

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر- بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../ 2018



Mémoire de Master
Spécialité : Génie Civil.
Option : STRUCTURE

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+9)
CONTREVENTEMENT MIXTE**

Etudiant :

Seifia Saloua

Encadreurs :

Chadli Mounira

Promotion : Juin 2018

Remerciements

Il est bon de reconnaître la beauté, la louange soit à Dieu, nous louons, qui mérite des louange et l'utilisons en bien et en mal.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont fourni l'aide de près ou de loin, au premier rang desquels l'honorable professeur chdli Mounira, qui nous a fourni divers conseils lors la de la préparation de ce mémoire.

Des remerciements spéciaux sont également adressés à tous les professeurs du département de génie civil et à tous nos collègues du lot 2017/2018.

Et aux amis qui se tenaient avec nous en bien et mal.

Et à tous ceux qui nous ont aidés intentionnellement ou involontairement.

Merci et merci à tous.

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout puissant qui nous a aidés à réaliser ce modeste travail que je dédie à :

Ma très chère mère, Mon très cher père qui ont veillé à mon éducation et m'ont toujours soutenu et poussé à travailler jusqu'à ce jour, je leur souhaite plein de bonheur et de bonne santé.

Mes frères Youcef et sa femme, MIDO, Ismail sa fille chyma, swsan dalal, farida et hanene... mes sœurs, spécialement mon mère-sœur qui m'ont toujours aidé et encouragé .

Mes oncles et Mebarak

Et surtout mon marie MOHAMED

Et tout famille.

Pour mes amis proches : Saloua , Imane, Amira, khaoula, Amina

Tous enseignants qui m'ont toujours aidé.

A toute la promotion de 2018,

Ainsi que mes amis et tous les gens que je connaisse.

Saloua 

Sommaire

Introduction général.....01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage de l'étude	2
I.3. Conception de la structure du bâtiment.....	2
I.4. Règles et normes de calcul.....	3
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.5.1.béton	3
I.5.2.acier.....	5
I.6. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet	6

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

38

II.1.2.les planchers

38

 II.1.3.Les poutres.....

 II.1.3.1.Les poutres principales.....

 II.1.3.2.Les poutres secondaires.....

II.1.4. Les poteaux

II.1.5.Les voiles.....

II.1.6.L'acrotère.....

II.1.7.Les escaliers

Chapitre II: 2-Descente des charges

II.1. Introduction	14
II.2.Evaluation des charges appliquées	14
II.2.1.Plancher terrasse inaccessible	14
II.2.2.Plancher courant à usage d'habitation.....	15
II.2.3. Murs extérieurs	15
II.2.4. Mur Acrotère	16
II.2.5.1. Balcon accessible	16
II.2.5. 2.Balcon non accessible	17

II.3. Descente des charges.....	18
---------------------------------	----

Chapitre III: Elements secondaires

III.1.Introduction.....	62
III.2 .Les planchers à corps creux	62
III.2.1. Introduction.....	62
III.2.2. Méthode de calcul	62
III.2.3. Détermination des sollicitations	64
III.2.4.calcul du ferrailage	82
.2.L'Acrotère	
III.2.1.Introduction	50
III.2.2. Mode de travail	50
III.2.3.Evaluation des charges	51
III.2.4.Calcul de ferrailage	52
III.3.Les Balcons	
III.3. type dalle reposant sur trois cotes	102
III.3..1. Méthode de calcul	102
III.3..2. Évaluation des charges	103
III.3..3. Le calcul de sollicitations	103
III.3..4.Ferrailage	107
III.4. Les Escaliers	114
III.4.1.Définition	114
III.4.2. Etude de l'escalier	114
III.4.3. Evaluation des charges (escalier).....	115
III.4.4.Calcul de ferrailage (escalier).....	117
III.4.7.Calcul de la poutre palière.....	134
III.4.7.1. Introduction	134
III.4.7.2.Pré dimensionnement	134
III.4.7.3.Evaluation des charges	134
III.4.7.4.Calcul de la poutre en flexion	135
III.4.7.5.Calcul de ferrailage.....	136
III.4.7.6.Calcul de la poutre à la torsion.....	138

Chapitre IV: Etude DYNAMIQUE

IV.1. ETUDE AU VENT	
IV.1.1. Introduction...	
IV.1.2. Application du R N V 99.....	80
IV.1.3. Répartition des coefficients de pression	
IV.1.3.1. Répartition des coefficients de pression	81
IV. 1.3.2. Calcul des forces de frottement	
VI.1.4. Conclusion.....	
IV. 2-Etude Sismique	
IV.2.1.Introduction	157
IV.2.2.But de l'étude parasismique:	158
IV.2. 3.Méthode de calcul	158
IV.2.3.1.Méthode statique équivalente	159
IV2.3.2.La méthode dynamique	169
IV2.4.1Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003...	171
IV.2.5. Représentations des résultats de la méthode modale spectral	179
2.9. Vérification les déplacements:	182
IV.9.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure	
IV.10.Justification de l'effort P- Δ :	183
IV.10.conclusion.	188

Chapitre V: Ferrailage des elements porteurs

V.1.Introduction ...	117
V.2. Les combinaisons d'actions	118
V.3. Ferrailage des poutres	120
V.3.1. Ferrailage Les poutres secondaires	122
V.4.Ferrailage des Voiles	134

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :	137
VI.2 : Etude des fondations :	137
VI.3 : Calcul le Radier	140
VI.4.Vérifications de radier :	142
VI.5. Ferrailage du radier:	145
Conclusion général	155
Biographique	156

Liste des figures

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage

- Fig.I.01. Diagramme Contrainte – Déformation D'acier 6
Fig.I.02. Diagramme Déformation - Contrainte D'acier 7

Chapitre II : Pré –Dimensionnement

- Fig.II.01. Plancher A Corps Creux 8
Fig.II.02. Schéma Des Poutrelles 9
Fig.II.03. Poutre Principale (30×40) 10
Fig.II.04. Poutre Secondaire (30x35) 10
Fig.II.05. Coupe A-A' De Section De Poteau 11
Fig.II.06. Section De Poteau (40x40) 12
Fig.II.07. Coupe Verticale D'un Voile. 12
Fig.II.08. Schéma De L'acrotère 13
Fig.II.09. Schéma d'Escalier 14
Fig.II.10. Fig.II.10.Schéma Isostatique d'Escalier 14

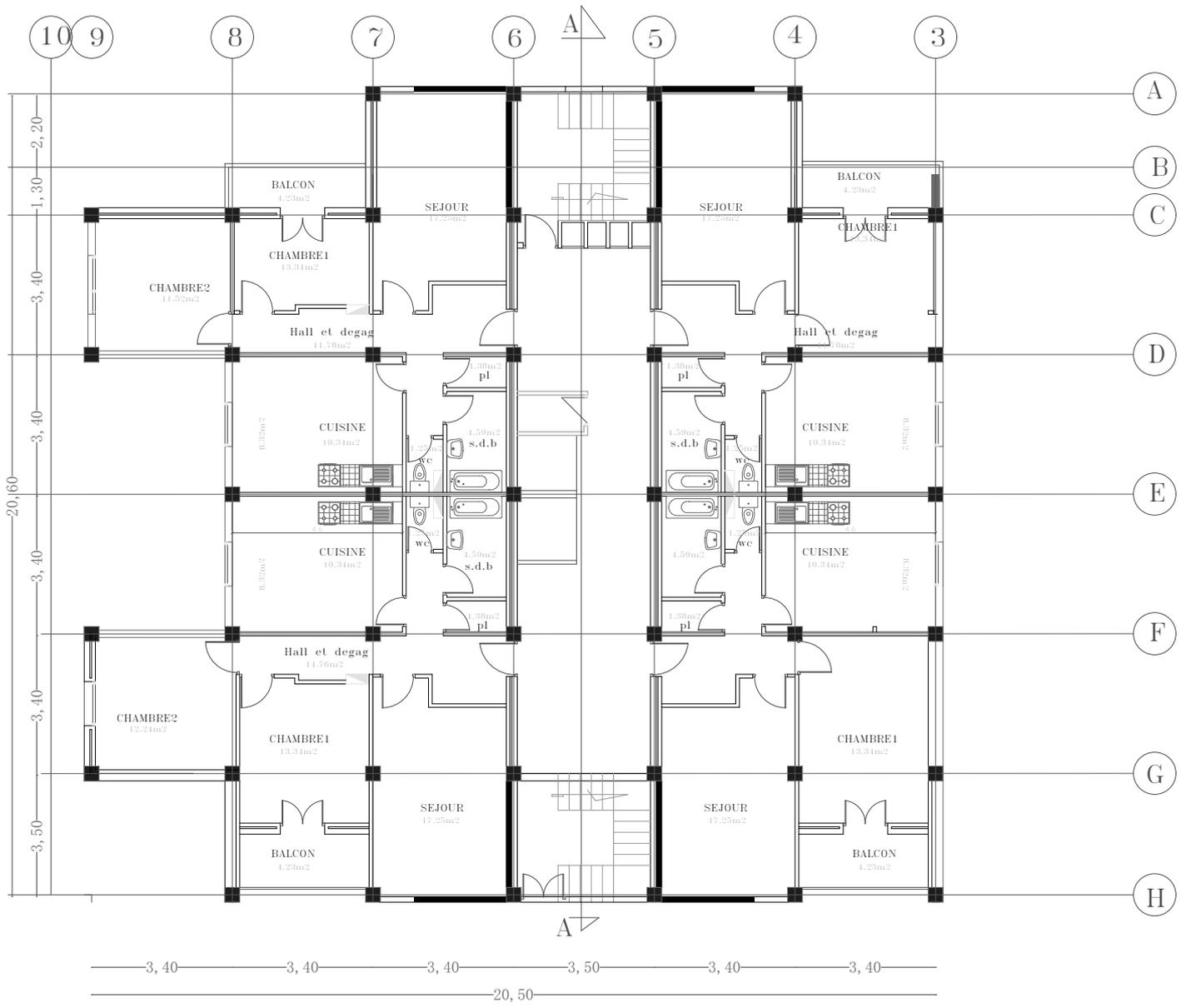
Chapitre II : Descente Des Charges

- Fig.II.2. 1. Schéma D'un Plancher De Terrasse Inaccessible. 15
Fig.II.2. 2. Schéma D'un Plancher D'étage Courant 16
Fig.II.2.3. Schéma De L'acrotère 17
Fig.II.2.4. Surface Afférente Rive 19
Fig.II.2.5. Surface Afférente Centrale 23

