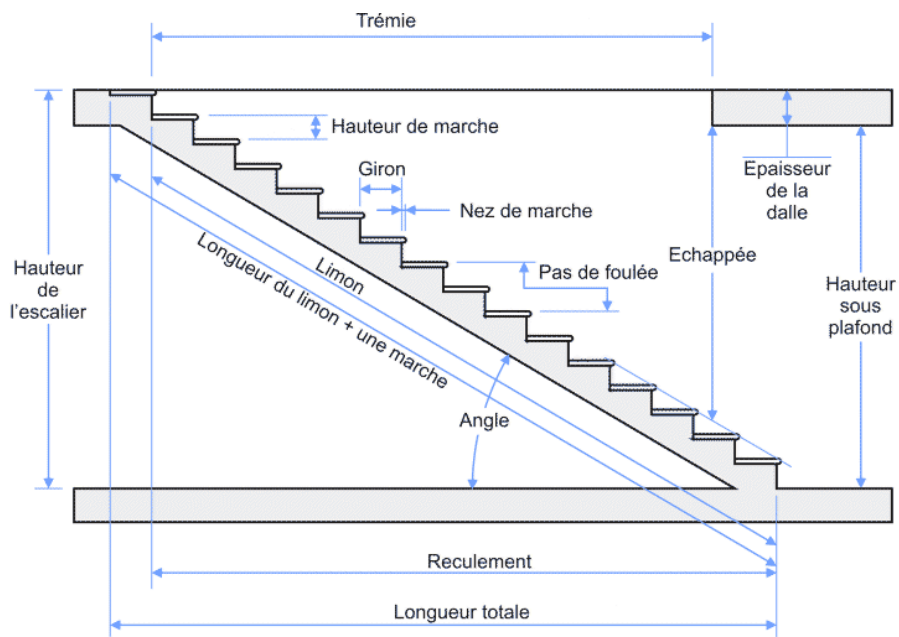
Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.



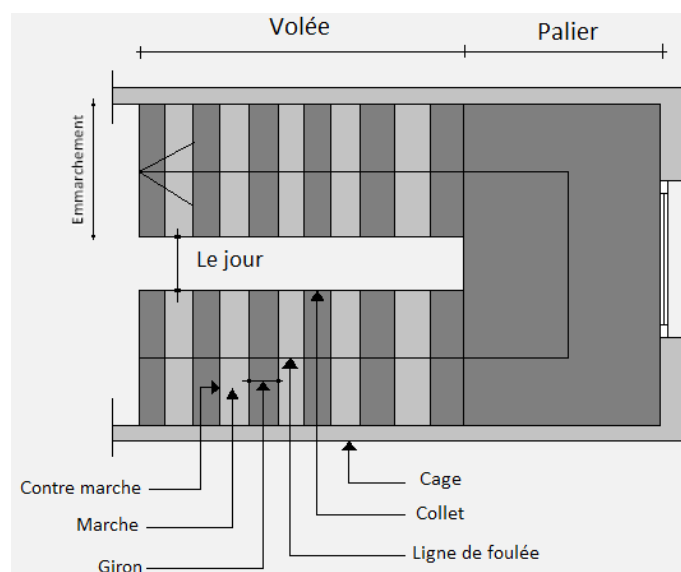
Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$$2h + g = p ; \text{ avec } p : \text{ l'amplitude du pas.}$$

La structure a un escalier à 2 volées.



**Figure III.12 :** Coupe descriptive d'un escalier.



**Figure III.13 :** Terminologie de l'escalier à deux volées.

**III.4.1 Dimensions des escaliers :**

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} ; \text{ Avec :}$$

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

$$\text{On prend : } 2h + g = 64 \text{ cm}$$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche ;

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

**III.4.2 Etude d'un escalier à deux volées :****a) Dimensionnement des marches et contre marches :**

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left( \frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm}, H = \frac{h_e}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ cm et } L = 2,40 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  (nombre de contre marche)

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

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$ .

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ):

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,2 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

c) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm} \quad e_p = 14 \text{ cm}$$

### III.4.3 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) :	2 X 0,20 = 0,40 kN/m <sup>2</sup>
Mortier de ciment horizontal (2 cm) :	2 X 0,20 = 0,40 kN/m <sup>2</sup>
Lit de sable (2 cm) :	2 X 0,18 = 0,36 kN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) (2 cm) :	2 X 0,20 X $\frac{17}{30}$ = 0,23 kN/m <sup>2</sup>
Mortier de ciment vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) (2 cm) :	2 X 0,20 X $\frac{17}{30}$ = 0,23 kN/m <sup>2</sup>
Poids propre de la paillasse ( $e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$ ) :	4,02 kN/m <sup>2</sup>
Poids propre des marches ( $0,22 \times \frac{h}{2}$ ) :	1,87 kN/m <sup>2</sup>
Garde-corps :	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Enduit en plâtre (2 cm) :	(2 X 0,10)/0,87 = 0,23 kN/m <sup>2</sup>
	G = 7,84 kN/m <sup>2</sup>
	Q = 2,50 kN/m <sup>2</sup>

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :  $\begin{cases} q_u = 14,33 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = 10,34 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

b) Palier :

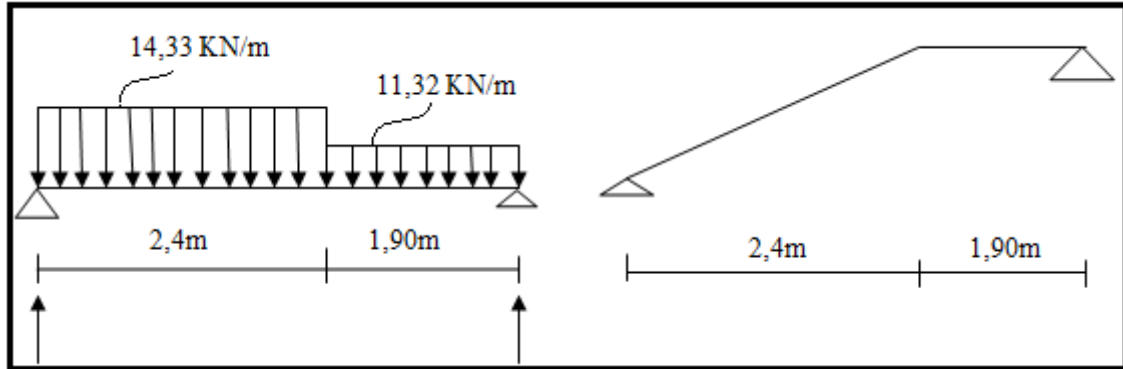
Revêtement en carrelage (2 cm) :	2 X 0,20 = 0,40 kN/m <sup>2</sup>
Mortier de ciment horizontal (2 cm) :	2 X 0,20 = 0,40 kN/m <sup>2</sup>
Lit de sable (2 cm) :	2 X 0,18 = 0,36 kN/m <sup>2</sup>
Enduit en plâtre (2 cm) :	2 X 0,10 = 0,20 kN/m <sup>2</sup>
Poids propre du palier ( $e_p \times 0,25$ ) :	4,25 kN/m <sup>2</sup>
	G = 5,61 kN/m <sup>2</sup>
	Q = 2,50 kN/m <sup>2</sup>

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 11,32 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 8,11 \text{ kN/m}^2$$

**III.4.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :**



**Figure III.14 :** Schéma statique d'une volée + paliers.

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (14,33 \times 2,4) + (11,32 \times 1,90) = 55,90 \text{ kN}$$

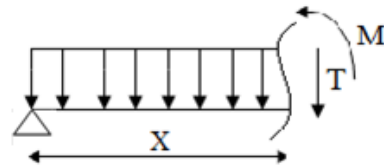
$$\sum M_a = (R_b \times 4,3) - (11,32 \times 1,9 \times 3,35) - (14,33 \times 2,4 \times 1,2) \Rightarrow R_b = 26,35 \text{ kN}$$

$$R_a + 26,35 = 55,90 \text{ kN} \Rightarrow R_a = 29,55 \text{ kN}$$

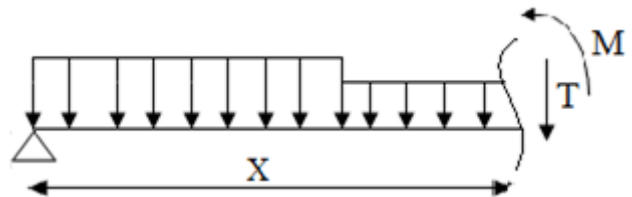
b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Cas :	Distance :	Schéma statique :
-------	------------	-------------------

01	$0 \leq x \leq 2,4$	
----	---------------------	--



02	$2,4 \leq x \leq 4,3$	
----	-----------------------	--



**Figure III.15 :** Schéma statique de la volée et le palier.

b.1) Cas 1 ( $0 \leq x \leq 2,4$ ) :

b.1.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T - 14,33x + 29,55 = 0$$

$$\Rightarrow T = -14,33x + 29,55$$

$$x = 0 \Rightarrow T_0 = 29,55 \text{ kN}$$

$$x = 2,4 \Rightarrow T_{2,4} = -4,84 \text{ kN}$$

b.1.2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \frac{Qx^2}{2} - R_a x = 0 \Rightarrow M_x = -\frac{14,33x^2}{2} + 29,55x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_0 = 0$$

b.2) Cas 2 ( $2,4 \leq x \leq 4,3$ ) :

b.2.1) Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Rightarrow -T - (14,33 \times 2,4) \\ &\quad - (11,33 \times (x - 2,4)) \\ &\quad + 29,55 = 0 \Rightarrow T \\ &= -11,32x + 22,33 \end{aligned}$$

$$x = 2,4 \Rightarrow T_{2,4} = -4,84 \text{ kN}$$

$$x = 4,3 \Rightarrow T_{4,3} = -26,35 \text{ kN}$$

$$x = 2,4 \Rightarrow M_{2,4} = 29,62 \text{ kN.m}$$

b.2.2) Moment fléchissant :

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 &\Rightarrow M_x + (Q_1 \times 2,4 \times (x \\ &\quad - \frac{2,4}{2})) + \frac{Q_2 \times (x - 2,4)^2}{2} \\ &\quad - R_a x = 0 \Rightarrow M_x \\ &= -5,66x^2 + 23,32x \\ &\quad + 8,67 \end{aligned}$$

$$x = 2,4 \Rightarrow M_{2,4} = 32,03 \text{ kN.m}$$

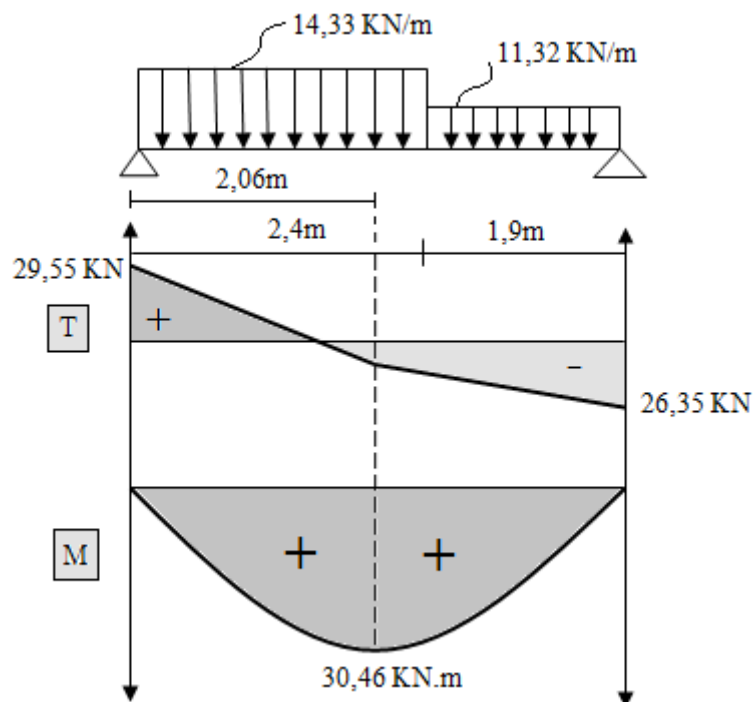
$$x = 4,3 \Rightarrow M_{4,3} = 0 \text{ kN.m}$$

c) Le moment fléchissant maximal :