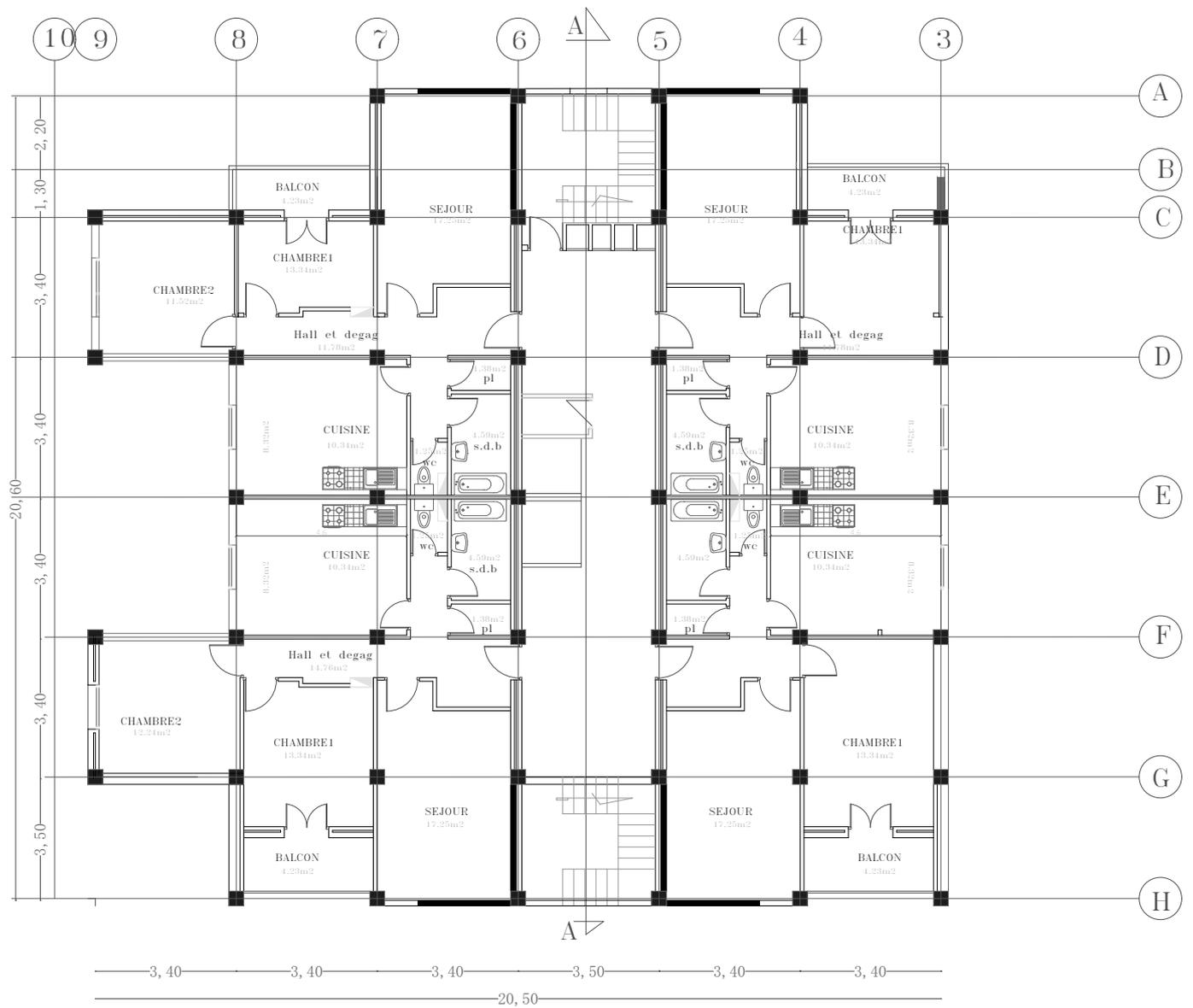
Chapitre III : Eléments Secondaires

- Fig.II.1.01. Diagramme De Moment (Type1) 28
Fig.III.02. Diagramme Des Moments (Type 2) 31
Fig.III.03. Diagramme Des Moments (Type3). 33
Fig.II.04. Diagramme De Moment (Type4) 34
Fig.III.05. Diagramme Des Moments (Type2) 36
Fig.III.06. Diagramme Des Moments (Type2) 39
Fig.III.07. Diagramme Des Moments (Type3) 41
Fig.III.08. Diagramme Des Moments (Type4) 42
Fig.III.09. Section De Ferrailage De Poutrelle 44
Fig.III.10. Ferrailage De La Dalle De Compression. 49
Fig.III.11. Ferrailage De La Poutrelle 49
Fig.III.2.1. Schéma De L'acrotère 51
Fig.III.2.2. Schéma Statique 52
Fig.III.2.3. Section A Ferrailer 52
Fig.III.2.4. Schéma Ferrailage De L'acrotère 55
Fig.III.3.1. Type Des Balcons. 56
Fig.III.3.2. Schéma De Ferrailage De Balcon 82
Fig.III. 4.1. Schema Volée De L'escalier 67
Fig.III.4.2. Schéma Statique De Volée A ELU 68
Fig.III.4.3. Schema De Ferrailage 74

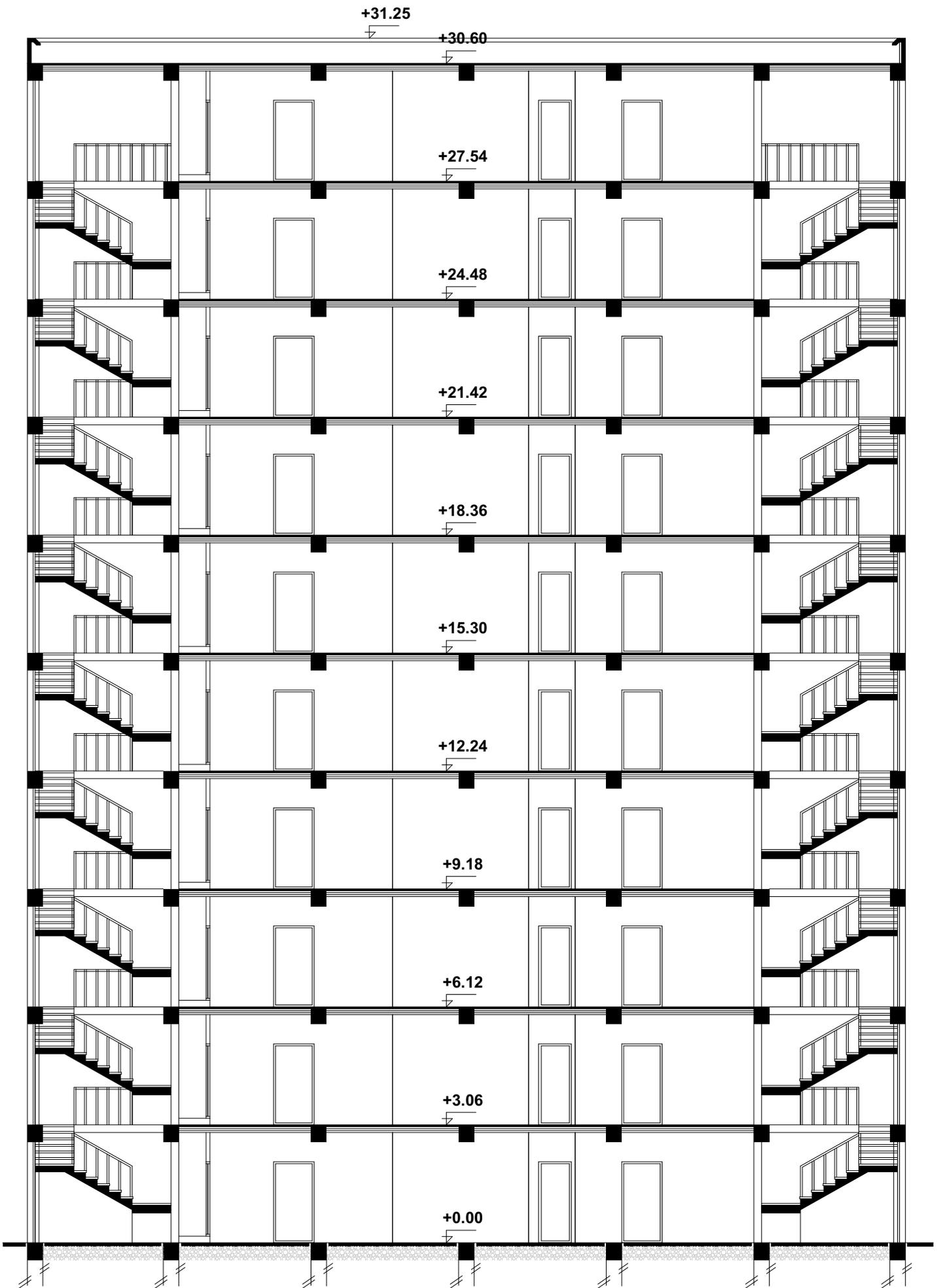
Chapitre IV : Etude dynamique	
Fig.IV.1	Action du vent 80
Fig.IV.2.1.	Courbe de spectre DE réponse 89
Fig.IV.2.2.	1 ère variant de voile 90
Fig.IV.2.3.	Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan 90
Fig.IV.2.4.	Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan 91
Fig.IV.2.5.	Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan 91
Fig.IV.2.6.	2 ème variant de voile 92
Fig.IV.2.7.	Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan 93
Fig.IV.2.8.	Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan 94
Fig.IV.2.9.	Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan 95
Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs	
Fig.V.01.	Coupe A-A' de section de poteau 117
Fig.V.02.	Ferrailage des poutres Principale. 127
Fig.V.03.	Ferrailage des poutres secondaire. 128
Fig.V.04.	Disposition des armatures verticales dans les voiles 129
Fig.V.05.	Schéma de ferrailage des voiles. 136
Chapitre VI : Etude infrastructure	
Fig.VI.01.	schéma isostatique et sollicitations de les débords 150
Fig.VI.02.	ferrailage globale de radier 151
Fig.VI.03.	ferrailage sur appui de nervure 151
Fig.VI.04.	ferrailage sur appui de nervure 151



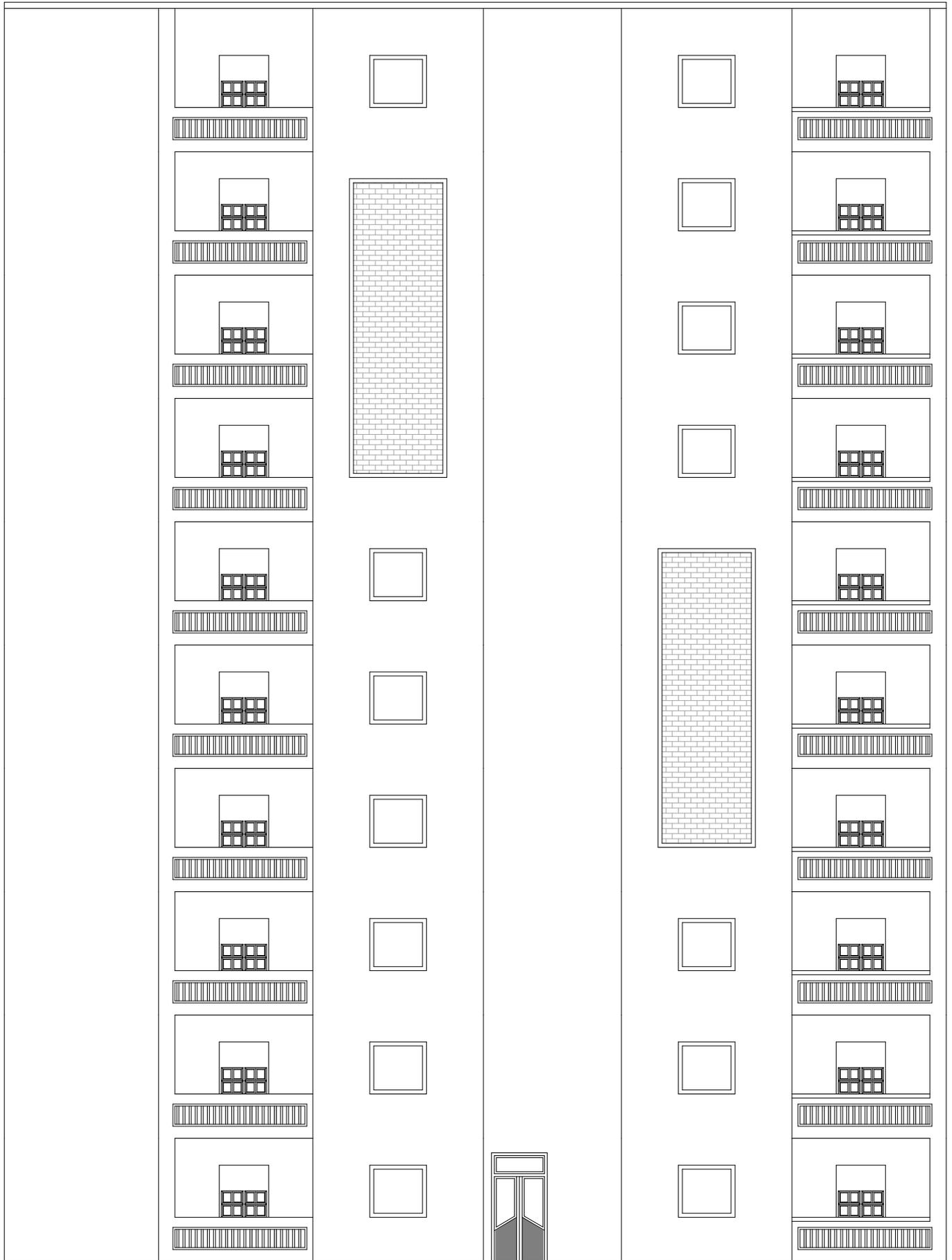
Plan RDC



Plan étage Courant



Coupe AA



Façade Principal

Introduction générale

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, un ferrailage inadéquat ou une mauvaise qualité d'exécution. La conception et le dimensionnement d'une structure que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art ou toute autre construction ayant une fonction particulière sont l'œuvre d'une équipe pluri disciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil.

L'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le but de la présente étude est de proposer une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 9 étages à destination d'habitation (R+9 étages), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

Le travail sera présenté Partie calcul :

Elle sera consacrée à l'étude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation contreventé avec des ports des voiles, en utilisant le logiciel de calcul par élément fini « ROBOT2018 ». On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé (BAEL 91).

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage d'habitation

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage de l'étude :

Le présent projet est un bâtiment (R+9) à usage d'habitation. Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. Le bâtiment est implanté à BLIDA, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zone IIb).

❖ **En élévation**

Hauteur du RDC----- 3.06 m.

Hauteur d'étage courant----- 3.06 m.

Hauteur acrotère----- 0.60 m.

Hauteur totale ----- 30.6m.

❖ **En plan**

Longueur en plan----- 20.5 m.

Largeur en plan----- 20.3m.

I.3. Conception de la structure du bâtiment :

a-Plancher

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage
- Bonne isolation thermique et phonique.

b-Poutres

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

c-Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d-Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 9^{ème} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire

e-Les murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double paroi de briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

f-Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

g- Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.4. Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (**RPA 99.V 2003**).
- Les règles **BAEL 91**.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR-B.C 2.2**)

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les éléments porteurs du bâtiment sont construits en béton armé

LE BETON ARME =BETON+ACIERS.

I.5.1.Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement.

I.5.1.1. Composition du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ pour la superstructure et 370kg/m³ de CRS pour l'infrastructure
- ✓ 400 kg/m³ de sable DS <5 mm
- ✓ 800 kg/m³ de gravillon 5 mm < D_g < 25 mm
- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

5.1.2. Résistance du béton à la compression :

Elle est représentée par le symbole f_c et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm² ($\Phi = 16\text{cm}$) de section et une hauteur double du diamètre (32cm).