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-5,66x^2 + 23,32x + 8,67)}{dx} = -11,32x + 23,32 = 0 \Rightarrow x = 2,06 \text{ m}$$

$$M_{max} = 30,46 \text{ kN.m}$$

d) Les diagrammes :



**Figure III.16 :** Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.

e) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{max} = 30,46 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 25,89 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 12,18 \text{ kN.m}$$

### III.4.5 Ferrailage de l'escalier :

#### a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 25,89 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,89 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,157 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9145$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,89 \times 10^3}{0,9145 \times 10,8 \times 348} = 7,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T14 avec :  $A_{adm} = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec :  $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 12,18 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,18 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,972$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,18 \times 10^3}{0,972 \times 12,6 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T16 avec :  $A_{adm} = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec :  $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.4.6 Le vérifications :

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{29,55 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( (29,55 \times 10^{-3}) + \frac{12,18 \times 10^{-3}}{0,9 \times 12,6 \times 10^{-2}} \right) = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,94 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

### III.4.6.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

**$M_{t \max} = 21,93 \text{ kN.m}$  ; Onbtenu par RDM**

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 18,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 8,77 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 115,5y - 1247,4 = 0 \rightarrow y = 3,9 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,9^3}{3} + (15 \times 7,7)(10,8 - 3,9)^2 = 7476,26 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{21,93 \times 10^3}{7476,26} \times 3,9 = 11,44 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 11,44 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0 \rightarrow y = 3,51 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,51^3}{3} + (15 \times 4,52)(12,6 - 3,51)^2 = 7043,64 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21,93 \times 10^3}{7043,64} \times 3,51 = 10,93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 10,93 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

#### III.4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{14}{1,9} = 0,074 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,7}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,006 > 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$



**CALCUL DES PLANCHERS**

## IV.1 Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 type de planchers :

- Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

## IV.2 Calcul du plancher à corps creux :

### IV.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposés 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) Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :

$$b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{On a : } L = 4,60 \text{ m ; } l_1 = 0,65 \text{ m}$$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left( b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right) = \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm ; } b_1 \leq 46 \text{ cm ; } 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$  et d'après (1) on a :  $b = 65 \text{ cm}$

b) 1<sup>ier</sup> phase (avant le coulage de la dalle de compression) :

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent iso statiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ( $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ ). Ces charges engendrent un moment fléchissant ( $M_0 = q l^2 / 8$ ), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation, d'où la nécessité d'un étaieage à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

## b.1) Evaluation des charges et calcul des combinaisons :

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$

Poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$

Donc :  $G = 0,74 \text{ kN/m}$

- Surcharges d'exploitations :

Une surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ kN/m}$

- Les combinaisons et les efforts :

Le calcul se fait à l'E.L.U et la vérification à l'E.L.S :

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50 \times 4,6^2}{8} = 6,61 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,50 \times 4,6}{2} = 5,75 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q = 1,74 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 \times 4,6^2}{8} = 4,60 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,74 \times 4,6}{2} = 4 \text{ kN.m}$$

## b.2) Ferrailage de la poutrelle :

On a :  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 3,6 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,61 \times 10^3}{12 \times 3,6^2 \times 14,17} = 2,999 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$\mu > \mu_r \rightarrow$  Ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaires, mais elles sont difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

c) 2<sup>ième</sup> phase (après le coulage de la dalle de compression) :

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la dalle de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

**Tableau IV.1** : Combinaison des charges.

	G [kN/ml]	Q [kN/ml]		$P_u$ [kN/ml]		$P_s$ [kN/ml]	
Plancher étage courant	5,10	1,50	2,5	9,14	10,64	6,6	7,6

La poutrelle sera calculée sous une charge uniformément répartie de 10,64 kN/ml.

#### IV.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

##### IV.2.2.1 Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

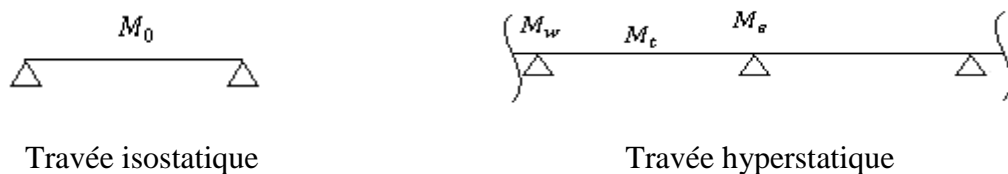
- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$  ;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

##### a) Principe de calcul des moments:

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.



**Figure IV.1** : Principe de calcul des moments.

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

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

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les

surcharge d'exploitation Q :  $\alpha = \frac{G}{G + Q}$

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

- Travée de rive :

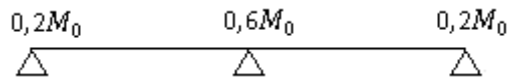
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

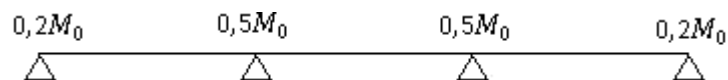
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

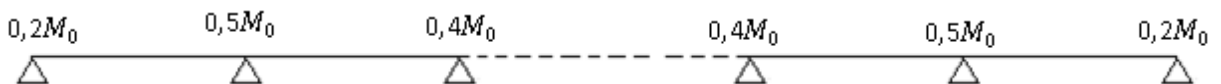
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



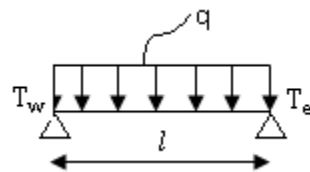
3. Cas de plus de 3 travées :



**Figure IV.2 :** Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

- b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

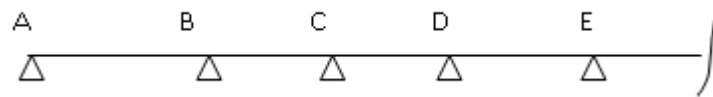


**Figure IV.3 :** Principe de calcul de l'effort tranchant.

c) La méthode forfaitaire modifiée :

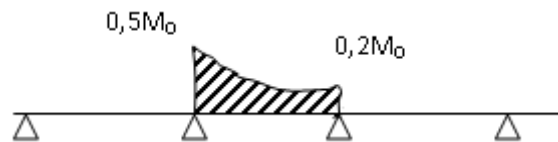
Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

## c.1) Cas où la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus.  $0,5M_0$  ( $M_0$  correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité  $0,4M_0$  ( $M_0$  correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC).



**Figure IV. 4 :** valeurs admissibles (travée intermédiaire).

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à  $0,5M_0$

$M_0$  : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

## c.2) cas d'une travée de rive :



**Figure IV.5 :** valeurs admissibles (travée de rive).

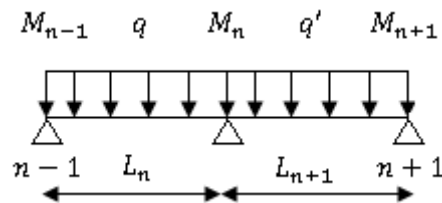
Il suffit de porter sur l'appui (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire  $0,6M_0$ (BC) s'il

Il y a que deux travées ou  $0,5 M_0(BC)$  s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment  $0,5M_0(BC)$  si la poutrelle est à plus de deux travées et  $0,6 M_0 (AB)$  s'il n'y a que deux travées.

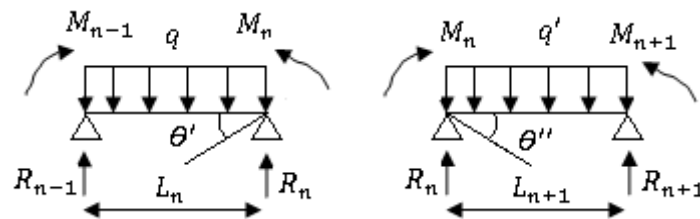
#### IV.2.2.3 Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.



**Figure IV.6 :** Schéma expliquant la méthode des trois moments (1).

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.



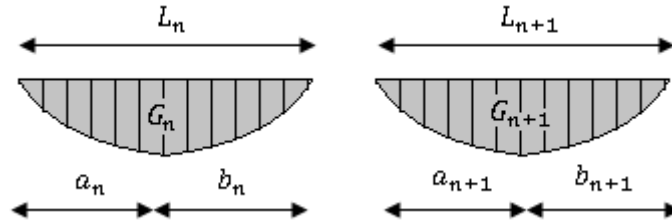
**Figure IV.7 :** Schéma expliquant la méthode des trois moments (2).

Avec :

$M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ .

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$  sous les charges connues  $q$  et  $q'$  peuvent être tracé selon la méthode classique,  $M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.



**Figure IV.8 :** Schéma expliquant la méthode des trois moments (3).

$G_n$  et  $G_{n+1}$  : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}$  et  $b_{n+1}$  : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : Les aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$ .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

### IV.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :

#### IV.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant :  $G = 5,10 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,2 \text{ kN/m}^2$  ; Condition vérifiée.

1. Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

2.  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$  ;  $0,8 \leq \frac{2,5}{4} = 0,63 \leq 1,25$  ; Condition non vérifiée.

3. Fissuration peu préjudiciable :

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

#### IV.2.3.2 Les type de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$$\begin{cases} G = 5,10 \times 0,65 = 3,32 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} Q_u = 5,95 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,30 \text{ kN/m} \end{cases}$$



$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,1} = 0,2273$$

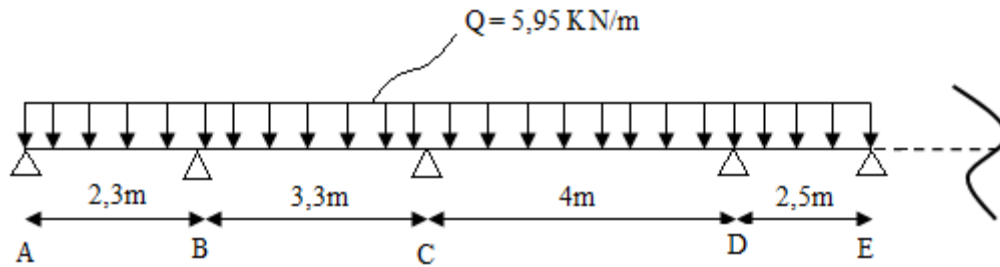
Notre construction comporte 9 types de poutrelles :

Les 03 premiers types sont destinés aux étages (2<sup>ième</sup> au 9<sup>ième</sup>).