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } J < 28 \text{ jours} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } J < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

I.5.1.3. Résistance à la traction f_{tj} :

Elle est représentée par le symbole f_{tj} , cette est une fraction de la résistance à la compression Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

I.5.1.4. Modules de déformation longitudinal :

- Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- Le module de déformation longitudinale différé E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité E :

C'est le rapport entre les contraintes appliquées u et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

- Module de déformation transversale :

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

I.5.1.5. Coefficient de Poisson ν :

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

I.5.1.6. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible: $\tau_u = \min(0.13f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors
 $\tau_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u}$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

- **Etat limite de service E.L.S**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

Pour : $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

I.5.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances ($F_e E_{215}$; $F_e E_{235}$) correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont ($F_e E_{400}$; $F_e E_{500}$) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500MPa.

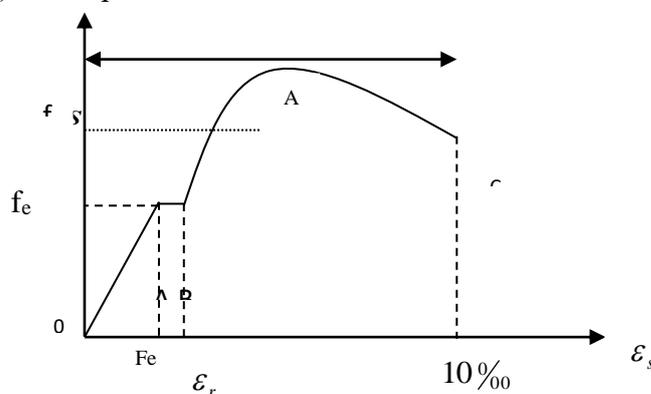


Fig.I.2.Diagramme Contrainte – déformation d'acier.

I.6.2.1. Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2) :

On adopte le diagramme linéaire suivant **E.LS** : (BAEL91 A.4.5, 33

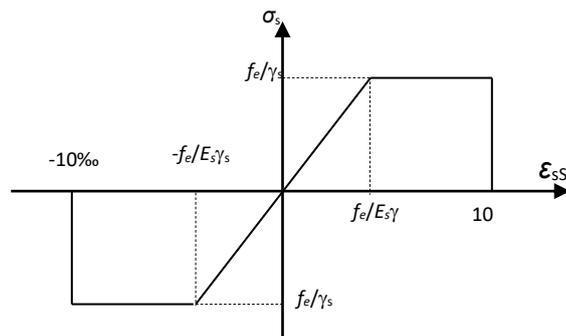


Fig. I.3.Diagramme Déformation - Contrainte d'acier

I.6.2.2.Vérification des armatures à l'état limite de service :

- En fissuration préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

- En fissuration très préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min (0.5 fe; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPa}$$

Avec : - η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

I.7. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

A) Béton :

- Ciment CPJ dosé à 350 kg / m³
- $F_{C28} = 25\text{Mpa}$
- $\sigma_{bc} = 14.2\text{Mpa}$
- $F_{t28} = 2.1\text{Mpa}$
- $E_{ij} = 32164.195\text{Mpa}$
- $E_{vj} = 10818.78\text{Mpa}$
- $\gamma_b = 1.5$

B) Acier :

- Des barres (HA) : $F_e E400$
- $\sigma_s = 348\text{Mpa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$ $E_s = 2.10^5\text{Mpa}$

CHAPITRE II

*Pré dimensionnement
Et descente des charges*

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

II.2.Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1.les planchers :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour Disposées suivant les petites portées.

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.2.3).

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher

$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (350, 340) \Rightarrow L = 350 \text{ cm}$$

$$L = \frac{350}{22.5} = 15,55 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+4)=20cm.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression

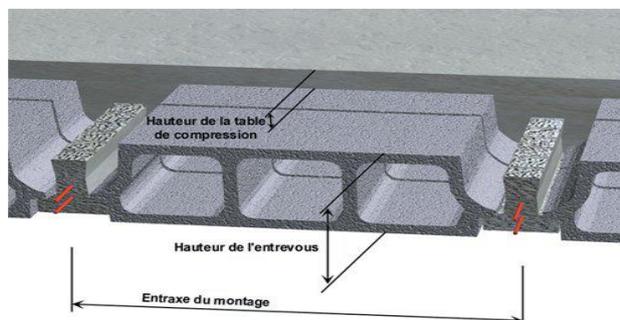


Fig.I.1.shima de planche

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

- Soit $b_0 = 10\text{cm}$.

- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 16cm et de longueur 55cm.

- La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$b_1 = \min$

$$\frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5\text{cm}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5\text{cm}$

$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65\text{ cm}$. **Soit : b =65**

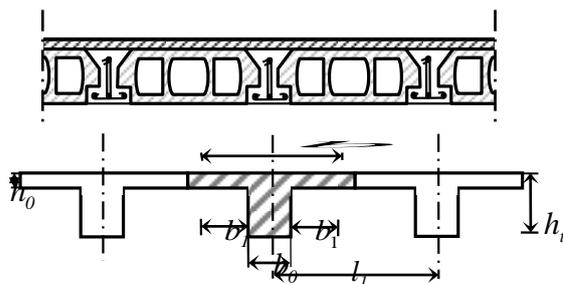


fig.II.2.schéma des poutrelles.

II.1.3.Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après le BAEL 91,

Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

✓ **Selon BAEL91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

II.1.3.1.Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

- Par BAEL 91 :

Pré-dimensionnement des éléments

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$L_{\max} = 350\text{cm}$

$30.33\text{cm} \leq h \leq 45.5\text{cm} \Rightarrow$ On adopte **h = 40cm**

$13.5 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow$ On adopte **b = 30cm**

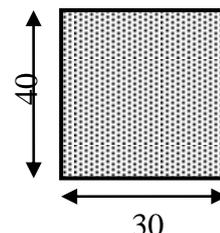


Fig.II.3. Poutre principale

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 0.75 < 4.00 \end{array} \right.$$

Remarque :

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = 30 \times 40\text{cm}^2$

II.1.3.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{(Condition de flèche)}$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$L_{\max} = 445\text{cm} \Rightarrow 29.67\text{cm} \leq h \leq 44.5\text{cm}$

On prend : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 0.85 < 4.00 \end{array} \right.$$

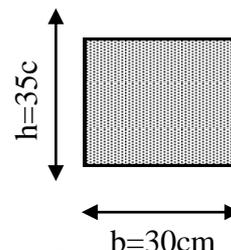


Fig.II.4. Poutre secondaire (30x35)

II.1.4. Les poteaux :

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on **zone IIb**

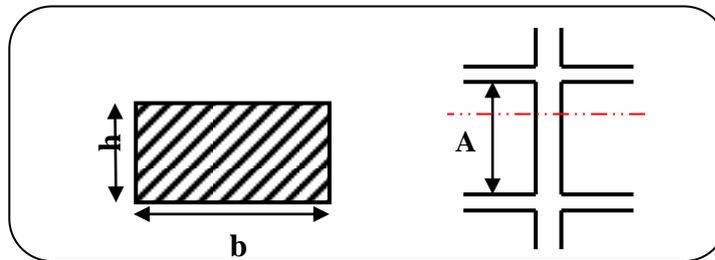


Fig. II.5: Coupe A-A' de section de poteau

- Les exigences de RPA

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

On dimensionnée la section de poteaux par :

- 1) La condition de règle BAEL 91.
- 2) La condition de règle (RPA 99 v 2003).

a. La condition de règle BAEL 91 :

Pour éviter le flambement des poteaux (Art 8.3.3)

$$l_f = 0.70 l_0$$

- l_0 : la hauteur d'étage.

- l_f : longueur de flambement.

Max (λ_x, λ_y)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = 3,46 \times l_f / b \\ \lambda_y = 3,46 \times l_f / h \\ h = b \geq 3,46 \times l_f / 50 \end{array} \right.$$

RDC et Etage :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 3.06 - 0,4 = 2.66m \\ l_f = 0,7 \times 2.66 = 1.862 m \\ h = b \geq 3,46 / l_f \Rightarrow h = b \geq 3,46 \times \frac{0.7 \times 306}{50} = 14.82cm \end{array} \right.$$

Pré-dimensionnement des éléments

Donc : la condition c'est vérifiée.

On adopte section de (40x40) cm²

b. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :(en zones II-b)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \longrightarrow 40 \geq 25\text{cm} \quad \text{C.V} \\ \text{Min (b, h)} \geq 306 / 20 \longrightarrow 40 \geq 15.3 \text{ cm} \quad \text{C.V} \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 1 < 4 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

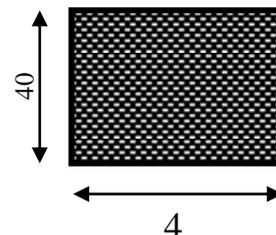


Fig.II.6.Section de poteau (40x40) cm²

Alors la section de poteau pour tous les étages c'est : (40x40) cm²

II.1.5. Les voiles :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{m.}$$

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right].$$

$$a \geq \max \left[\frac{266}{20}; 15\text{cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [13.30; 15\text{cm}].$$

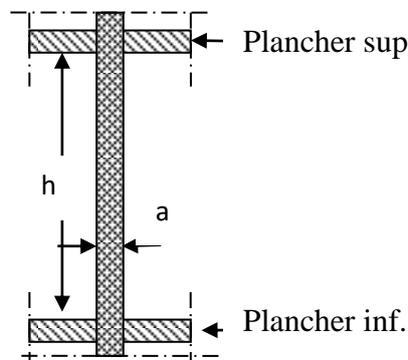


Fig.II.7. coupe verticale d'un voile.

II.4. Conclusion :

éléments	Sections
	tous les étages
Poteaux	(40 x40) cm ²
Poutre principale	(30x45) cm ²
Poutre secondaire	(30x40) cm ²
Voile	15 cm
plancher	(16+4) cm

II.1.6.L'acrotère :

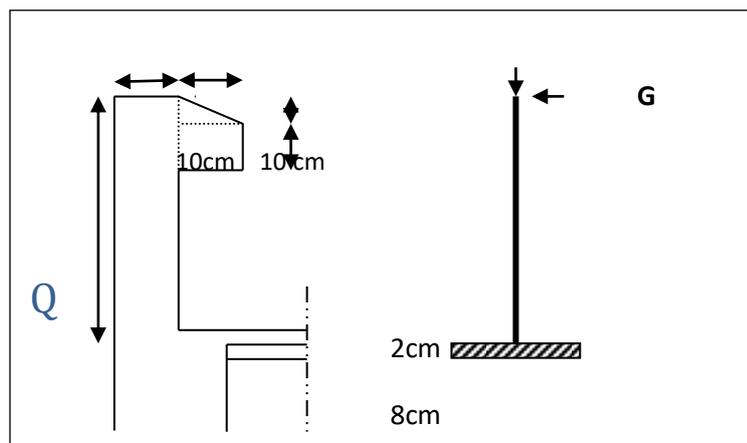


Figure II.8 : schéma de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur :

$$S1 + S2 + S3 = (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + 1/2(0.02 \times 0.1)$$

$$ST = 0.069 \text{ m}^2$$

Charge: Permanente:

$$G1 = 0.069 \times 25 \times 1 = 1.725 \text{ kN/ml}$$

Surcharge:

-D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 N/m

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

$$\begin{cases} G = 1.725 \text{ kN/m} \\ Q = 1 \text{ kN/m} \end{cases} \text{ Dans une bande d'un mètre}$$

II.1.7.Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

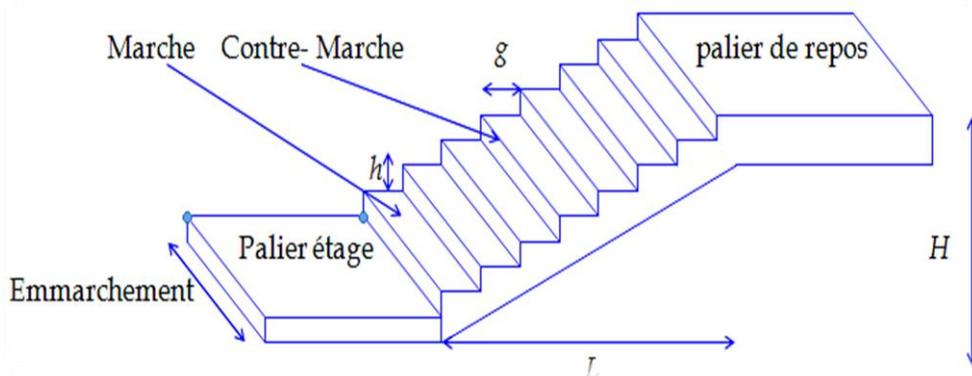


Fig.II.9. schéma d'Escalier.

h : hauteur de contre marche

g : largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm .

La largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm .

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64$ cm $\Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$ (c.v)

- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$n = \frac{306}{17} = 18$ Contre marche.

- Longueur de la volée :

$L = (n-1) g = (6-1) \times 30 = 5 \times 30 = 150$ cm .

- Inclinaison de la paillasse :

$\tan \alpha = \frac{H/3}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21$

H : hauteur d'étage = 3.06 m.

L : Longueur de la volée = 1.50 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{1.50}{\cos 34.21} = 2.85 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

D'où : $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L_{\max} \Rightarrow e = (11.66 \div 17.5)$ cm. ~~S~~ : $e = 12$ cm.

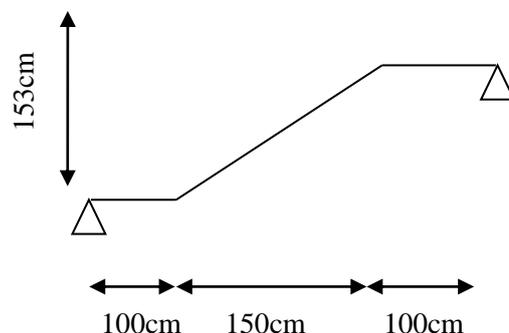


Fig.II.10. schéma isostatique d'Escalier.