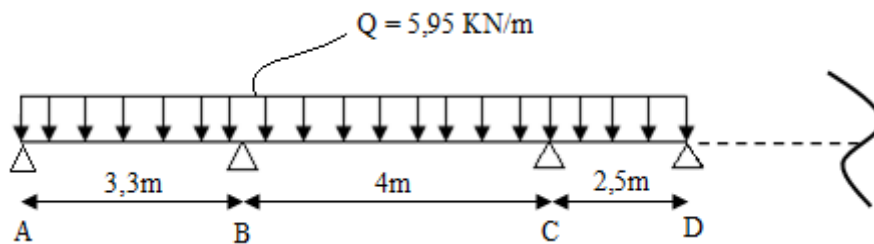
Les autres 03 types sont destinés au RDC + 1<sup>ier</sup> étage.

Les 03 types restants sont destinés au plancher terrasse.

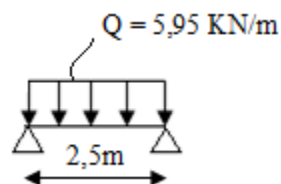
1. Type 1 :



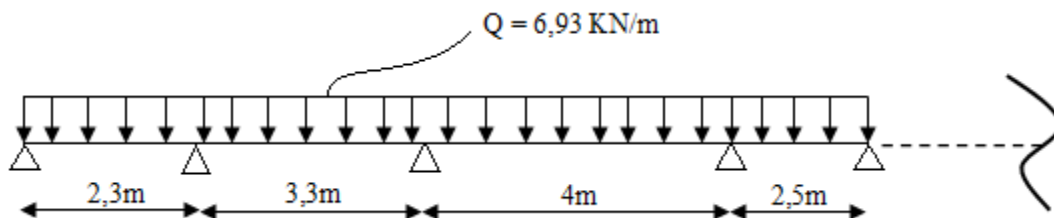
2. Type 2 :



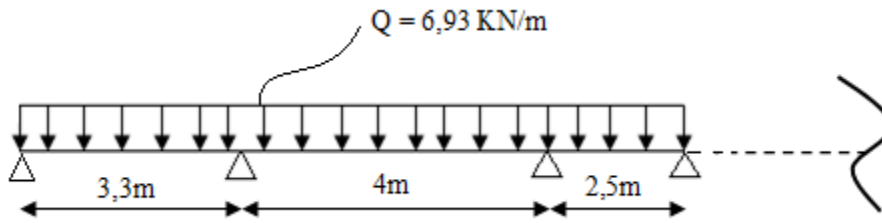
3. Type 3:



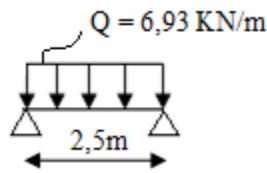
4. Type 4 :(RDC + 1<sup>ier</sup> étage)



5. Type 5 : (RDC + 1<sup>er</sup> étage)



6. Type 6: (RDC + 1<sup>er</sup> étage)



**Figure IV.9** : Schéma statique des poutrelles.

IV.2.3.3 Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 5,95 \text{ kN/m} \text{ et } Q_{ser} = 4,30 \text{ kN/m}$$

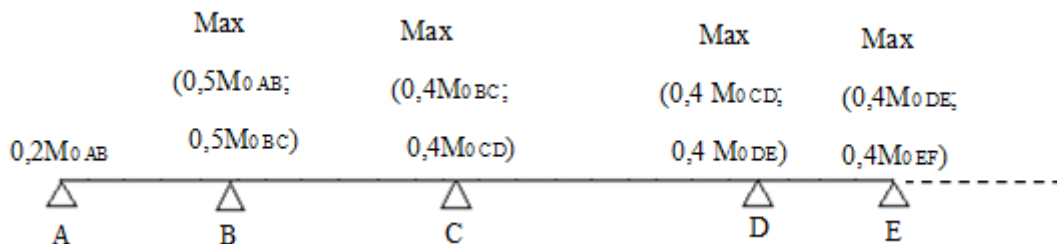
$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} & M_t (1) \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 & M_t (2) (\text{travée de rive}) \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} & M_t (1) \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 & M_t (3) (\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,2273 ; \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,068 > 1,05 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,634 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,534 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases}$$

IV.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 :

a) Les coefficients forfaitaires de la poutrelle type 1 :



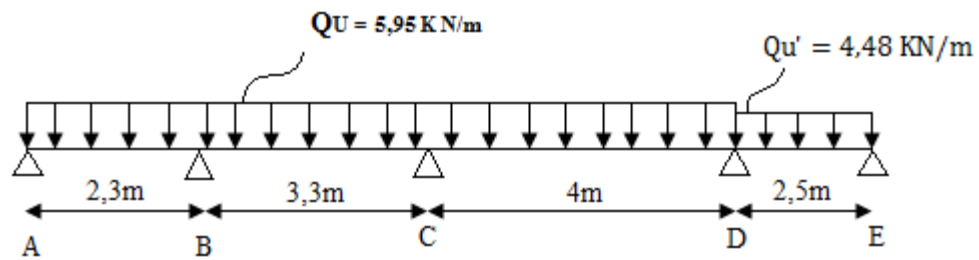
**Figure. IV.10:** Les coefficients forfaitaires de la poutrelle

b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :

Les travées AB – BC –CD seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée DE ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,32 = 4,48 \text{ kN/m}$$

1. Cas des charges minimales sur la travée DE :



**Figure IV.11 :** Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire (1).

• Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\left\{ M_{0AB} = M_{0GH} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,2^2}{8} = 7,62 \text{ kN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0BC} = M_{0FG} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,3^2}{8} = 8,1 \text{ kN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0CD} = M_{0EF} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 4^2}{8} = 11,9 \text{ kN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0DE} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,48 \times 2,5^2}{8} = 3,5 \text{ kN.m} \right.$$

• Moments sur appuis :

$$M_A = M_H = 0,2(M_{0AB}) = 0,2 \times 7,62 = 1,52 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,5 \max(7,62; 8,1) = 4,05 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_F = 0,4 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = 0,4 \max(8,1; 11,9) = 4,76 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_D = 0,5 \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = 0,5 \max(11,9; 3,5) = 5,95 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,2 M_{0DE} = 0,2 \times 3,5 = 0,7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

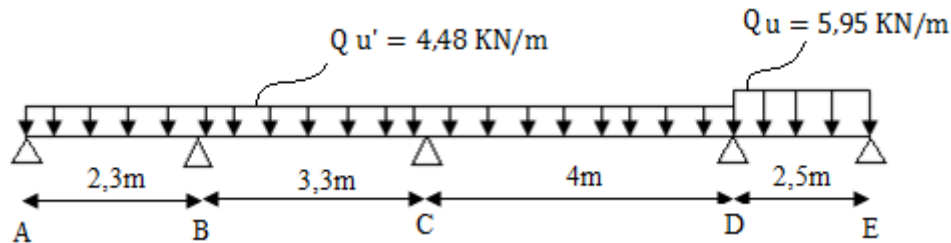
• Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q'_u \times l_{DE}} = \frac{2,5}{2} + \frac{5,95 - 0,7}{4,48 \times 2,5} = 1,72 \text{ m}$$

$$M_{t \min(x)} = \frac{Q'_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left( \frac{1 - X}{l_{DE}} \right) - M_E \left( \frac{X}{l_{DE}} \right)$$

$$= \frac{4,48 \times (2,5 - 1,72)}{2} - 5,95 \left( \frac{1 - 1,72}{2,5} \right) - 0,7 \left( \frac{1,72}{2,5} \right) = 2,98 \text{ kN.m}$$

2. Cas des charges maximales sur la travée DE :



**Figure IV.12** : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire (2).

• Moment isostatique :

$$M_{0AB} = M_{0GH} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,48 \times 3,2^2}{8} = 5,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0FG} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,48 \times 3,3^2}{8} = 6,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0EF} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,48 \times 4^2}{8} = 8,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 2,5^2}{8} = 4,65 \text{ kN.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_A = M_H = 0,2(M_{0AB}) = 0,2 \times 5,73 = 1,15 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max(M_{0AB}; M_{0DE}) = 0,5 \max(5,73; 4,65) = 3,05 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_F = 0,4 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = 0,4 \max(6,1; 8,96) = 3,58 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_D = 0,5 \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = 0,5 \max(8,96; 4,65) = 4,48 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,2 M_{0DE} = 0,2 \times 4,65 = 0,93 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_u \times l_{DE}} = \frac{2,5}{2} + \frac{4,48 - 0,93}{5,95 \times 2,5} = 1,49 \text{ m}$$

$$M_{t \min(x)} = \frac{Q_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left( \frac{1 - X}{l_{DE}} \right) - M_E \left( \frac{X}{l_{DE}} \right)$$

$$= \frac{5,95 \times (2,5 - 1,49)}{2} - 4,48 \left( \frac{1 - 1,49}{2,5} \right) - 0,93 \left( \frac{1,49}{2,5} \right) = 3,33 \text{ kN.m}$$

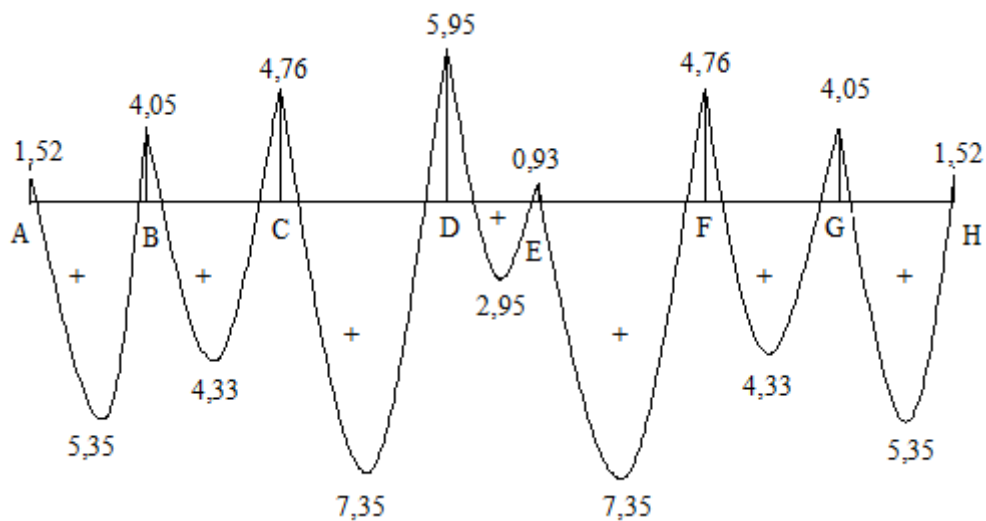
Donc : 
$$\begin{cases} M_{DE} = 3,33 \text{ kN.m} \\ M_D = 5,95 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,93 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 4,65 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

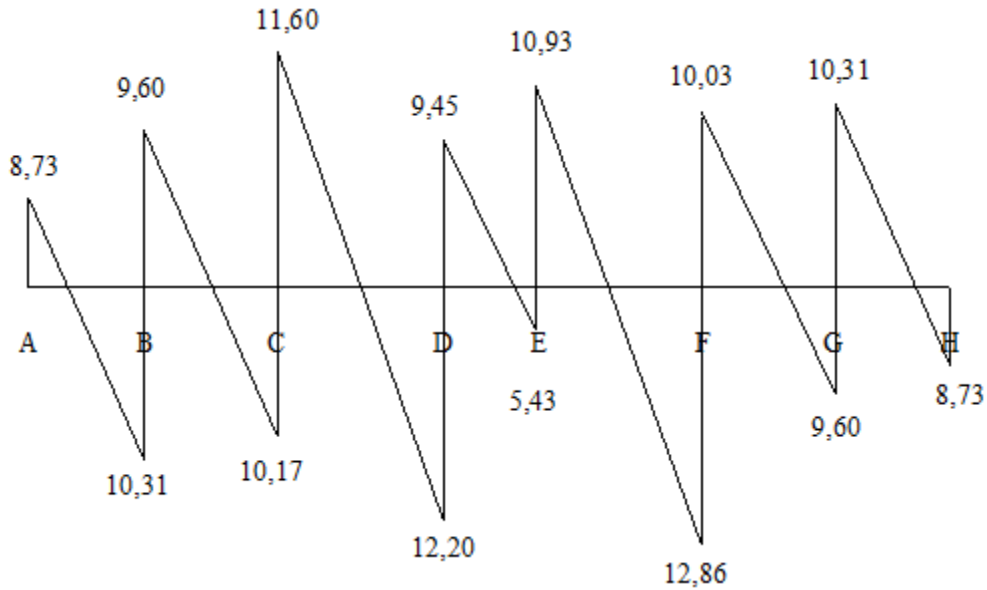
**Tableau IV.2 :** Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1.

Travée		AB	BC	CD	DE	
L (m)		3,2	3,3	4	2,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ [kN.m]}$	E.L.U	7,62	8,1	11,9	4,65	
	E.L.S	5,5	5,85	8,6	3,36	
Appui		A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,5	0,2
$M_a$ (Appui) [kN.m]	E.L.U	1,52	4,05	4,76	5,95	0,93
	E.L.S	1,1	2,93	3,44	4,3	0,67
$M_t$ (1) [kN.m]	E.L.U	5,35	4,25	7,35	1,53	
	E.L.S	3,86	3,06	5,31	1,1	
$M_t$ (2) [kN.m]	E.L.U	4,83	/	/	/	
	E.L.S	3,49	/	/	/	
$M_t$ (3) [kN.m]	E.L.U	/	4,33	6,35	2,48	
	E.L.S	/	3,12	4,59	1,79	
$M_t$ (Adopté) [kN.m]	E.L.U	5,35	4,33	7,35	2,48	
	E.L.S	3,86	3,12	5,31	1,79	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \text{ [kN]}$	$T_w$	8,73	9,6	11,6	9,45	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \text{ [kN]}$	$T_e$	-10,31	-10,17	-12,20	-5,43	

c) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



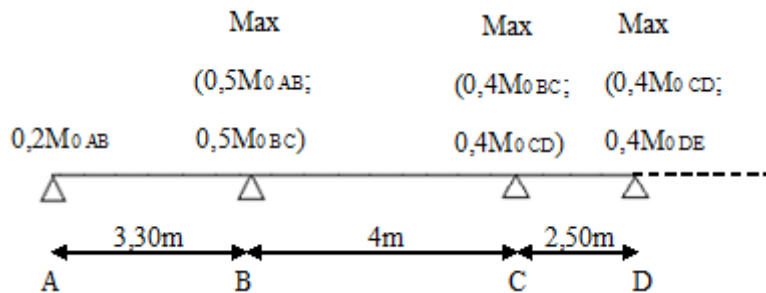
**Figure IV.13 :** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1).



**Figure IV.14 :** Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1).

IV.2.3.3.2 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 2 :

a) Les coefficients forfaitaires de la poutrelle type 2 :

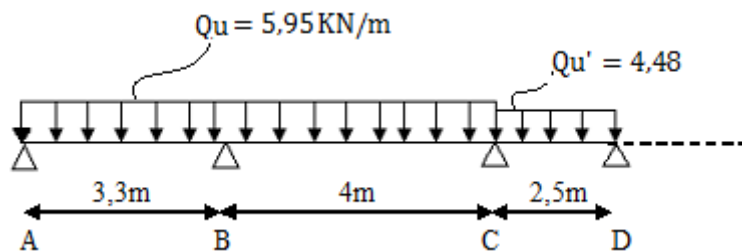


b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :

Les travées AB – BC seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée CD ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,32 = 4,48 \text{ kN/m}$$

3. Cas des charges minimales sur la travée CD :



- Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\left\{ M_{0AB} = M_{0EF} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,3^2}{8} = 8,1 \text{ kN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0BC} = M_{0DE} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 4^2}{8} = 11,9 \text{ kN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0CD} = \frac{Q_u' \times l^2}{8} = \frac{4,48 \times 2,5^2}{8} = 3,5 \text{ kN.m} \right.$$

- Moments sur appuis :

$$M_A = M_F = 0,2(M_{0AB}) = 0,2 \times 8,1 = 1,62 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,5 \max(8,1; 11,9) = 5,95 \text{ kN.m}$$

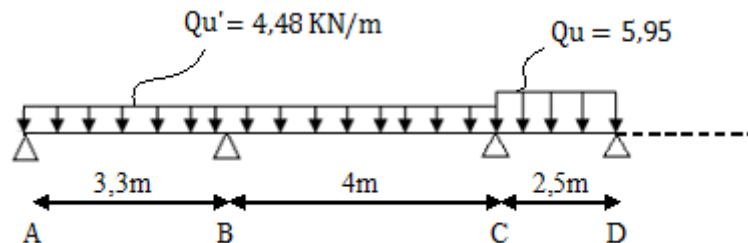
$$\begin{cases} M_C = 0,5 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = 0,5 \max(11,9; 3,5) = 5,95 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,2 M_{0CD} = 0,2 \times 3,5 = 0,7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_u' \times l_{CD}} = \frac{2,5}{2} + \frac{5,95 - 0,7}{4,48 \times 2,5} = 1,72 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u' \times (l_{EF} - X)}{2} - M_E \left( \frac{1 - X}{l_{EF}} \right) - M_F \left( \frac{X}{l_{EF}} \right) \\ &= \frac{4,48 \times (2,5 - 1,72)}{2} - 5,95 \left( \frac{1 - 1,72}{2,5} \right) - 0,7 \left( \frac{1,72}{2,5} \right) = 2,98 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4. Cas des charges maximales sur la travée CD :



- Moment isostatique :

$$M_{0AB} = M_{0EF} = \frac{Q_u' \times l^2}{8} = \frac{4,48 \times 3,3^2}{8} = 6,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0DE} = \frac{Q_u' \times l^2}{8} = \frac{4,48 \times 4^2}{8} = 8,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 2,5^2}{8} = 4,65 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_A = M_F = 0,2(M_{0AB}) = 0,2 \times 6,1 = 1,22 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,5 \max(6,1; 8,96) = 4,48 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_C = 0,5 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = 0,5 \max(8,96; 4,65) = 4,48 \text{ kN.m} \\ M_D = 0,2M_{0DE} = 0,2 \times 4,95 = 0,93 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_u \times l_{CD}} = \frac{2,5}{2} + \frac{4,48 - 0,93}{5,95 \times 2,5} = 1,49 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{CD} - X)}{2} - M_C \left( \frac{1 - X}{l_{CD}} \right) - M_D \left( \frac{X}{l_{CD}} \right) \\ &= \frac{5,95 \times (2,5 - 1,49)}{2} - 4,48 \left( \frac{1 - 1,49}{2,5} \right) - 0,93 \left( \frac{1,49}{2,5} \right) = 3,33 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{CD} = 3,33 \text{ kN.m} \\ M_C = 5,95 \text{ kN.m} \quad \text{et } M_0 = 4,65 \text{ kN.m} \\ M_D = 0,93 \text{ kN.m} \end{cases}$$

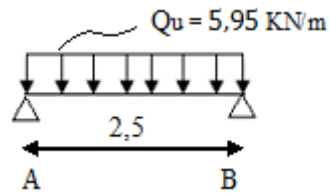
Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3 :** Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2.

Travée		AB	BC	CD	
L (m)		3,3	4	2,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (kN.m)	E.L.U	8,1	11,9	4,65	
	E.L.S	5,85	8,6	3,36	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
$M_a$ (Appui)	E.L.U	1,62	5,95	5,95	0,93
	E.L.S	1,17	4,3	4,3	0,67
$M_t$ (1)	E.L.U	4,87	6,76	1,53	
	E.L.S	3,51	4,88	1,1	
$M_t$ (2)	E.L.U	5,14	/	/	
	E.L.S	3,71	/	/	
$M_t$ (3)	E.L.U	/	6,35	2,48	
	E.L.S	/	4,59	1,79	
$M_t$ (Adopté)	E.L.U	5,14	6,76	2,13	
	E.L.S	3,71	4,88	2,13	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$ (kN)	$T_w$	8,51	11,9	9,45	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$ (kN)	$T_e$	-11,13	-11,9	-5,92	



IV.2.3.3.3 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 3 :



$$M_{0AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 2,5^2}{8} = 4,65 \text{ kN.m}$$

$$M_A = M_B = 0,2 \times 4,65 = 0,93 \text{ kN.m}$$

$$T = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{5,95 \times 2,5}{2} = 7,44 \text{ (kN)}$$

$$T = -\frac{Q_u \times l}{2} = -\frac{5,95 \times 2,5}{2} = -7,44 \text{ (kN)}$$

**Tableau IV.4 :** Récapitulatif des résultats trouvés (poutrelles du 2<sup>ième</sup> étage au 9<sup>ième</sup>).

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L.U				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	3,2	5,35	1,52	4,05	8,73	-10,31
	BC	3,3	4,33	4,05	4,76	9,60	-10,17
	CD	4,0	7,35	4,76	5,95	11,6	-12,20
	DE	2,5	2,48	5,95	0,93	9,45	-5,43
2	AB	3,3	5,14	1,62	5,95	8,51	-11,13
	BC	4	6,76	5,95	5,95	11,9	-11,9
	CD	2,5	2,13	5,95	0,93	9,45	-5,92
3	AB	3,2	4,65	0,93	0,93	7,44	-7,44

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 7,35 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 5,35 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 7,35 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 11,60 \text{ kN} \end{array} \right.$$

E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 5,31 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 3,86 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 5,31 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

E.L.S

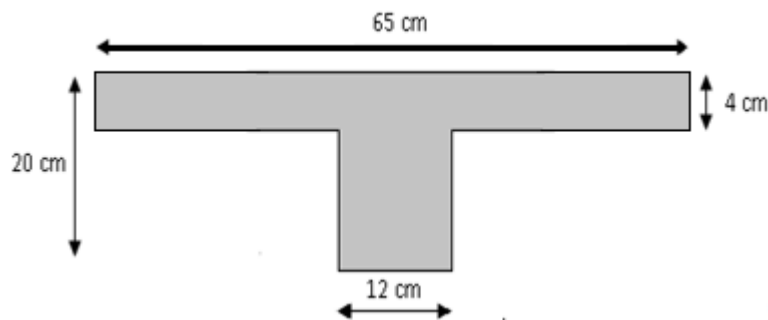
IV.2.3.4 Calcul du ferrailage :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) :  $b = 65 \text{ cm}$  ;
- Largeur de la poutrelle (nervure) :  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;
- La hauteur de la poutrelle (table) :  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) :  $h_t = 20 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile :  $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$  ;
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.