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1 Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitant

Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

II.2.2.1 Plancher terrasse non accessible :

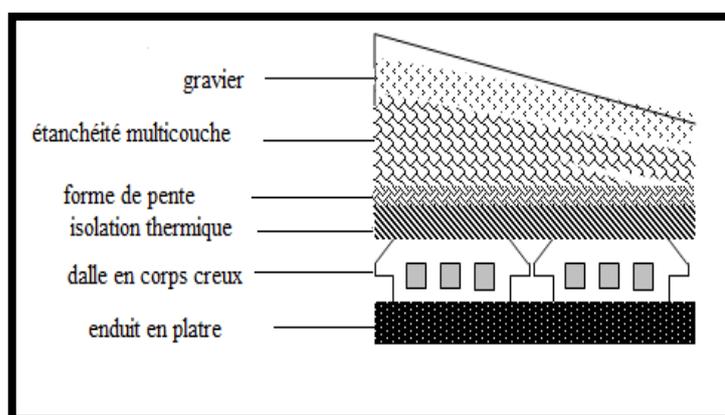


fig.II.2.1. Plancher terrasse

N°	désignation	e (m)	$\gamma(Kg / m^3)$	$poids(Kg / m^2)$
01	gravier	0.05	1700	100
03	Forme de pente	0.1	2200	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	-	-	280
06	Enduit en plâtre	0.01	1000	20

Tab : II.2.1 .Plancher terrasse

Charge permanente :

$$G=621 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

La descente des charges

$Q=100 \text{ Kg/m}^2$

II.2.2.2. Plancher étage courant :

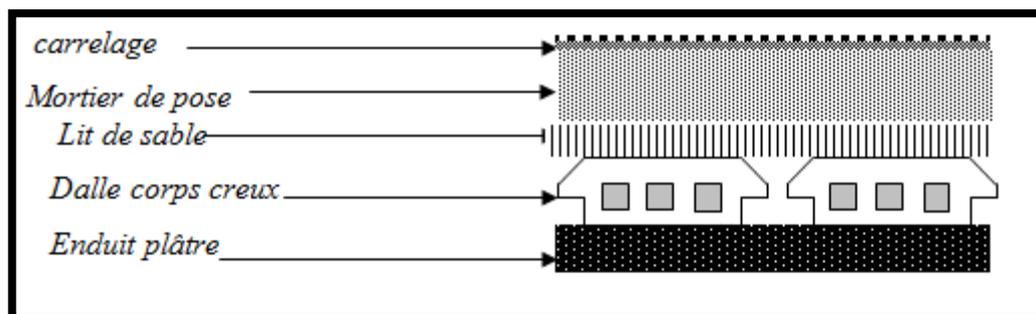


fig.II.2.2.Plancher étage courant

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2200	44
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	-	-	280
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100

Tab :II.2.2.Plancher étage courant

Charge permanente :

$G=520 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

II.2.3. Murs extérieurs en maçonnerie :

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(\text{Kg/m}^2)$	Charges (Kg/m ²)
1	Enduit extérieure	0.02	2000	40
2	Briques creuses	0.1+0.15	1400	350
3	Enduit intérieur	0.015	2000	30

Tab :II.2.3. Murs extérieurs

Charge permanente :

$G=305 \text{ Kg/ m}^2$

II.2.4. Mur Acrotère :

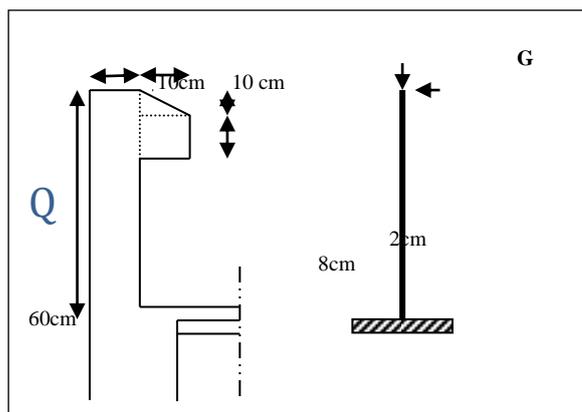


fig.II.2.3.Mur acrotère

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur:

$$S1 + S2 + S3 = (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + 1/2(0.02 \times 0.1)$$

$$ST = 0.069 \text{ m}^2$$

Charge: Permanente:

$$G1 = 0.069 \times 25 \times 1 = 1.725 \text{ kN/ml}$$

Surcharge:

-D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 N/m

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1.725\text{kN/m} \\ Q = 1\text{kN/m} \end{array} \right. \text{ Dans une bonde d'un mètre}$$

N°	Désignations	e (m)	γ (Kn/m ³)	Charges (Kn/m ²)
1	Enduit en ciment extérieur	0.015	22	0,33
3	Enduit intérieur	0.015	22	0,33

Tab :II.2.4.

II.2.5.1. Balcon accessible :

N°	Désignations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.15	2500	375
5	sable	0.02	1800	36

La descente des charges

$$G=515 \text{ kg/m}^2$$

Tab: II.2.5. Balcon accessible :

Charge permanente $G= 515 \text{ Kg/m}^2$
 d'exploitation $Q =350 \text{ Kg/m}^2$

II.2.5. 2. Balcon non accessible :

N°	Désignation	e (m)	$\gamma(\text{Kg/m}^3)$	$poids(\text{Kg/m}^2)$
01	Gravier	0.05	1700	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle plein	0.15	2500	400
06	Enduit en ciment	0.02	1000	20

Tab : II.2.6. Balcon non accessible

Charge permanente $G= 748\text{Kg/m}^2$.
 Charge d'exploitation $Q =100 \text{ Kg/m}^2$.

-Charges et surcharges :

Elément	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	621 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'Etage courant	520 kg/m ²	150kg/m ²
Acrotère	172.5 kg/ m ²	100kg/m
Balcon accessible	515 kg/m ²	350kg/m ²
Balcon non accessible	748 kg/m ²	100 kg/m ²
Murs extérieurs	305 kg/m ²	-

Tab : II.2.7. Charges et surcharges

Loi De Dégradation : DTR B.C.2.2

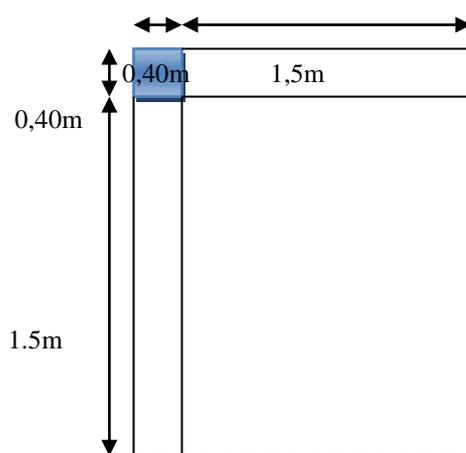
Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces inférieures à 15 m^2 la charge de référence majorée forfaitairement de 3

II.2.6. Descente des charges sur le poteau (F-5) :



FigII.2.5. : Surface afférente

niveau	Élément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Acrotère: $231,7 \times 2,25 = 521,325$ Plancher Terrasse: $621 \times 2,25 = 1397,25$ poutre.s : $(0,30).(0,35).(1,50).2500 = 393,75$ Poutre.p : $(0,3).(0,4).(1,50).2500 = 450$	2762	$3,24 \times 100 = 350$
2-2	Venant 1-1 : 2762 Poteau : $(0,4) (0,4) (2,66) 2500 = 1596$ Mur ext : $305 * ((1,50 \times 1,50) + (1,50 \times 2,66)) = 1523,47$	5881,47	324

La descente des charges

3-3	Venant 2-2 : 5881.47 Plancher.E.C : 520×2.24=1164.8 poutre.p : 393.75 Poutre.s : 450	7890.02	324 + (3.08×150) = 786
4-4	-Venant 3-3 : 7890.02 -Poteau: 1596 mur ext : 1523.47	11009.76	786
5-5	-Venant4-4 : 11009.76 P.E.C + PP + PS : 2008.55	13018.31	786+ (462×0,9) =1201.8
6-6	-Venant 5-5 : 13018.31 Poteau+murext : 3119.47	16137.78	1201.8
7-7	-Venant6-6: 16137.78 P.E.C + PP + PS : 2008.55	18146.33	1201.8+ (462×0,8)= 1571.4
8-8	-Venant 7-7 : 18146.33 Poteau + Mur ext : 3119.47	21265.8	1571.4
9-9	-Venant 8-8: 21265.8 P.E.C + PP + PS : 2008.55	25368.23	1571.4 + (462×0,7) =1894.8
10-10	-Venant 9-9 : 25368.23 -Poteau+murext : 3119.47	28487.7	1894.8
11-11	-Venant 10-10: 28487.7 P.E.C + PP + PS : 2008.55	30496.25	1894.8+ (462×0,6) 2172
12-12	-Venant 11-11 : 30496.25 -Poteau + mur ext : 3119.47	33615.72	2172
13-13	-Venant 12-12 : 33615.72 P.E.C + PP + PS : 2008.55	35624.27	2172+ (462×0,5) =2543.75
14-14	-Venant 13-13 : 35624.27 -Poteau+murext : 3119.47	38743.74	=2403
15-15	-Venant 14-14 : 38743.74 P.E.C + PP + PS : 2008.55	40832.29	2403+231 =2634
16-16	-Venant 15-15 : 40832.29 -Poteau+murext : 3119.47	43951.76	2634
17-17	-Venant 16-16 : 43951.76 P.E.C + PP + PS : 2008.55	45960.31	2634+231=3031.25
18-18	Venant 17-17 : 45960.31 -Poteau+murext : 3119.47	49079.78	2865
19-19	-Venant 18-18 : 49079.78 P.E.C + PP + PS : 2008.55	51088.33	2865+231
20-20	Venant 19-19 : 51088.33 -Poteau+murext : 3119.47	54207.8	3096
total		54207.8	3096

Tab. II.2.8. Descente de charge pour poteau central.

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

La descente des charges

$$N_u = 1.35 \times 542.078 + 1.5 \times 30.96.60 = 778.24 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = +542.078 + 30.96 = 573.038 \text{ KN}$$

Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4,1) :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

- l_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au

plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m^2].
- Selon le «**BAEL 91 modifié 99**» [1] :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

La descente des charges

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

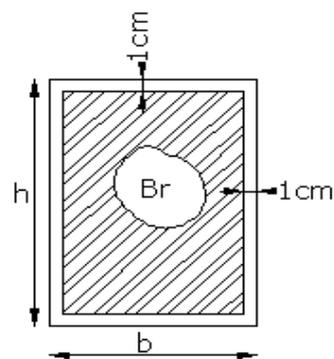
$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{18,55}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,80$$



✓ **Pas de risque de flambement.**

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{aligned} \frac{0,2bh}{100} &= \frac{0,2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} &= 8 \frac{(400+400)}{100} = 64 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0,8}{100} B = \frac{0,8}{100} (400 \times 400) = 1280 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max(320, 1280) = 1280 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N}_u = 0,80 \times \left\{ \frac{144400 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 1280 \frac{400}{1,15} \right\}$$

La descente des charges

$$\bar{N} = 2495.43 \Rightarrow N = 778.24 \dots\dots\dots$$

Condition vérifié

N _u (KN)	A _{min} ^{BAEL} (mm ²)	A _{min} ^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B _r (mm ²)	N̄ (KN)	condition
778.24	320	1280	1280	144400	2495.43	vérifiée

Tab. II.2.9.

a) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

V_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$V_d = N_{ser} = G + Q = 977.45 + 152.60 = 1130.05 \text{KN} = 1.13005 \text{MN}$$

Donc on calcule la section qui est assurée par la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99(2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{0.57303}{0.40 \times 0.40 \times 25} = 0.1432 < 0.30 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (40×40)

II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2)

Pour un poteau rectangulaire central :