**Figure IV.15** : Géométrie de la poutrelle.

#### IV.2.3.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

##### 1. En travée :

On doit calculer le moment d'équilibre de la table  $M_t$ , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 7,35 \text{ kN.m} < M_t = 25,79 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 7,35 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,35 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,9875 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,35 \times 10^3}{0,9875 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$= 15486,92 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

2. Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,35 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,9875$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,35 \times 10^3}{0,9875 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

3. Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,35 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,097 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,097 \rightarrow \beta = 0,9485$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,35 \times 10^3}{0,9485 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée ;

On prend : 2T10 ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

IV.2.3.4.2 Vérification à l'E.L.S :

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 35,25y - 634,5 = 0$$

$$\begin{cases} \Delta = 83727,56 \\ y_1 = -4,99 \rightarrow y = 3,90 \text{ cm} \\ y_2 = 3,90 \end{cases}$$

$$y = 3,90 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,90^3}{3} + (15 \times 2,35 \times (18 - 3,90)^2) = 8293,30 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,31 \times 10^3}{8293,3} \times 3,90 = 2,50 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 2,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

d) Vérification de la flèche :

$$f_l = \frac{l}{500}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0y^3 ; \text{Théorème de Huygens}$$

**G1** : X=0,06 / Y=0,08

**G2** : X=0,325 / Y=0,02

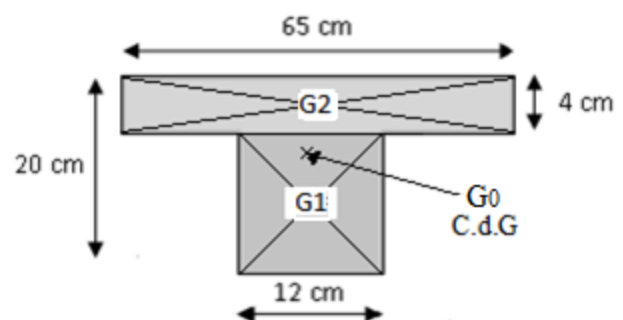


Figure IV.16 : C.d.G de la poutrelle.

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{bh_0^3}{12} + ((bh_0) \times G_2 G_0^2) + \left( \frac{b_0 H_0^3}{12} \right) + ((b_0 H) \times G_0 G_1^2) \\
 &= \left( \frac{0,65 \times 0,04^3}{12} + ((0,65 \times 0,04) \times 0,06^2) \right) \\
 &\quad + \left( \left( \frac{0,12 \times 0,16^3}{12} \right) + ((0,12 \times 0,16) \times 0,02^2) \right) = 5,15 \times 10^{-4} \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} ; M_{ser} = 5,45 \text{ kN.m}$$

$$f_e = \frac{M_{ser} \times l^2}{9,6EI} = \frac{5,31 \times 10^{-3} \times 5,1^2}{9,6 \times 32164,19 \times 5,15 \times 10^{-4}} = 0,0009 \text{ m} = 0,09 \text{ cm}$$

$$f_l = \frac{l}{500} = \frac{510}{500} = 1,02 \text{ cm}$$

$f_e < f_l$  ; Condition vérifiée.

e) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{11,60 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,54 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

IV.2.3.4.3 Les armatures transversales  $A_t$  :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\begin{aligned}
 \Phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L\right) = \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = \min(5,71 ; 12 ; 10) ; \text{On trouve } \Phi_t \\
 &= 5,71 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

a) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

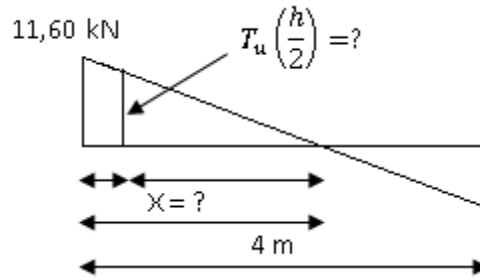
b) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.



**Figure IV.17 :** Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4}{2} + \frac{5,95 - 5,95}{5,95 \times 4} = 2 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11,6 \times (2 - 0,10)}{2} = 11,02 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11,02 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,51 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,51 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -7,83 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

c) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,31 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$ , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

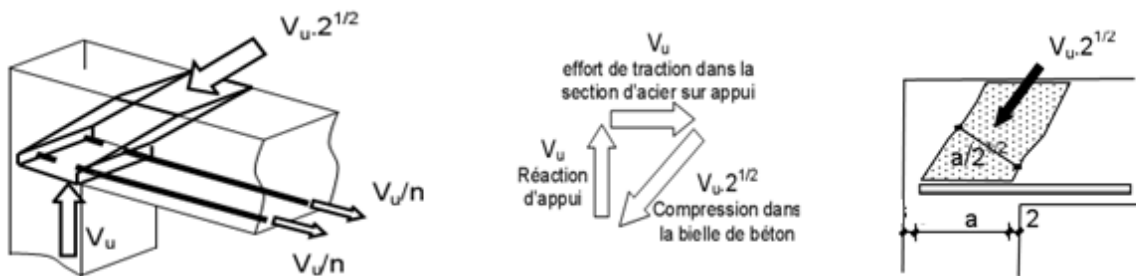
$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{5,95}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 36,73 \text{ kN}$$

$F_u = 36,73 \text{ kN} > T_u = 11,6 \text{ kN}$  ; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :



**Figure IV.18** : Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

$a$  : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 11,60 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,015 \text{ m} = 1,5 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' : \text{ L'enrobage.}$$

$$= 2,5 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

$a'$  : La largeur d'appui ;

$$a' = 45 - 2,5 - 2 = 40,5 \text{ cm}$$

$c$  : La largeur de l'appui du poteau ;

$a = \min [(40,5 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}]$

f) Entraînement des armatures :

f.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 = 11,60 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{11,6 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,80 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$

f.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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

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

f.3) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{L}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0,05 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{5,31}{15 \times 13,98} = 0,03 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 = \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$



## IV.2.3.5 Dessin de ferrailage des poutrelles :



Appui de rive

Appui intermédiaire

**Figure IV.19** : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

## IV.2.5 Calcul des poutrelles du plancher du RDC et 1er étage :

Ces planchers ont été calculés avec la méthode forfaitaire et la méthode forfaitaire modifiée, les mêmes étapes sont été suivies que dans le calcul du plancher précédent, les résultats sont donnés directement :

a) Les moments fléchissant et efforts tranchants trouvés :

**Tableau IV.5** : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 4.

Travée L [m]		AB	BC	CD	DE	
		3,2	3,3	4	2,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ [kN.m]	E.L.U	8,87	9,43	13,86	5,41	
	E.L.S	6,37	6,74	9,9	3,87	
Appui		A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,5	0,2
$M_a$ (Appui)	E.L.U	1,77	4,72	5,54	6,93	1,08
	E.L.S	1,27	3,37	3,96	4,95	0,77
$M_t$ (1)	E.L.U	6,51	5,24	9,01	1,95	
	E.L.S	4,69	3,75	6,44	1,40	
$M_t$ (2)	E.L.U	10,20	/	/	/	
	E.L.S	7,33	/	/	/	
$M_t$ (3)	E.L.U	/	9,90	14,55	5,68	
	E.L.S	/	7,08	10,40	4,06	
$M_t$ (Adopté)	E.L.U	10,20	9,9	14,55	5,68	
	E.L.S	7,33	7,08	10,40	4,06	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$ [kN]	$T_w$	10,17	11,19	13,51	10,13	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$ [kN]	$T_e$	-11,74	-11,68	-14,21	-6,32	

**Tableau IV.6** : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 5.

Travée		AB	BC	CD	
L [m]		3,2	3,3	4,00	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ [kN.m]	E.L.U	8,87	9,43	13,86	
	E.L.S	6,34	6,74	9,9	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
$M_a$ (Appui)	E.L.U	1,77	4,72	6,93	2,77
	E.L.S	1,27	3,37	4,95	1,98
$M_t$ (1)	E.L.U	6,51	4,55	10,4	
	E.L.S	4,65	3,25	7,43	
$M_t$ (2)	E.L.U	5,77	/	9	
	E.L.S	4,12	/	6,44	
$M_t$ (3)	E.L.U	/	5,19	/	
	E.L.S	/	3,71	/	
$M_t$ (Adopté)	E.L.U	6,51	5,19	10,4	
	E.L.S	4,65	3,71	7,43	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$ [kN]	$T_w$	10,17	10,76	14,90	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$ [kN]	$T_e$	-12,01	-12,10	-12,82	

**Tableau IV.7** : Récapitulatif des résultats des poutrelles du plancher du RDC et 1er étage.

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L.U				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
4	AB	3,2	10,20	1,77	4,72	10,17	-11,74
	BC	3,3	9,90	4,72	5,54	11,19	-11,68
	CD	4,0	14,55	5,54	6,93	13,51	-14,21
	DE	2,5	5,68	6,93	1,08	10,13	-6,32
5	AB	3,3	6,51	1,77	4,72	10,17	-12,01
	BC	4,0	5,19	4,72	6,93	10,76	-12,10
	CD	2,5	10,4	6,93	2,77	14,90	-12,82
6	AB	2,5	5,41	1,08	1,08	8,66	-8,66

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 14,55 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 10,20 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 14,55 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 14,90 \text{ kN} \end{array} \right.$$

E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 10,40 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 7,33 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 10,40 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

E.L.S

b) Dessin de ferrailage des poutrelles :



**Figure IV.20** : Dessin de ferrailage des poutrelles du RDC et 1ier étage.

#### IV.2.4 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$\begin{aligned} & (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ & = -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1) \end{aligned}$$

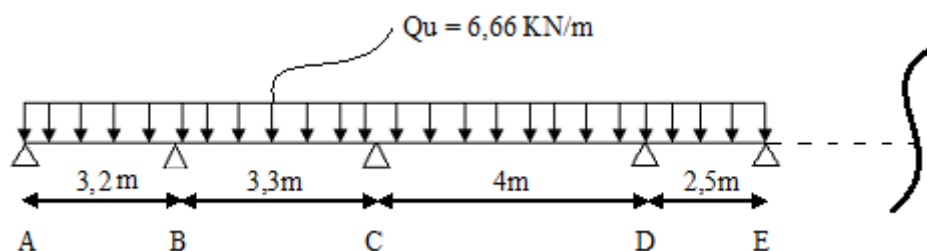
##### IV.2.4.1 Les type de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

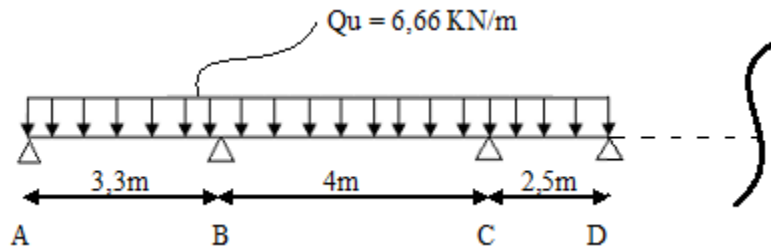
$$\begin{aligned} \begin{cases} G = 6,48 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} & \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,25 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = G + Q = 7,48 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \\ & \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 10,25 \times 0,65 = 6,66 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,48 \times 0,65 = 4,86 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

Notre plancher terrasse comporte 3 types de poutrelles :

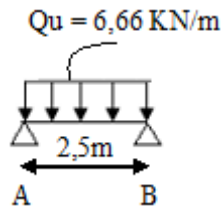
##### 1. Type 1 :



2. Type 2 :



3. Type 3:



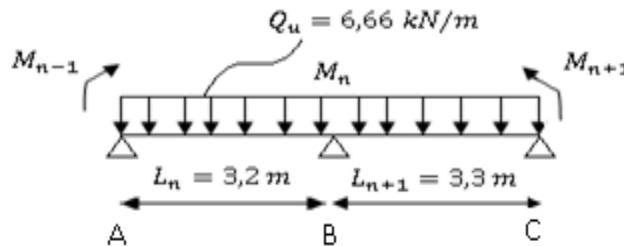
**Figure IV.21** : Schéma statique des poutrelles du plancher terrasse.

IV.2.4.2 Calcul des moments fléchissant :

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

$$\text{On a : } \begin{cases} M_A = M_H \\ M_B = M_G \\ M_C = M_F \\ M_E = M_D \end{cases}$$

On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



$$M_A = M_{n-1} ; M_B = M_n \text{ et } M_C = M_{n+1}$$

1. Partie AB :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,2^2}{8} = 8,52 \text{ kN.m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (3,20 \times 8,52) = 18,18 \text{ m}^2$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,60 \text{ m}$$

2. Partie BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,3^2}{8} = 9,07 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,3}{2} = 1,65 \text{ m}$$

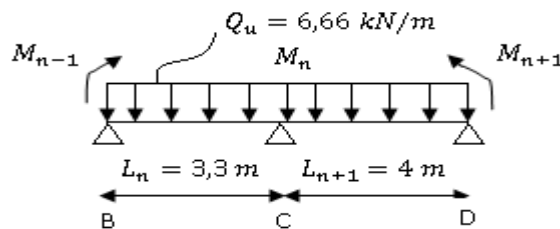
$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (3,3 \times 9,07) = 19,95 \text{ m}^2$$

3. Détermination de l'équation :

$$M_A = M_H = 0$$

$$(1) \Rightarrow 13M_B + 3,3M_C = -114,39 \quad (I)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD :



$$M_B = M_{n-1}; M_C = M_n \text{ et } M_D = M_{n+1}$$

$$M_{0BC} = M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,3^2}{8} = 9,07 \text{ kN.m}$$

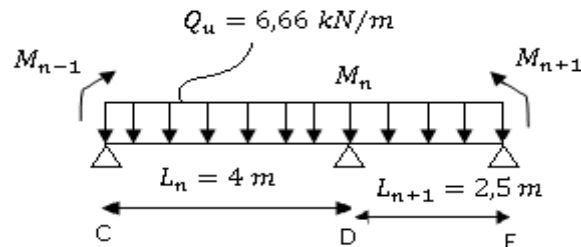
$$a_n = b_{n+1} = \frac{L_n}{2} = \frac{3,3}{2} = 1,65 \text{ m}$$

$$S_n = S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (3,3 \times 9,07) = 19,95 \text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$(1) \Rightarrow 3,3M_B + 14,6M_C + 4M_D = -166,41 \quad (II)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes CD et DE :



$$M_C = M_{n-1}; M_D = M_n \text{ et } M_E = M_{n+1}$$

1. Partie CD :

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 4^2}{8} = 13,32 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0CD}) = \frac{2}{3}(4 \times 13,32) \\ = 35,52 \text{ m}^2$$

2. Partie DE :

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 2,5^2}{8} \\ = 5,20 \text{ kN.m}$$

3. Détermination de l'équation :

$$(1) \Rightarrow 4M_C + 13,5M_D = -132,57 \quad (III)$$

• Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 13M_B + 3,3M_C = -114,39 \\ 3,3M_B + 14,6M_C + 4M_D = -166,41 \\ 4M_C + 13,5M_D = -132,57 \end{cases}$$

Et don on a :

$$M_A = M_H = 0$$

$$M_B = M_G = -6,74 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_F = -8,10 \text{ kN.m}$$

$$M_D = M_E = 6,46 \text{ kN.m}$$

2. En travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = \frac{0 - 6,74}{2} + 8,52 = 5,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_{0BC} = \frac{-6,74 - 8,10}{2} + 9,07 = 1,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_{0CD} = \frac{-8,10 - 6,46}{2} + 13,32 = 6,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} = \frac{M_D + M_E}{2} + M_{0DE} = \frac{-6,46 - 6,46}{2} + 5,20 = -1,26 \text{ kN.m}$$

IV.2.4.3 Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A + M_B}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{0 - 6,74}{3,2} + \left(6,66 \times \frac{3,2}{2}\right) = 7,29 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{0 + 6,74}{3,2} - \left(6,66 \times \frac{3,2}{2}\right) = -8,55 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{-6,74 - 8,10}{3,3} + \left(6,66 \times \frac{3,3}{2}\right) = 15,49 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-6,74 + 8,10}{3,3} - \left(6,66 \times \frac{3,3}{2}\right) = -10,58 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{-8,10 - 6,46}{4} + \left(6,66 \times \frac{4}{2}\right) = 6,04 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-8,10 + 6,46}{4} - \left(6,66 \times \frac{4}{2}\right) = -13,73 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = \frac{-6,46 - 6,46}{2,5} + \left(6,66 \times \frac{2,5}{2}\right) = 13,49 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-6,46 + 6,46}{2,5} - \left(6,66 \times \frac{2,5}{2}\right) = -8,33 \text{ kN} \end{cases}$$

**Tableau IV. 8** : Récapitulatif des résultats trouvés du plancher terrasse.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	E.L.U				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	3,2	5,15	0	-6,74	7,29	-8,55
	BC	3,3	1,65	-6,74	-8,10	15,49	-10,58
	CD	4	6,04	-8,10	-6,46	6,04	-13,93
	DE	2,5	-1,26	-6,46	-6,46	13,49	-8,33
2	AB	3,3	1,65	-6,74	-8,10	15,49	-10,58
	BC	4	6,04	-8,10	-6,46	6,04	-13,93
	CD	2,5	-1,26	-6,46	-6,46	13,49	-8,33
3	AB	3,2	4,78	-1,81	-6,74	6,01	-7,14

$$\begin{cases} M_t \max = 6,04 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 8,10 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 8,10 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 15,49 \text{ kN} \end{cases}$$

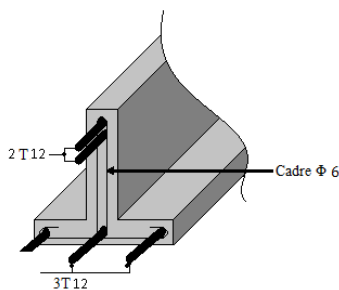
E.L.U

$$\begin{cases} M_t \max = 4,72 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 6,02 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 6,02 \text{ kN.m} \end{cases}$$

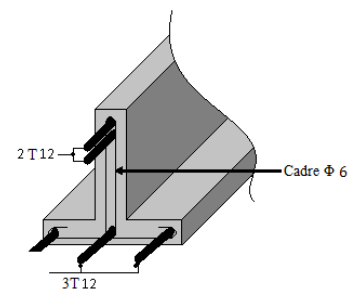
E.L.S

Les mêmes étapes sont été suivies que dans le calcul du plancher précédent.

#### IV.2.4.4 Dessin de ferrailage des poutrelles :



Appui de rive



Appui intermédiaire

**Figure 22** : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.

**L'ETUDE SISMIQUE DU  
BATIMENT**



## V.1 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 et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

## V.2 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  selon RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

## V.3 Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

1. Méthode d'analyse statique équivalente ;
2. Méthode d'analyse modale spectrale.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer suivant différentes méthodes : Response Spectrum Function, Time History Function, ...

Response Spectrum Function a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui 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 modale soit au moins égale à 90%.

## 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 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_k$  : la période du mode K.

## V.5 Calcul sismique :

### V.5.1 Définition des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

$I_m$  : Inertie massique (t.m<sup>2</sup>) ;

$M$  : Masse sismique qui est égale au rapport  $W/g$  ;

$W$  : Poids de chaque niveau i ;

$g$  : L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup> ;

$S$  : Surface du plancher ;

$I_{xg}$  : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

$I_{yg}$  : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

$x_g$  et  $y_g$  : Coordonnées du centre de gravité ;

$X_G$  et  $Y_G$  : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Le logiciel ETABS calcul

automatiquement l'inertie massique.

### V.5.2 Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$  avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k = 5508,82t$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 89,36\% < 90\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 91,12\% < 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition « a » de l'article 4.3.4 du RPA, on passe à la condition « b » :

$K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{10} = 9,48 \approx 10 \text{ modes et } T_k \leq 0,20 \text{ sec}$ , de ce fait la participation massique est vérifiée dans les deux sens (longitudinal et transversal).

## V.6 Calcul de l'effort sismique à la base :

### V.6.1 Principe de la méthode équivalente statique:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

### V. 6.2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

**Tableau V.1** : Coefficient d'accélération de zone.

Groupe	Zone			
	I	Ia	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans ce cas,  $A = 0,15$  ;

**Q** : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant

**Tableau V.2** : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérée, il y a lieu d'adopter pour les coefficient R la valeur la plus petite, dans ce cas  $R = 4$

**W** : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

**Tableau V.3** : Coefficient de pondération.

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 532,8 + 615,62 + 539,70 + 439,36 + 439,36 + 439,36 + 439,36 + 428,17 + 428,17 + 428,17 + 424,38 + 360,5 = 5508,82 t$$

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » et de la période fondamentale de la structure «  $T$  ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 s \end{cases}$$

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

**Tableau V.4** : Périodes associées à la catégorie de site.

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_1$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70

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 suivant :

**Tableau V.5** : Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

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 :  $T = C_t h_N^{3/4}$  (I)

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (II)$$

$D$  : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par **I** et **II**.

On a un sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 41,31^{3/4} = 0,81 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \frac{41,31}{\sqrt{27,5}} = 0,70 \text{ sec} \end{array} \right. \Rightarrow T = 0,70 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 ; \xi = 7\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,70}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,76$$





## V.7 Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, 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.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement ; R = 4
- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta_k}$  : Déplacement admissible (égale à 1%h<sub>e</sub>)

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

**Tableau V.7 :** déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Niveau	Hauteur [cm]	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\delta_k}$	$\Delta_k \leq \overline{\delta_k}$
		$\delta_{ek}$ [cm]	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]	$\delta_{ek}$ [cm]	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]		
10	306	2,06	8,24	0,72	1,85	7,4	0,64	3,06	Vérifié
9	306	1,88	7,52	0,72	1,69	6,76	0,68	3,06	Vérifié
8	306	1,70	6,80	0,76	1,52	6,08	0,68	3,06	Vérifié
7	306	1,51	6,04	0,76	1,35	5,40	0,68	3,06	Vérifié
6	306	1,32	5,28	0,80	1,18	4,72	0,68	3,06	Vérifié
5	306	1,12	4,48	0,76	1,01	4,04	0,68	3,06	Vérifié
4	306	0,93	3,72	0,76	0,84	3,36	0,68	3,06	Vérifié
3	306	0,74	2,96	0,72	0,67	2,68	0,64	3,06	Vérifié
2	306	0,56	2,24	0,68	0,51	2,04	0,56	3,06	Vérifié
1	510	0,39	1,56	0,92	0,37	1,48	0,84	5,10	Vérifié
RDC	510	0,16	0,64	0,62	0,16	0,64	0,84	5,10	Vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

## **CHAPITRE VI.**

---

# **FERRAILLAGE DES PORTIQUES**

## 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 :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$

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>éme</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2<sup>éme</sup> genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

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  $90^\circ$ .