La surface afférente pour la charge permanente:

$$S_g = (1.5 + 1.50) \times (1.50 + 1.5) = 9 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation:

$$S_{q_0} = (1.5 + 1.5 + 0.30) \times (1.5 + 1.5 + 0.30) = 10.89 \text{ m}^2$$

$$S_{q_1} = 10.89 - (0.40 \times 0.40) = 10.73 \text{ m}^2$$

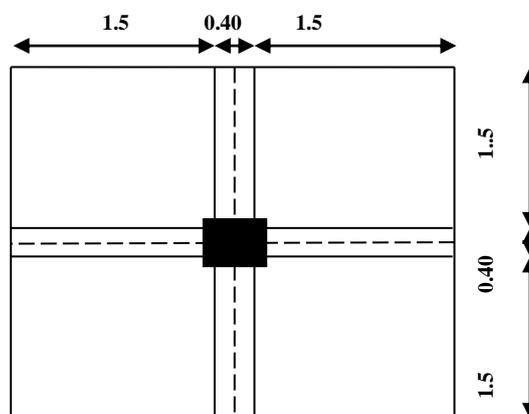


Figure II. 2.6: Surface afférente

La descente des charges

niveau	Élément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher Terrasse: $621 \times 9 = 5589$ poutre.s : $(0,30).(0,35).(3)2500 = 787.5$ Poutre.p : $(0,3).(0,4).(3).2500 = 900$	7276.5	$10.89 \times 100 = 1089$
2-2	Venant 1-1 : 7276.5 Poteau : $(0,40).(0,40).(2.66).2500 = 1064$	8340.5	1089
3-3	Venant 2-2 : 8340.5 Plancher.E.C : $520 \times 9 = 4680$ poutre.s : $(0,30).(0,35).(3)2500 = 787.5$ Poutre.p : $(0,3).(0,4).(3).2500 = 900$	14708	$1089 + (10.73 \times 150) = 2698.5$
4-4	-Venant 3-3 : 14708 -Poteau : 1064	15772	2698.5
5-5	-Venant 4-4 : 15772 P.E.C + PP + PS : 6367.5	22139.5	$2698.5 + (1609.5 \times 0,9) = 4147.05$
6-6	-Venant 5-5 : 22139.5 Poteau : 1064	23203.5	4147.05
7-7	-Venant 6-6 : 23203.5 P.E.C + PP + PS : 6367.5	29571	$4147.05 + (1609.5 \times 0,8) = 5434.65$
8-8	-Venant 7-7 : 29571 Poteau : 1064	30635	5434.65
9-9	Venant 8-8 : 30635 P.E.C + PP + PS : 6367.5	37002.5	$5434.65 + (1609.5 \times 0,7) = 6561.3$
10-10	Venant 9-9 : 37002.5 -Poteau : 1064	38066.5	6561.3
11-11	-Venant 10-10 : 38066.5 P.E.C + PP + PS : 6367.5	44434	$6561.3 + (1609.5 \times 0,6) = 7527$
12-12	-Venant 11-11 : 44434 -Poteau : 1064	45498	7527
13-13	Venant 12-12 : 45498 P.E.C + PP + PS : 6367.5	51865.5	$7527 + (1609.5 \times 0,5) = 8331.75$
14-14	-Venant 13-13 : 51865.5 -Poteau : 1064	52929.5	8331.75
15-15	-Venant 14-14 : 52929.5 P.E.C + PP + PS : 6367.5	59297	$8331.75 + 804.75 = 9136.5$
16-16	-Venant 15-15 : 59297 -Poteau : 1064	60361	9136.5

La descente des charges

17-17	Venant 14-14 : 60361 P.E.C + PP + PS : 6367.5	66728.5	9136.5+804.75= 9941.25
18-18	Venant 15-15 : 66728.5 -Poteau : 1064	67792.5	9941.25
19-19	Venant 14-14 : 67792.5 P.E.C + PP + PS : 6367.5	74160	9941.25+804.75= 10746
20-20	Venant 15-15 : 74160 -Poteau : 1064	75224	10746

. Tab. II.2.10.

Descente de charge pour poteau central

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 75224 + 1.5 \times 10746 = 1176.714 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 75224 + 10746 = 859.7 \text{ KN}$$

Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4,1) :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

✓ **Pas de risque de flambement.**

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(400+400)}{100} = 64 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (400 \times 400) = 1280 \text{ mm}^2$$

La descente des charges

Alors : $A = \max(320, 1280) = 1280 \text{ mm}^2$

$$\bar{N}_u = 0.80 \times \left\{ \frac{144400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1280 \frac{400}{1.15} \right\}$$

$N = 2495.43 \geq N_U = 1176.714 \text{ kn} \dots \dots \dots$ Condition vérifié

N _u (KN)	A _{min} ^{BAEL} (mm ²)	A _{min} ^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B _r (mm ²)	N̄ (KN)	condition
1176.71	320	1280	1280	144400	2495.43	vérifiée

Tab. II.2.11.

b) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

V_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$V_d = N_{ser} = G + Q = 977.45 + 152.60 = 1130.05 \text{ KN} = 1.13005 \text{ MN}$$

Donc on calcule la section qui est assurée par la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99(2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{0.8597}{0.40 \times 0.40 \times 25} = 0.2132 < 0.30 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (40 × 40) cm²

CHAPITRE III

Etude DYNAMIQUE

1-Les planchers

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans se chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

III.2.Les planchers à corps creux

III.2.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.2.2.Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.

Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.2.3.Calcul des poutrelles :

a-méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

Eléments secondaires

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées

- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

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

III.2.4. Détermination des sollicitations :

❖ Etude de terrasse :

Type(01)

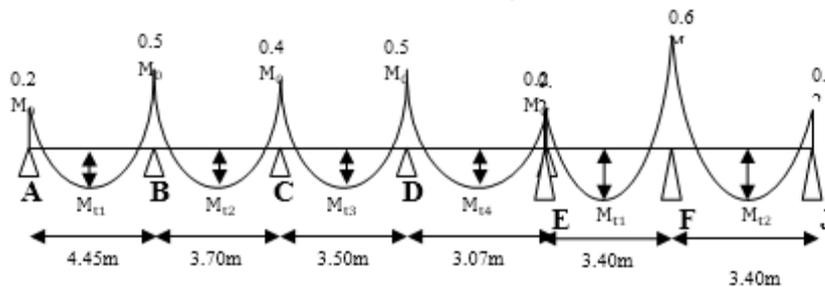


Fig. III.1. diagramme de moment (type1).

$$G=6.21 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaisons d'Actions :**

E.L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.6 = ((1.35 \times 6.21) + (1.5 \times 1)) \times 0.6 = 5.93 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.6 = (6.21 + 1) \times 0.6 = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul :**

- α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.21} = 0,13$

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 5.93 \text{ KN/ml.}$

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

Eléments secondaires

- **La travée de rive : (A-B)**

$$M_{01} = \frac{P_u L^2}{8} = 5.93 \times \frac{3.5^2}{8} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

- $M_t \text{ (A-B)} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 M_o ; 1.039M_o] - \left(\frac{0.2M_o + 0.5M_o}{2} \right) \\ 0.62 M_o \end{array} \right.$

$$M_t \text{ (A-B)} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_o \\ 0,62 M_o \end{array} \right. \text{ Alors on adopte: } M_t \text{ (A - B)} = 0.7M_{01} = 6 \text{ KN.m}$$

Alors on adopte :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)	(F-J)
M_o (KN.m)	8.57	8.57	8.57	9.08	8.57	8.57
M_t (KN.m)	6	5.14	5.57	5.90	5.14	6

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	J
M_a (KN.m)	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.4 M_{05}$	$0.5 M_{06}$	$0.2 M_{07}$
	1.714	4.28	4.83	3.63	3.63	4.28	1.714

3- L'effort tranchant : La méthode RDM :

$$T^d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \qquad T^g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Travée (A-B)

$$T^d = -\frac{5.93 \times 3.4}{2} + \frac{4.28 - 1.71}{3.4} = -9.33 \text{ K}$$

$$T^g = \frac{5.93 \times 3.4}{2} + \frac{4.28 - 1.71}{3.4} = 10.83 \text{ KN}$$

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-J
T_d (KN)	-10.84	-9.83	-10.93	-10.74	-10.64	-9.33

Eléments secondaires

$T_g(KN)$	9.33	10.33	9.77	10.02	9.52	10.84
-----------	------	-------	------	-------	------	-------

E .L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.21 + 1) \times 0.65 = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

1-Les moments En Travée :

- **La travée de rive : (A-B)**

$$M_{01} = \frac{P_u L^2}{8} = 4.33 \times \frac{3.4^2}{8} = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1,05 M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$\blacksquare M_t (A-B) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1,05 M_o ; 1,039 M_o] - \left(\frac{0,2 M_o + 0,5 M_o}{2} \right) \\ 0,62 M_o \end{array} \right.$$

$$M_t (A-B) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_o \\ 0,62 M_o \end{array} \right.$$

Alors on adopte: $M_t (A-B) = 0.7 M_{01} = 4.37 \text{ KN.m}$

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)	(F-J)
$M_o(KN.m)$	6.25	6.25	6.25	6.62	6.25	6.25
$M_t(KN.m)$	4.37	3.70	4.40	4.71	4.09	4.37

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	J
$M_a(KN.m)$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.4 M_{05}$	$0.5 M_{06}$	$0.2 M_{07}$
	1.25	3.13	2.5	3.93	3.93	3.13	1.25

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

$$T^d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad T^g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$T^d = -\frac{5.93 \times 3.4}{2} + \frac{4.83 - 4.28}{3.4} = -6.81 \text{ KN} \quad T^g = \frac{5.15 \times 4.45}{2} + \frac{6.38 - 2.25}{4.45} = 7.91 \text{ KN}$$

Eléments secondaires

travée	AB	BC	CD	DE	EF	FJ
$T_d(KN)$	-7.91	-7.17	-7.58	-7.83	-7.76	-6.8
$T_g(KN)$	6.8	7.57	7.13	7.31	6.94	7.91

Type(02)

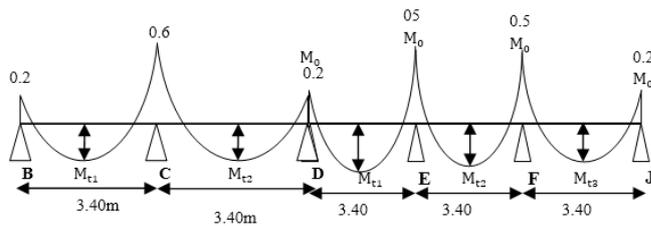


Fig. III.02.diagramme de moment (type2).

Combinaisons d'Actions :

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 5.93 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 9.08 \text{ KN.m}$$

• Calcul de moment :

1-Les moments En Travée

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_0(KN.m)$	8.57	8.57	8.57	9.08	8.57
$M_t(KN.m)$	6	5.14	5.90	5.14	6

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F
$M_a(KN.m)$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.4 M_{05}$	$0.5 M_{06}$
	1.714	4.28	4.83	3.63	3.63	4.28

Eléments secondaires

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

travée	AB	BC	CD	DE	
$T_d(KN)$	-10.84	-9.83	-10.93	-10.74	-10.64
$T_g(KN)$	9.33	10.33	9.77	10.02	9.52

E .L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.21 + 1) \times 0.65$$

$$P_{ser} = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_0(KN.m)$	6.25	6.25	6.25	6.62	6.25
$M_t(KN.m)$	4.37	3.70	4.40	4.71	4.09

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F
$M_a(KN.m)$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.4 M_{05}$	$0.5 M_{06}$
	1.25	3.13	2.5	3.93	3.93	3.13

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

travée	AB	BC	CD	DE	EF
$T_d(KN)$	-7.91	-7.17	-7.58	-7.83	-7.76
$T_g(KN)$	6.8	7.57	7.13	7.31	6.94

Eléments secondaires

Type(03)

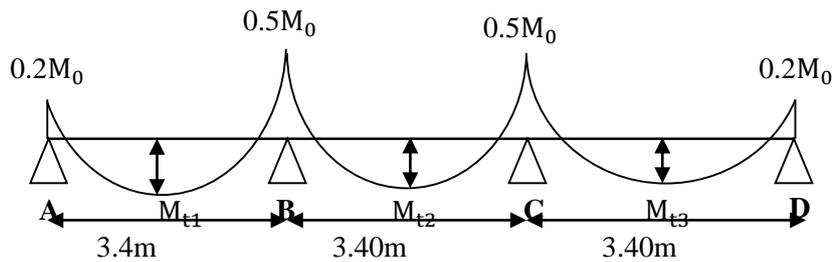


Fig. III.03.diagramme de moment (type3).

- **Combinaisons d'Actions :**

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 5.93 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 8.57$

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)
$M_0(\text{KN.m})$	8.57	8.57	8.57
$M_t(\text{KN.m})$	6	5.14	6

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.5 M_{03}$	$0.2 M_{04}$
	1.714	4.28	4.28	1.714

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

travée	AB	BC	CD
$T_g(\text{KN})$	10.84	10.08	9.33
$T_d(\text{KN})$	-9.33	-10.08	-10.84

Eléments secondaires

E .L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.21 + 1) \times 0.6 = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)
$M_0(\text{KN.m})$	6.25	6.25	6.25
$M_t(\text{KN.m})$	4.37	3.75	4.37

2-Les moments sur Appuis :

+	A	B	C	D
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.5 M_{03}$	$0.2 M_{04}$
	1.25	3.13	3.13	1.25

3- L'effort tranchant:

travée	AB	BC	CD
$T_d(\text{KN})$	-6.81	-7.17	-7.58
$T_g(\text{KN})$	7.36	7.57	7.13

Type(04) :

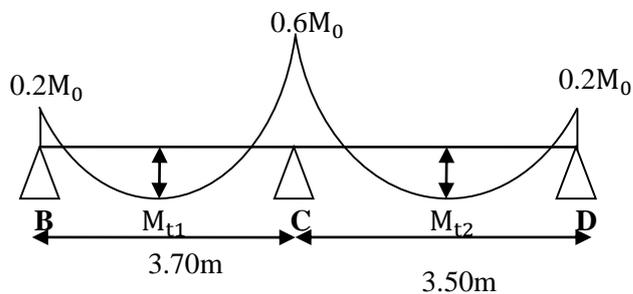


Fig. III.04.diagramme de moment (type4).

Eléments secondaires

- **Combinaisons d'Actions :**

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 5.93 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 8.57$$

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)
$M_0(\text{KN.m})$	8.57	8.57
$M_t(\text{KN.m})$	5.57	5.57

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.6 M_{02}$	$0.2 M_{03}$
	1.714	5.14	1.714

3- L'effort tranchant:

travée	AB	BC
$T_g(\text{KN})$	11.07	10.28
$T_d(\text{KN})$	-9.07	-9.88

E .L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.21 + 1) \times 0.6 = 4.33 \text{ KN/ml}$$

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)
$M_0(\text{KN.m})$	6.25	6.25
$M_t(\text{KN.m})$	4.06	4.06

2- Les moments sur Appuis

	A	B	C
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.6 M_{02}$	$0.2 M_{03}$
	1.25	3.75	1.25

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

travée	AB	BC
$T_d(\text{KN})$	-6.62	-7.21
$T_g(\text{KN})$	7.50	8.09

❖ Etude d'étage courant :

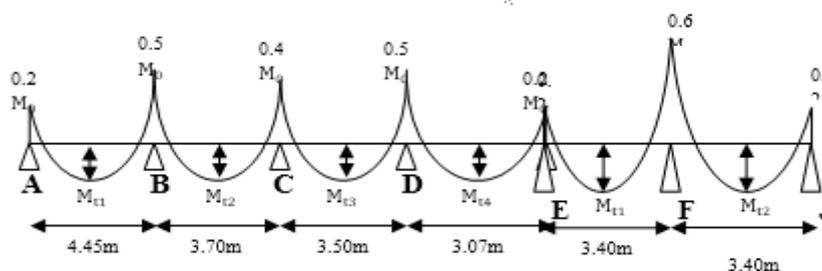


Fig. III.05. diagramme de moment (type1).

Type (01)

$$G=6.21 \text{ KN/m}^2$$

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

- Combinaisons d'Actions :

E.L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.6 = ((1.35 \times 5.20) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.6 = 5.56 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.6 = (5.20 + 1.5) \times 0.6 = 4.02 \text{ KN/ml.}$$

Eléments secondaires

- **Calcul :**

- α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1.5}{1.5+5.20} = 0,22$

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 5.56 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

- **La travée de rive : (A-B) :** $M_{01} = \frac{P_u L^2}{8} = 5.56 \times \frac{3.5^2}{8} = 8.04 \text{ KN.m}$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

- $M_t \text{ (A-B)} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; 1.039M_o] - \left(\frac{0.2M_o + 0.5M_o}{2}\right) \\ 0.62 M_o \end{array} \right.$

$$M_t \text{ (A-B)} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_o \\ 0,62 M_o \end{array} \right. \text{ Alors on adopte: } M_t \text{ (A - B)} = 0.7M_{01} = 6 \text{ KN.m}$$

Alors on adopte:

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)	(F-J)
M_o (KN.m)	8.04	8.04	8.04	8.52	8.04	8.04
M_t (KN.m)	5.63	4.82	5.22	5.53	4.82	5.63

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	J
M_a (KN.m)	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.4 M_{05}$	$0.5 M_{06}$	$0.2 M_{07}$
	1.60	4.02	3.63	3.40	3.40	4.02	1.60

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

$$T^d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \qquad T^g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Eléments secondaires

$$T^d = -\frac{5.93 \times 3.4}{2} + \frac{4.28 - 1.71}{3.4} = -9.33 \text{ KN} \quad T^g = \frac{5.93 \times 3.4}{2} + \frac{4.28 - 1.71}{3.4} = 10.83 \text{ KN}$$

travée	AB	BC	CD	DE		
$T_d(\text{KN})$	-10.84	-9.83	-10.93	-10.74	-10.64	-9.33
$T_g(\text{KN})$	9.33	10.33	9.77	10.02	9.52	10.84

E.L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.20 + 1.5) \times 0.6 = 4.02 \text{ KN/ml.}$$

1-Les moments En Travée : – La travée de rive : (A-B)

$$M_{01} = \frac{P_u L^2}{8} = 4.02 \times \frac{3.4^2}{8} = 5.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1,05 M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad M_t (A-B) &= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max \left[1,05 M_o ; 1,039 M_o \right] - \left(\frac{0,2 M_o + 0,5 M_o}{2} \right) \\ 0,62 M_o \end{array} \right. \\ M_t (A-B) &= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_o \\ 0,62 M_o \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{Alors on adopte: } M_t (A-B) = 0.7 M_{01} = 4.37 \text{ KN.m}$$

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)	(F-J)
$M_o(\text{KN.m})$	5.81	5.81	5.81	6.16	5.81	5.81
$M_t(\text{KN.m})$	4.06	3.49	3.77	4	3.49	4.06

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	J
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.4 M_{05}$	$0.5 M_{06}$	$0.2 M_{07}$
	1.16	2.90	2.32	2.46	2.46	2.90	1.16

Eléments secondaires

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

$$T^d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad T^g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

travée	AB	BC	CD	DE	EF	FJ
$T_d(KN)$	-7.91	-7.17	-7.58	-7.83	-7.76	-6.8
$T_g(KN)$	6.8	7.57	7.13	7.31	6.94	7.91

Type(02)

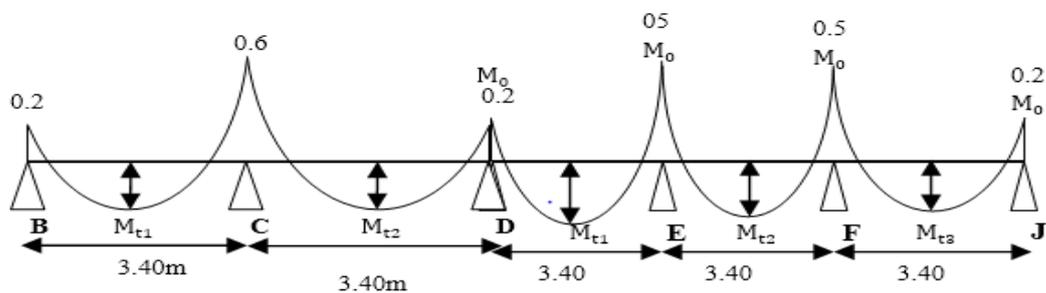


Fig. IV.06.diagramme de moment (type2).

Combinaisons d'Actions :

✓ A L'E.L.U : $P_u = 5.56 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 8.04 \text{ KN.m} \quad M_0 = 8.52 \text{ KN.m}$$

- Calcul de moment :
- 1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_0(KN.m)$	8.04	8.04	8.52	8.04	8.04
$M_t(KN.m)$	5.63	4.82	5.53	4.82	5.63

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F
$M_a(KN.m)$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.5 M_{05}$	$0.2 M_{06}$

Eléments secondaires

	1.60	4.02	3.40	3.40	4.02	1.60
--	------	------	------	------	------	------

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

travée	AB	BC	CD	DE	
$T_d(KN)$	-10.84	-9.83	-10.93	-10.74	-10.64
$T_g(KN)$	9.33	10.33	9.77	10.02	9.52

E .L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.21 + 1) \times 0.65 = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_0(KN.m)$	6.25	6.25	6.25	6.62	6.25
$M_t(KN.m)$	4.37	3.70	4.40	4.71	4.09

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F
$M_a(KN.m)$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4 M_{03}$	$0.4 M_{04}$	$0.4 M_{05}$	$0.5 M_{06}$
	1.25	3.13	2.5	3.93	3.93	3.13

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

travée	AB	BC	CD	DE	EF
$T_d(KN)$	-7.91	-7.17	-7.58	-7.83	-7.76
$T_g(KN)$	6.8	7.57	7.13	7.31	6.94

Eléments secondaires

Type(03)

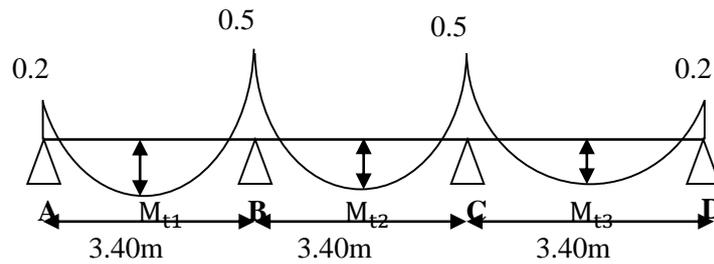


Fig. III.07.diagramme de moment (type3)

Combinaisons d'Actions :

✓ A L'E.L.U : $P_u = 5.93 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 8.57$

• Calcul de moment :

1-Les moments En Travée

	(A-B)	(B-C)	(C-D)
M_0 (KN.m)	8.57	8.57	8.57
M_t (KN.m)	6	5.14	6

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D
M_a (KN.m)	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.5 M_{03}$	$0.2 M_{04}$
	1.714	4.28	4.28	1.714

L'effort tranchant : La méthode RDM :

travée	AB	BC	CD
T_g (KN)	10.84	10.08	9.33
T_d (KN)	-9.33	-10.08	-10.84

Eléments secondaires

E .L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.21 + 1) \times 0.6 = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)
$M_0(\text{KN.m})$	6.25	6.25	6.25
$M_t(\text{KN.m})$	4.37	3.75	4.37

2-Les moments sur Appuis

	A	B	C	D
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.5 M_{03}$	$0.2 M_{04}$
	1.25	3.13	3.13	1.25

3- L'effort tranchant:

travée	AB	BC	CD
$T_d(\text{KN})$	-6.81	-7.17	-7.58
$T_g(\text{KN})$	7.36	7.57	7.13

Type(04) :

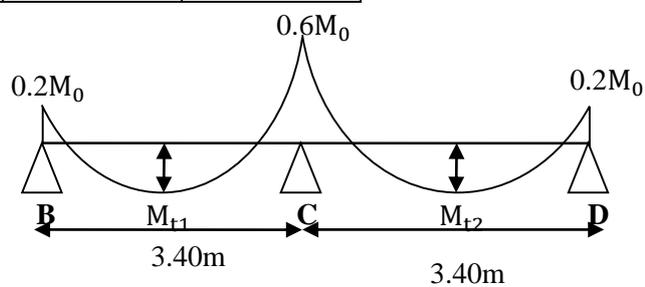


Fig. III.08.diagramme de moment (type4)

Eléments secondaires

- **Combinaisons d'Actions :**

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 5.93 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 8.57 \text{ kn.m}$

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)
$M_0(\text{KN.m})$	8.57	8.57
$M_t(\text{KN.m})$	5.57	5.57

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.6 M_{02}$	$0.2 M_{03}$
	1.714	5.14	1.714

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

travée	AB	BC
$T_g(\text{KN})$	11.07	10.28
$T_d(\text{KN})$	-9.07	-9.88

E .L.S :

$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.21 + 1) \times 0.6 = 4.33 \text{ KN/ml}$

.1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)
$M_0(\text{KN.m})$	6.25	6.25
$M_t(\text{KN.m})$	4.06	4.06

2-Les moments sur Appuis :

Eléments secondaires

	A	B	C
M_a (KN.m)	$0.2 M_{01}$	$0.6 M_{02}$	$0.2 M_{03}$
	1.25	3.75	1.25

3- L'effort tranchant:

travée	AB	BC
T_d (KN)	-6.62	-7.21
T_g (KN)	7.50	8.09

IV.2.4.calcul du ferrailage :

On va calculer le ferrailage du nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

4.1. Les armatures longitudinales

a - Plancher Terrasse :

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

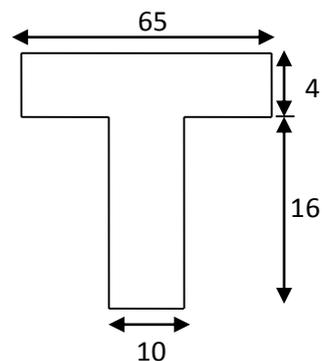


Fig.III.9 Section de ferrailage de poutrelle.

E. L. U

En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} 6000 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Eléments secondaires

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b d^2} = \frac{6000}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.101 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.0409 \Rightarrow \beta = 0.979 \Rightarrow \alpha = 0.0522$$

$$A_U = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12220}{348 \times 0.979 \times 18} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M^a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
8730	0.029	0,392	0.265	0.894	1.56

- **E. L. S** : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.0381	12220	8930	1,37	25	0,435	cv
Sur Appui	0.1805	8730	6380	1,37	25	0,435	cv

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

Suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

- **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

Eléments secondaires

$$A_{t_{\min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En travee: $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$

Eléments	A _{calcu} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _m ' (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.99	1.41	1.30	1.99	2T12 = 2,26
Appuis	1.56	0.22	0.20	1.56	2T12 = 2,26

Tab. Ferrailage terrasse.

b- Plancher Étage Courant :

- **E. L. U**

	M _u (N.m)	μ	μ _l	α	β	A _{calcu} (cm ²)
Travée	10690	0.036	0.392	0.0458	0.982	1.74
Appuis	7460	0.162	0.392	0.222	0.911	1.31

E. L. S

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	α _l	Condition
Travée	0.036	10690	7850	1.36	0.430	CV
Appuis	0.162	7460	5490	1.36	0.430	CV

Tab. Ferrailage étage courant.