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 une poutre principale de rive, les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 4,08 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 16,73 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,24 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 35 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 50 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$  ;
- 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  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{167,3 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14,17} = 0,166 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,909$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{167,3 \times 10^3}{0,909 \times 45 \times 348} = 11,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T16 + 3T16** ce qui nous donne **A = 12,06** cm<sup>2</sup> / ml

b) Ferraillage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 1,47 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 11,87 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,12 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{118,7 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14,17} = 0,118 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,937$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{118,7 \times 10^3}{0,937 \times 45 \times 348} = 8,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T16 + 2T14** ce qui nous donne **A = 9,11** cm<sup>2</sup> / ml

### VI.2.3.1 Vérification du ferraillage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 45 \times 2,10}{400} = 1,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$  ; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 8,75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{133,1 \times 10}{35 \times 45} = 0,86 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; 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 :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 14,28 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 16 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 40,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 12,5 ; 30 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{4} = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,43 ; 0,4 \} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,43 \times 35}{235} = 0,064 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,86 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,044 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2) } \begin{cases} A_t \geq 0,064 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 13,31 \text{ t} ; M_{ap} = 16,73 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{16,73}{0,9 \times 45 \times 10^{-2}} = 41,31 \text{ t} > 11,74 \text{ t}$$

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 :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &\leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 133,10 \times 1,5}{0,8 \times 35 \times 25 \times 10} \\ &= 0,057 \text{ m} = 5,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a' = b - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(31 \text{ cm}; 40,5 \text{ cm}) = 31 \text{ cm}; a > 5,7 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 81,2 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 7 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,6 = 5,03 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{133,1 \times 10^3}{40,5 \times 5,03 \times 7 \times 10^2} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$  ; 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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,83} = 56,54 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :  $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$  ;  $L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 24 \text{ cm} \\ L_1 = 17,36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 23,9 \text{ cm} \\ L_1 = 24,49 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 9,20 \text{ t.m} ; A = 9,11 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 136,65y - 4919,4 = 0 \rightarrow y = 14,12 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 14,12^3}{3} + (15 \times 9,11 \times (36 - 14,12)^2) \\ &= 93570,72 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,20 \times 10^4}{93570,72} \times 14,12 = 13,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t ser} = 1,47 \text{ t.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0 ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(1,28 + 0,26) \times 5,1^2}{8} = 5,01 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{50}{510} = 0,098 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Leftrightarrow \frac{50}{510} = 0,098 > \frac{1,47}{10 \times 5,01} = 0,029 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{8,80}{30 \times 45} = 0,006 = \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 :** Armatures adoptées pour les poutres.

	Section	$M_{sp1}$	$M_{sp2}$	$A_s$	Armatures adoptées	$A_s$ adoptées
PP (35 X 50 cm <sup>2</sup> )	Appui	4,08 t.m	16,73 t.m	9,74 cm <sup>2</sup> /m	3T16 + 3T16	12,06 cm <sup>2</sup> /m
	Travée	1,47 t.m	11,87	5,04 cm <sup>2</sup> /m	3T16 + 2T14	9,11 cm <sup>2</sup> /m
PS (30 X 40 cm <sup>2</sup> )	Ap/Tra	2,64 t.m	5,80 t.m	5,11 cm <sup>2</sup> /m	3T12 + 2T12	5,65 cm <sup>2</sup> /m



### 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

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 0,7% (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 :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le 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 :

**Tableau VI.2 :** Armatures minimales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1 (55 x 55) cm <sup>2</sup>	21,18	121	181,5
Type 2 (50 x 50) cm <sup>2</sup>	17,50	100	150
Type 3 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	14,18	81	121,5
Type 4 (65 cm)	23,28	132,73	199,1

**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 :

**Tableau VI.3 :** Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (55 x 55) cm <sup>2</sup>	Type 2 (50 x 50) cm <sup>2</sup>	Type 3 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	Type 4 (65 cm)
Combinaison					
A	$N_{max}[t]$	177,51	133,58	128,77	182,72
	$M_{cor}[t.m]$	0,87	2,34	2,82	0,32
B	$N_{min}[t]$	10,7	25,08	1,93	53,56
	$M_{cor}[t.m]$	2,63	0,018	0,022	0,18
C	$M_{max}[t.m]$	3,61	5,17	7,51	0,96
	$N_{cor}[t]$	154,2	84,15	17,5	155,22

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

**Tableau VI.4 :** Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (55 x 55) cm <sup>2</sup>	Type 2 (50 x 50) cm <sup>2</sup>	Type 3 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	Type 4 (65 cm)
Combinaison					
A	$N_{max}[t]$	217,91	126,61	66,51	186,66
	$M_{cor}[t.m]$	0,14	2,18	0,80	7,84
B	$N_{min}[t]$	70,51	27,91	4,24	0,77
	$M_{cor}[t.m]$	0,65	1,04	0,11	4,54
C	$M_{max}[t.m]$	6,03	8,04	9,1	8,19
	$N_{cor}[t]$	97,61	44,3	11,33	1,98

### VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

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 du logiciel SOCOTEC.

**Tableau VI.5 :** Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Combi	1 <sup>ier</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre				A adoptée [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 (55 x 55) cm <sup>2</sup>	A	177,51	0,87	0	217,91	0,14	0	21,18	4T16/face + 4T14 = 22,24
	B	10,7	2,63	0	70,51	0,65	0		
	C	154,2	3,61	2,05	97,61	6,03	0		
Type 2 (50 x 50) cm <sup>2</sup>	A	133,58	2,34	0	126,61	2,18	0,92	17,5	4T16/face + 2T14= 19,16
	B	25,08	0,018	0	27,91	1,04	0		
	C	84,15	5,17	0,22	44,3	8,04	0		
Type 3 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	A	128,77	2,82	0	66,51	0,80	0	14,18	4T16/face = 16,08
	B	1,93	0,022	1,36	4,24	0,11	0,86		
	C	17,5	7,51	2,46	11,33	9,1	0		
Type 4 (65 cm)	A	182,72	0,32	0	186,66	7,84	0	23,28	5T20 +5T16/face =51,52
	B	53,56	0,18	0	0,77	4,54	0		
	C	155,22	0,96	0,40	1,98	8,19	0		

**VI.3.1.2 Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (55 x 55 cm<sup>2</sup>).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2,95 \times 10}{55 \times 49,5} = 0,011 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

**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 :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

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.  $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

c) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 5,1}{0,55} = 6,49 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 142}{55 \times 235} = 0,42 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$  en % est donné comme suit :  $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 55 = 2,48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,94 \text{ cm}^2$$

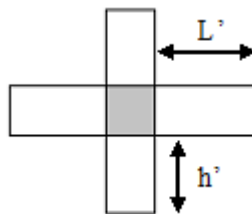
$$< 2,48 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

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 :

$$\left\{ h' = \max\left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max\{85 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 85 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 110 \text{ cm}$$



**Figure VI.1 :** La zone nodale.

**CALCUL ET FERRAILLAGE DES  
VOILES**

## 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>er</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 de 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  $1/10$  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  $m^2$  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 :

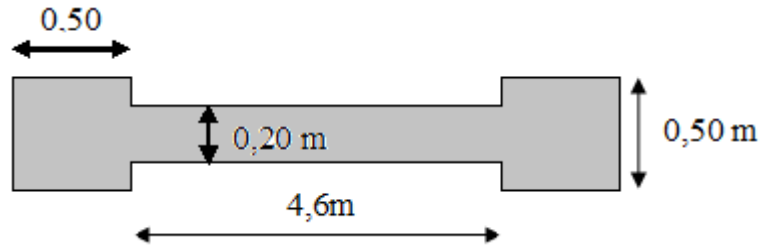
$$A = 1,42 \text{ m}^2$$

$$I = 4,88 \text{ m}^4$$

$$V = 2,55 \text{ m}$$

0,8G + EY :

$$N = 3101,19 \text{ t}$$



$$M = 241,21 \text{ t.m}$$

**Figure VII.1 :** Schéma du voile + poteaux.

$$V_u = 4,98 \text{ t}$$

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3101,19}{1,42} + \frac{241,21 \times 2,55}{4,88} = 2309,99 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{3101,19}{1,42} - \frac{241,21 \times 2,55}{4,88} = 2057,89 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

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 à :

$$A_{min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le diamètre

$$D \leq 1.a / 10 \text{ (mm)} \quad D \leq \frac{1 \times a}{10} \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D= 12 mm

Donc : on prend : **5T12 p.ml** = 5,65 cm<sup>2</sup>

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 4,98}{40000} = 0,00336 \text{ m}^2 = 1,92 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend :  $5T12 \text{ p.ml} = 5,65 \text{ cm}^2$

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.5 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 contrainte de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4,98 \times 10}{20 \times 0,9 \times (408 - 50)} = 0,0077 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,0077 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 4,98 \times 10}{20 \times 0,9 \times (408 - 50)} = 0,011 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

c) Vérification des contrainte :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{3101,19 \times 10}{(20 \times 410) + (15 \times 112,60)} = 0,34 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

### VII.6 Disposition des armatures :

#### VII.6.1 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 :

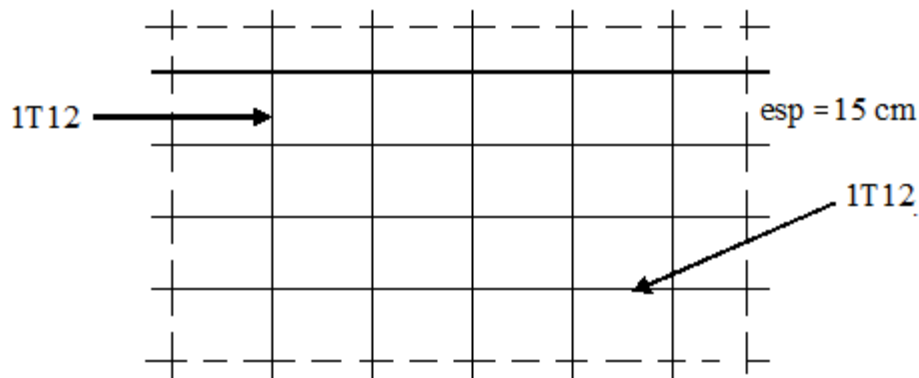
$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 4,6 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 46 \text{ cm} \end{cases}$$

### VII.6.2 Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° 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.6.3 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.2** : La disposition du ferrailage du voile.