Eléments secondaires

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{calcu} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_m' (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adopte} (cm^2)$
Travée	1.99	1,41	1,30	1.99	2T12 = 2.26
Appuis	1.56	0,22	0,20	1.56	2T12 = 2.26

4.2. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

$$\tau_u = \frac{17740.56}{100 \times 180} = 0.9856 MPa$$

- Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

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

$$\tau_u = 0.9856 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \quad (C.V)$$

- Diamètres minimales Φ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

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

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5,71; 10; 10)$$

Soit $\phi_t = 6mm$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 cm^2.$$

- L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 cm) = 16,20 cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 cm$$

Eléments secondaires

$$S_t \leq \frac{0.8A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 74.39 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

4.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1.31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

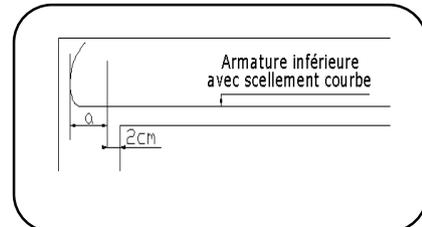
$$l'on a : V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9 \times d = 16.20 \text{ cm}$.

$$V_u = 16890 \text{ N}$$

$$0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 16.20 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

$$V_u = 16890 \text{ N} < 108135 \text{ N} \Rightarrow \text{cv}$$



b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{16890}{400} = 48.56 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 48.56 \text{ mm}^2$$

4.4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$.

Donc on choisit un treillis soudé TS $\emptyset 5$ (20x30) cm^2 .

IV.2. 5. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{445} = 0.0450 > 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{445} \geq \frac{12220}{15 \times 17450} = 0.0467 > 0.0449 \dots \dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

Schéma de ferrailage :

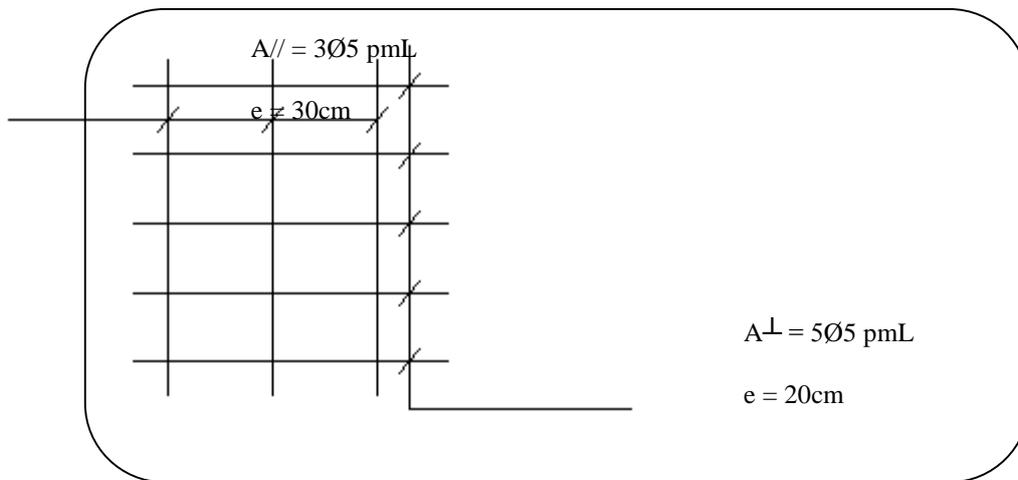


Fig. III.10. Ferrailage de la dalle de compression.

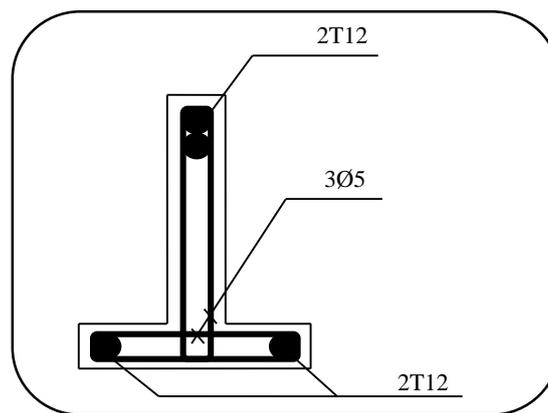


Fig. III.11. Ferrailage de la Poutrelle.

2-L'Acrotère

III.2.1.Introduction

C'est un élément secondaire qu'on réalisera en béton armé placé au sommet de la structure il a pour rôle :

La protection de la ligne de jonction entre l'acrotère et les formes de pente contre les eaux pluviales.

La protection des ouvriers de maintenance (garde-corps).

La décoration extérieure.

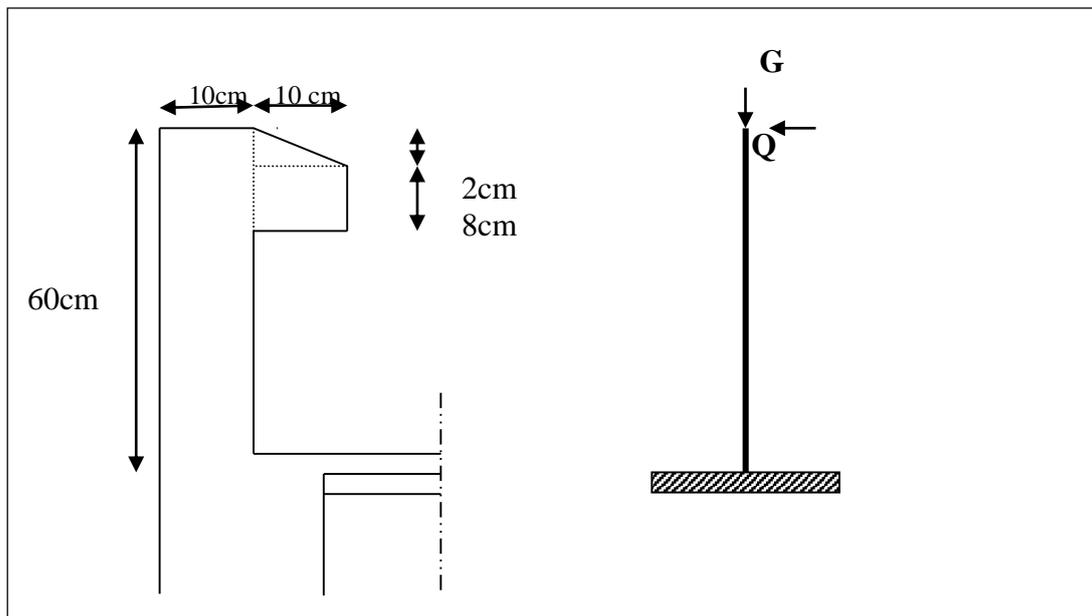
III.2.2- Mode de travail :

L'acrotère se comporte comme une console encastrée au niveau de la planche terrasse, il est sollicité par une flexion composée :

Compression due à son poids propre G considéré comme effort normal.

Flexion extrémité due à la main courant.

III.2.3-Dimensionnement :



FigIII.2.1 : schéma de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m.

4. Evaluation des charges

- ✓ Les Charges permanentes

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.02 \times 0.10) / 2] + 0.08 \times 0.10 = 0.063 \text{ m}^2$$

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.069 \times 25 \times 1 = 172.5 \text{ daN/ml}$$

Le poids propre **G=1.83 KN/ml**

Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

$Q \times 1m = 1 \text{ KN/ml}$ (Pour une terrasse inaccessible).

Q= 1KN/ml

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique II

$$\Rightarrow A = 0.15$$

C_p: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99:

$$\Rightarrow C_p = 0.8$$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 172.5 \text{ dan/ml.}$$

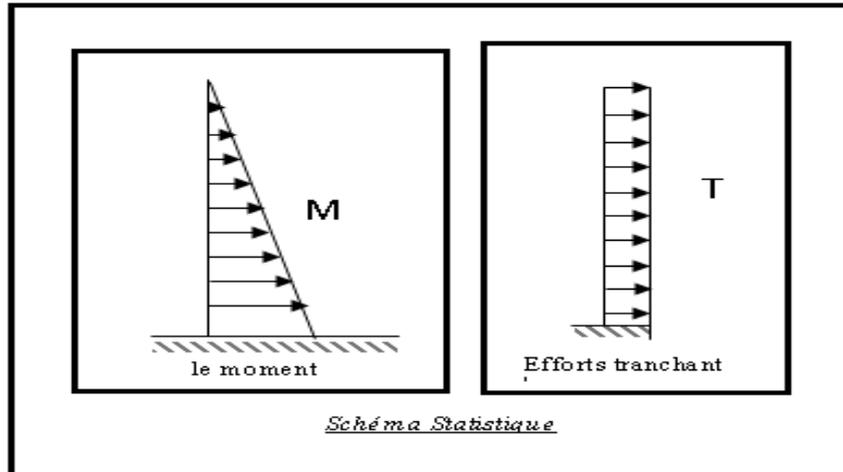
Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.5 = 110.4 \text{ daN}$$

$$110.40 \text{ daN/ml} \geq 100 \text{ daN/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $Q = F_p = 110.40 \text{ daN/ml} \Rightarrow \mathbf{Q = 110.40 \text{ daN/ml}}$,

5. Les sollicitations :



FigIII.2.2 : schéma statique.

section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 110.4 \times 0.6 = 66.24 \text{ N. m}$$

$$N_u = g = 172.5 \text{ daN. m}$$

$$T_u = Q = 1104 \text{ daN/ml}$$

6. Combinaisons d'action

ELU : (1.35*G+1.5Q)

$N_u = 1 \times N = 1 \times 187 = 187 \text{ dan/ml}$; On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 662.4 = 993.60 \text{ N. m}$$

$$N_u = 1725 \text{ N. m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1104 = 1656 \text{ N/ml}$$

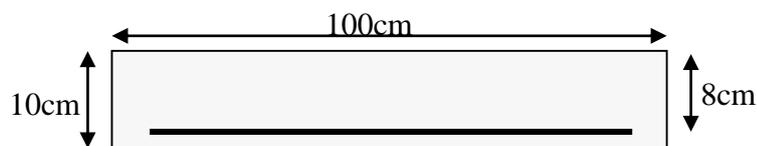
- **E.L.S : (G + Q)**

$$N^{ser} = N_g = 1725 \text{ N / ml.}$$

$$M^{ser} = M = 662.4 \text{ N / ml.}$$

7. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.



FigIII.2. 3: Section à ferrailier.

7.1 Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10mm$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm < \Phi_l$

7.2 Protection des armatures

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit $c=3cm$ à partir de l'axe de l'armature.

7.3 Armatures longitudinales

- **E.L.U**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{993.6}{172.5} = 0.576 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.576 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_l égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 993.6 + 1725 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 1028.1 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{993.6}{14.2 \times 100 \times 6.5^2} = 0.0711 < \mu l = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.0711 \Rightarrow \alpha = 0.0176, \beta = 0.991$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1028.1}{348 \times 0.991 \times 6.5} = 0.458 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{662.4}{1725} = 0.38m$$

$$M_{ser} = M_s + N_s \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 662.4 + 1725 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 696.90 N \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{696.9}{14,2 \times 100 \times 6.5^2} = 0,0008 < \mu l = 0,392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0,0008 \Rightarrow \beta = 0.999 \Rightarrow k = 0.0.0095$$

$$\sigma_b^f = k \sigma_s^- = 0.0095 * 201.63 = 1.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A^u = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{696.9}{201.63 \times 0.999 \times 6.5} = 0.53 \text{ cm}^2$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s}; \text{ Et } A' = A_f' = 0$$

$$A = 0,458 - \frac{1725}{100 \times 201.63} = 0.45 m^2$$

7.3 Condition de non fragilité :

• Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 6.5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [A^u; A^u; A^u] = 0.78. \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

8. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1, 1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1656}{1000 \times 65} = 0,025 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les armatures de répartition

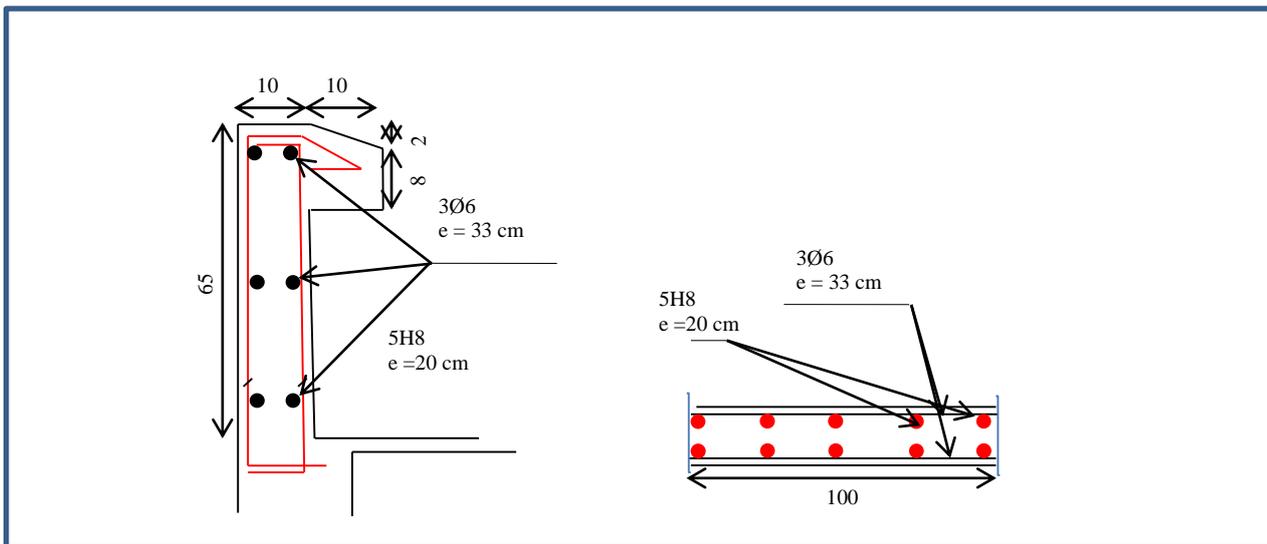
$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$.