## **CHAPITRE VIII.**

---

# **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### VIII.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.

### VIII.2 Le voile périphérique :

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.2.2 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 :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 1,7 \times 4,08 = 1,88 \text{ t/ml}$$

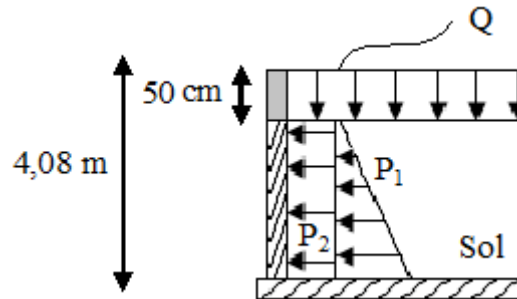
##### b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 4,08 = 0,17 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $p_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $K\alpha' \cdot \Phi$  et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 2,79 \text{ t/ml}$$



**Figure VIII.1** : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

### VIII.2.3 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 4,08 - 0,4 = 3,68 \text{ m} \\ L_y = 5,1 - 0,5 = 4,6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,8 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,8 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0561 \times 2,79 \times 3,68^2 = 2,11 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,5959 \times 2,11 = 1,26 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 1,79 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 1,07 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 1,06 \text{ t.m} > 0,45 \text{ t.m}$$

### VIII.2.4 Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 1,79 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1,79 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,039 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,0039 \rightarrow \beta = 0,9805 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,79 \times 10^4}{0,9805 \times 18 \times 348} = 2,91 \text{ cm}^2$$

- Sens  $y$  :

$$M_{ty} = 1,07 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1,07 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,023 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,9885 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,07 \times 10^4}{0,9885 \times 18 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

- 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 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- 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 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left( \frac{3 - 0,8}{2} \right) = 2,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VIII.2.5 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a  $\alpha = 0,8 > 0,4$  donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left( 1 + \frac{\alpha}{2} \right)} = 2,79 \times \frac{3,68}{2 \left( 1 + \frac{0,8}{2} \right)} = 3,67 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 2,79 \times \frac{3,68}{3} = 3,42 \text{ t} < V_x = 3,67 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 3,67 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{3,67 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,2 \text{ MPa}$$



$$\tau_{ultime} = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$  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 :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,8 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 2,05 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0628 \times 2,05 \times 3,68 = 0,47 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,7111 \times 0,47 = 0,33 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,40 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,28 \text{ t.m} \end{cases}$

• Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,40 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 75,93 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 75,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$  ; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{75,93}{58,53} = 1,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

• Sens y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,28 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 52,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 52,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{52,15}{58,53} = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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 15 cm.

### VIII.3 Etude des fondations :

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 2 bars 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.3.1 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

$$\left( \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par :  $S \geq N/\sigma_{sol}$

Avec :

**S** : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 8616,03 \text{ t} \Rightarrow S = 430,80 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 6313,29 \text{ t} \Rightarrow S = 315,66 \text{ m}^2 \end{cases}$$

### VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de :  $S = 302,85 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 142\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

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 opter 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.3.2 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a 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 de 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 de sol  $\cong$  poids total de la structure).

### VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :

a) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est :  $S_r = 345,75 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 4,5 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow 20,4 \text{ cm} \leq d \leq 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} d = 22,5 \text{ cm} \\ h = d + c = 22,5 + 5 = 27,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$b$  : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{8616,03}{345,75} = 24,92 \text{ t/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{24,92 \times 4,5}{2} = 56,07 \text{ t} \\ q_u = 24,92 \times 1 = 24,92 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{56,07 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,32 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm,  $h_t = 40 \text{ cm}$ .

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 :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h \leq 75 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \right.$$

$L$  : la longueur maximal d'une poutre de libage,  $L = 4,5 \text{ m}$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

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 :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + \left( h_p \times b_p \times \sum L_i \right) \right]$$

$$= 2,5[(0,40 \times 345,75) + (0,7 \times 0,3 \times 324,7)] = 412,80 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 412,80 + 6313,29 = 6726,09 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 19,45 \text{ t/m}^2 < 20 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}; \text{Condition vérifiée}$$

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  $K = 500 \text{ t/m}^3$  ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0086}{500 \times 0,3}} = 5,21 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,5 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,18 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

**L<sub>max</sub>** : 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 :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{6726,09}{345,75} = 19,45 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 18,45 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 18,45 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

## i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :  $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$ .

**γ<sub>w</sub>** : Densité de l'eau ;

**Z** : Hauteur de la partie immergée = 4,08 m ;

**f<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 345,75 \times 4,08 = 2115,99t \rightarrow N_u = 8616,03 t$$

$$\geq 2115,99 t ; \text{Condition vérifiée}$$

i.2) Vérification de l'excentricité :

$$\text{Centre de gravité des masses du radier (infra):} \begin{cases} X_g = 13,78 \text{ m} \\ Y_g = 9,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Centre de gravité des masses du bâti (super)} \begin{cases} X_g = 13,78 \text{ m} \\ Y_g = 9,10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{L'excentricité :} \begin{cases} e_x = 0 \text{ m} \\ e_y = 0,1 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

### VIII.3.4 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.3.4.1 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 arme 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.3.4.2 Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{8616,03}{345,75} = 24,92 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{6313,29}{345,75} = 18,26 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

**VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :**a) Détermination des efforts :**Tableau VIII.1** : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
$L_x$ (m)	$L_y$ (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)
4	4,6	0,87	0,0486	19,38	16,47	6,78	0,7244	14,04	11,93	4,91
Les efforts à l'ELS $\nu = 0,2$										
$L_x$ (m)	$L_y$ (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)
4	4,6	0,87	0,0556	16,24	13,80	5,68	0,8074	13,11	11,14	4,59

b) Calcul des armatures :

- Suivant  $L_x$  :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,47 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,090 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,090 \rightarrow \beta = 0,953 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,47 \times 10^4}{0,953 \times 36 \times 348} = 13,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7T16 = 14,07 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 13 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,78 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,78 \times 10^4}{0,9815 \times 36 \times 348} = 5,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T12** = 6,78 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

- Suivant  $L_y$  :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,93 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,065 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,065 \rightarrow \beta = 0,9665$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,93 \times 10^4}{0,9665 \times 36 \times 348} = 9,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T16** = 10,05 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,91 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,9865$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,91 \times 10^4}{0,9865 \times 36 \times 348} = 3,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T12** = 6,78 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 :

$$A_y = 9,85 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens x :

$$A_x = 13,79 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,41 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

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.3.4.4 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 :

a.1) Calcul de  $Q'$  :

$Q$  : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left( 1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] = \frac{6,95}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4^2}{3 \times 4,6^2} \right) 4 + \left( 1 - \frac{4^2}{3 \times 4,6^2} \right) 4 \right] \\ \qquad \qquad \qquad = 20,79 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{20,79 \times 4,6^2}{8} = 54,99 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 41,24 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,24 \times 10^4}{30 \times 63^2 \times 14,17} = 0,244 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,858 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,24 \times 10^4}{0,858 \times 63 \times 348} = 21,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 4T16 \\ 2^{éme} \text{ lit} : 4T16 \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{éme} \text{ lit} : 4T16 \end{cases}$

- Sur appui :

**Tableau VIII.2** : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0,5 \times M_0 = 27,50$	$= 0,35 \times M_0 = 19,25$
$\mu \rightarrow \beta$	0,163 $\rightarrow$ 0,9105	0,114 $\rightarrow$ 0,939
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	13,78	9,35
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	4T16 (fil) + 4T14 (chap) = 14,19	4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 10,67

b) Sens transversale :

b.1) Calcul de  $Q'$  :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 8,1 \times 4,6 = 24,84 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{24,84 \times 4,6^2}{8} = 65,70 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 49,28 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49,28 \times 10^4}{30 \times 63^2 \times 14,17} = 0,292 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,823 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49,28 \times 10^4}{0,823 \times 63 \times 348} = 27,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{er} \text{ lit : } 4T16 \\ 2^{ème} \text{ lit : } 4T16 \\ 3^{ème} \text{ lit : } 4T16 \\ 4^{ème} \text{ lit : } 4T16 \end{array} \right. \rightarrow A = 28,38 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

**Tableau VIII. 3** : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 32,85$	$= 0.35 \times M_0 = 23$
$\mu \rightarrow \beta$	0,195 $\rightarrow$ 0,8905	0,171 $\rightarrow$ 0,9055
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	16,83	16,67
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2X4T14 (fil) + 2X4T12 (chap) = 21,34	2X4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 21,34

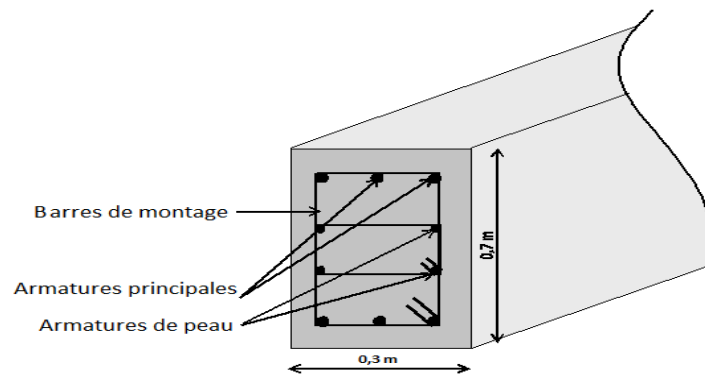
### VIII.3.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$   
 Dans notre cas  $h_a=70 \text{ cm}$  (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 et 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  $(0,7 \times 0,3) \text{ m}^2$  on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,3 + 0,8) = 6,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$



**Figure VIII.2** : Schéma représentant la poutre de libage.

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{24,84 \times 4,6}{2} = 57,13 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{57,13 \times 10}{30 \times 63} = 0,30 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 20 ; 12 ; 30 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 17,5 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm<sup>2</sup>

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow 1,59 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

# CONCLUSION

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire et de prendre conscience des différents règlements en vigueur en procédant à leur application sur un cas réel.

Cette petite expérience acquise nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes pour l'étude d'un bâtiment, mais aussi à utiliser des nouvelles méthodes conçues dans le domaine du Génie civil.

Ce mémoire nous a aussi permis de savoir que l'élaboration d'un projet ne doit pas être seulement basée sur le calcul théorique, mais aussi sur la concordance et la cohérence avec le côté pratique et de prendre conscience que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de construction. Il fait partie d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe, le laboratoire et des techniciens chargés du suivi.

Enfin, ce qu'il faut bien retenir, c'est de bien concevoir avant de passer aux calculs.

# LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] Béton armé – Guide de calcul, H. Renaud et J. Lamirault, Nantes, Edition Foucher scolaire, 2006, 144 pages.
- [2] Conception et calcul des structures de bâtiment, Henry Thonier, Paris, Presse de l'ENPC, 1995, 1290 pages.
- [3] Aide-mémoire - Résistance des matériaux, Jean Goulet, Paris, Edition Dunod, 2009, 320 pages.
- [4] Calcul des ouvrages en béton armé, Mohamed Belazougui, Alger, O.P.U., 2004, 318 pages.
- [5] D.T.R B.C 2.2 – Charges permanentes et charges d'exploitation, Mellak Hachemi, Alger, C.G.C – Ministère de l'habitat, 1989, 41 pages.
- [6] D.T.R B C 2 48 – Règles Parasismiques Algériennes 99/2003, Alger, C.G.S, 1999 modifié en 2003, 121 pages.
- [7] D.T.U P 18-702 – Règles B.A.E.L 91 révisées 1999, France, Eyrolles, 2000, 352 pages.
- [8] Mémoires de fin d'étude, – Tlemcen –. (Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen Faculté de Technologie Département de génie civil. 2011 - 2012 Chikh Hanane) – Tiaret (Université IBN KHALDOUN – Tiaret Faculté des sciences appliquées Département de génie civi. 2013 - 2014 BENSAID M. Nadir.
- [9] Dictionnaire technique du bâtiment et travaux publics, M.barbier et al, 1982, Paris 171 pages.
- [10] <http://abc.maconnerie.pagesperso-orange.fr/pages-maconnerie/planchers-beton.htm>, (01/04/2015), (11:35)
- [11] <http://abc.maconnerie.pagesperso-orange.fr/pages-maconnerie/murs-poteau.htm>, (25/04/2015), (09:20).
- [12] <http://notech.franceserv.com/fondations.html>, (01/05/2015), (16:05).