- L'espace des armatures

$$A_l = 5\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$



FigIII.2.4.Schéma ferrailage de l'acrotère

Les Balcons

III.3. Les Balcons :

Dans les bâtiments usage d'habitation, le balcon est un élément décoratifs, les balcons sont ancrés dans les poutres et sont sollicités en flexion simple. Les types étudiés est représenté par les figures ci-dessous :

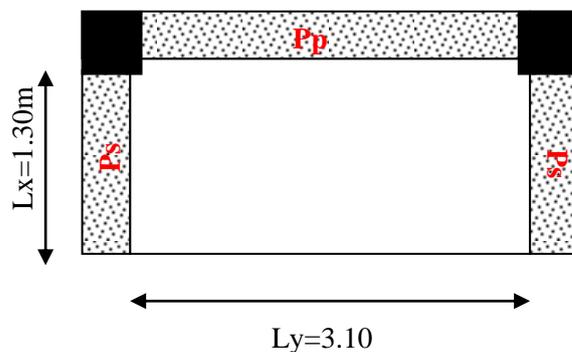


Fig.III.3.1.types des balcons.

IV.3.1. Méthode de calcul :

D'après le livre « **CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME** », M.BELAZOUGUI, 1972.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : charge permanentes
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge de murs extérieurs et l'acrotère.
-

IV.3.2. Évaluation des charges :

2-1 tresses :

$$g = G \times 1m = 7080 \text{ N/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1000 \text{ N/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = 1725 \times 1m = 1725 \text{ N/ml} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

2-2 Étage courant :

$$g = G \times 1m = 5150 \text{ N/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

Eléments secondaires

$$q = Q \times 1m = 3500 \text{ N/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation}).$$

$$P = 3050 \times 2.61m = 7960.5 \text{ N/ml} \quad (\text{poids du mur extérieure de 30cm}).$$

2-3 Combinaison des charges:

❖ terrasse :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (7080 + 1725,0) + 1,5(1000) = 13386,75 \text{ N/ml}$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = g + q = 9805 \text{ N/ml}.$$

❖ Étage courant :

$$\text{E.L.U} : P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (5150 + 7960,50) + 1,5(3500) = 22948,50 \text{ N/ml}$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = g + q = 16610,50 \text{ N/ml}$$

IV.3.3. Le calcul de sollicitations:

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{3,10} = 0,41 > 0,4 \quad (\text{la dalle travaillant dans deux sens})$$

- D'après Livre OUVRAGE EN BETON ARME , M.BELAZOUGUI.
- Article(3.2.3) P.168 « Cas particuliers-Dalle sur 3 appuis ».

Deux cas :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : Si } L_x \geq L_y/2$$

$$M_y = P \frac{L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + P \cdot \frac{L_y^3}{48}$$

$$M_x = P \cdot \frac{L_y^3}{24}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas : Si } L_x \leq L_y/2$$

$$M_y = P \frac{L_x^3}{6}$$

$$M_x = p \cdot \frac{L_x^2 L_y}{2} - \frac{2}{3} \cdot p L_x^3$$

Donc :

$$L_x = 1,30m$$

$$L_y = 3,10m$$

Eléments secondaires

$$L_x = 1.30 \leq Ly/2 = 3.20/2 = 1.55 \text{ (le 2^{eme} cas)}$$

$$M_y = P \frac{L_x^3}{6}$$

$$M_x = p \cdot \frac{L_x^2 Ly}{2} - \frac{2}{3} \cdot p L_x^3$$

- **Calcul des moments :**

1-terrasse:

À l'ELU

$$P_u = 13386.75 \text{ N/ml}$$

$$M_y = P \frac{L_x^3}{6}$$

$$M_x = p \cdot \frac{L_x^2 Ly}{2} - \frac{2}{3} \cdot p L_x^3$$

$$M_y = 13386.75 \times \frac{1.30^3}{6} = 4901.78 \text{ N.m}$$

$$M_x = 13386.75 \times \frac{1.30^2 \times 3.20}{2} - \frac{2}{3} \times 14098.88 \times 1.30^3 = 15459.46 \text{ N.m}$$

Moments sur appuis :

$$Ma_x = Ma_y = 0.3 \times M_x$$

$$Ma_x = Ma_y = 0.3 \times 16281.86 = 4637.83 \text{ N.m}$$

Moments en travees :

$$Mt_x = 0.85 \times M_x = 13140.54 \text{ N.m}$$

$$Mt_y = 0.85 \times M_y = 4166.51 \text{ N.m}$$

Pu(N)	My(N.m)	Mx(N.m)	Mtx(N.m)	Max(N.m)	Mty(N.m)	May(N.m)
13386.75	4901.78	15459.46	13140.54	4637.83	4166.51	4637.83

Moments de dalle à terrasse (ELU)

Eléments secondaires

A l'ELS :

$$P_{ser}=9805 \text{ N/ml}$$

Pser(N)	My(N.m)	Mx(N.m)	Mtx(N.m)	Max(N.m)	Mty(N.m)	May(N.m)
9805	3590.26	11932.32	9624.66	3396.94	3051.72	3579.70

Moments de dalle à terrasse (ELS)

2- étage courant :

à l'ELU

$$P_u=22948.5 \text{ N/ml}$$

Pu(N)	My(N.m)	Mx(N.m)	Mtx(N.m)	Max(N.m)	Mty(N.m)	May(N.m)
22948.5	8402.97	26501.69	22526.43	7950.50	7142.52	7950.50

Moments de dalle à étage courant (ELU)

à l'ELS :

$$P_{ser}=16610.5 \text{ N/ml}$$

Pser(N)	My(N.m)	Mx(N.m)	Mtx(N.m)	Max(N.m)	Mty(N.m)	May(N.m)
16610.5	6082.21	19182.35	16926.36	5754.70	5169.87	5754.70

Moments de dalle à étage courant (ELS)

IV.3.4.Ferraillage :

$$\varnothing \leq \frac{h}{10} = 15/10 = 1.5\text{cm}$$

Soit $\varnothing = 15\text{mm}$

$$d_x = h - \left(c + \frac{\varnothing}{2}\right)$$

Eléments secondaires

$$d_x = 15 - \left(2 + \frac{1.5}{2}\right) = 12.25 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \emptyset$$

$$d_y = 12.25 - 1.5 = 10.75 \text{ mm}$$

1) terrasse :

ELU sens Y :

Mty(N.m)	May(N.m)
4166.51	4637.83

TAB. Représentait a l'E LU : sens X

Elément	M ^{max} (N.m)	μ	μ ₁	α	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Appui	4637.83	0.035	0.392	0.045	0.98 2	1.25	1.30	1.50	
Travée	4166.51	0.025 0	0.392	0.033	0.98 7	1.12	1.30	1.50	

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 1.5 \text{ cm}^2.$$

ELU sens x :

Mtx(N.m)	Max(N.m)
13140.5	4637.83

TAB. Représentait a l'E LU : sens X

Eléments secondaires

Elément	M^{max} (N.m)	μ	μ_1	α	β	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Appui	4637.83	0.028	0.392	0.03 5	0.98 6	1.25	1.50	1.50	4T10=2.3 6
Travée	13140.5	0.080	0.392	0.10 4	0.95 1	3.66	1.50	3.66	5T10=3.9 3

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b.h = 1.5 \text{ cm}^2.$$

AELS :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Sens Y	Sur appuis	0.045	4637.83	3396.94	1.36	25	0.43	vérifier
	En Travée	0.131	4166.51	3051.72	1.36	25	0.43	vérifier
Sens X	Sur appuis	0.042	4637.83	3396.94	1.36	25	0.43	vérifier
	En Travée	0.123	13140.50	9624.66	1.36	25	0.43	vérifier

Eléments secondaires

- **Vérification de la flèche : B A E L 91. (Art B.7.5.1) :**

Si les trois conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{0.15}{1.30} = 0.107 \geq \frac{0.85}{20} = 0.042 \rightarrow c.v$$

$$\rho = \frac{A_{ty}}{b \cdot d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12.25} = 0.0036 \leq 0.0105 \rightarrow c.v$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.30} = 0.107 \geq 0.0625 \rightarrow c.v$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$V_u = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_x + l_y} = \frac{22948.50 \times 1.30 \times 3.1}{2 \times 1.30 + 3.1} = 16224.99 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{16224.99}{1000 \times 122} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91(Art 5. 2. 2)}$$

$$\tau_u = 0.13 < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de prévoir des armatures transversales.

1) étage courant :

ELU sens Y :

Mty(N.m)	May(N.m)
7142.52	7950.50

Elément	M^{max} (N.m)	μ	μ_1	α	β	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Appui	7950.50	0.0532	0.39 2	0.0694	0.972	2.29	1.50	2.29	4T10=3.14
Travée	7142.52	0.0478	0.39 2	0.0615	0.975	2.053	1.50	2.05	4T10=3.14

Eléments secondaires

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b. h = 1.5 \text{ cm}^2.$$

ELU sens x :

Mtx	Max
22526.43	7950.50

TAB. Représentait à l'E LU : sens X

Elément	M ^{max} (N.m)	μ	μ ₁	α	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Appui	7950.50	0.532	0.39 2	0.0694	0.97 2	2.29	1.50	2.29	3T10=2.36
Travée	22526.4	0.105	1.39 2	0.1404	0.94 4	5.6	1.50	5.6	5T14=7.69

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b. h = 1.5 \text{ cm}^2.$$

AELS :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Eléments secondaires

		α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	conditi on
Sens Y	Sur appuis	0.075	7950.50	5754.70	1.38	25	0.44	Vérifier
	En Travée	0.067	7142.52	5169.87	1.38	25	0.44	Vérifier
Sens X	Sur appuis	0.057	7950.50	5754.70	1.38	25	0.44	Vérifier
	En Travée	0.279	22526.43	16304.99	1.38	25	0.44	Vérifier

- **Vérification de la flèche : B A E L 91. (Art B.7.5.1) :**

Si les trois conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{0.15}{1.30} = 0.115 \geq \frac{0.85}{20} = 0.042 \rightarrow c.v$$

$$\rho = \frac{A_{ty}}{b \cdot d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 11.3} = 0.0063 \leq 0.0105 \rightarrow c.v$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.30} = 0.115 \geq 0.0625 \rightarrow cv$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$V_u = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_x + l_y} = \frac{22948.50 \times 1.30 \times 3.1}{2 \times 1.30 + 3.1} = 16224.99 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{16224.99}{1000 \times 122} = 0.132 \text{ MPa}$$

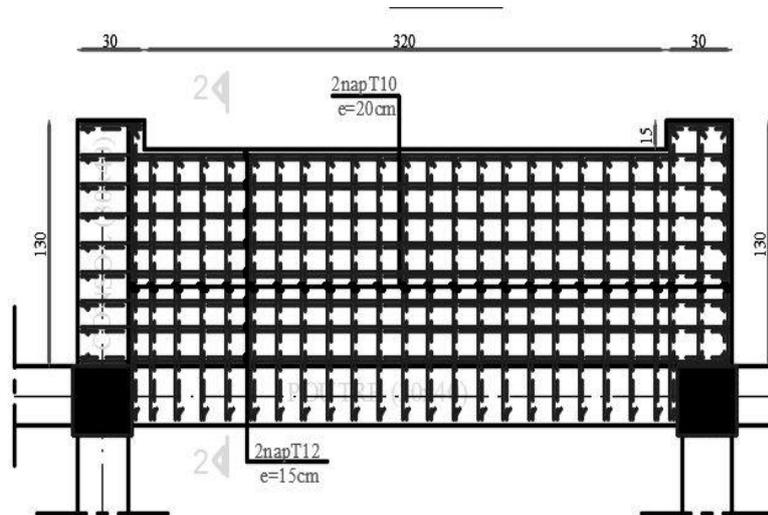
$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91(Art 5. 2. 2)}$$

$$\tau_u = 0.132 < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Eléments secondaires

Donc il n'y a pas de prévoir des armatures transversales.

Schémas du ferrailage des balcons :



III. Eléments secondaires :

III.4. Les Escaliers

III.4.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

III.4.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 12cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 12cm.
- ✓ marche de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.4.3. Evaluation des charges :

• Charges et surcharges

3.1. Paillasse :

N°	Designations	γ (daN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
1	Carrelage	2200	0,02	44
2	Mortier de pose	2000	0,02	40
3	Poids des marches	2200	0,18	396
4	Paillasse	2500	0,12/ cos α	362.76
	Enduit ciment	2000	0,02	40
				$\Sigma = 882.76$

Tab. Evaluation des charges permanentes dans la paillasse d'escalier.

Charge permanente : $G = 882.76 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 882.76 \text{ daN/ml}$

Charges exploitation : $Q = 2.50 \times 1 \text{ m} = 2.50 \text{ KN/ml}$

III. Eléments secondaires :

3.2. Palier :

N°	Designations	γ (daN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
1	Carrelage	2200	0,02	44
2	Mortier de pose	2000	0,05	100
3	Poids propre de palier	2500	0,12	300
4	Enduit ciment	1800	0,02	36
				Σ = 480

TAB. Evaluation des charges permanentes dans le palier d'escalier.

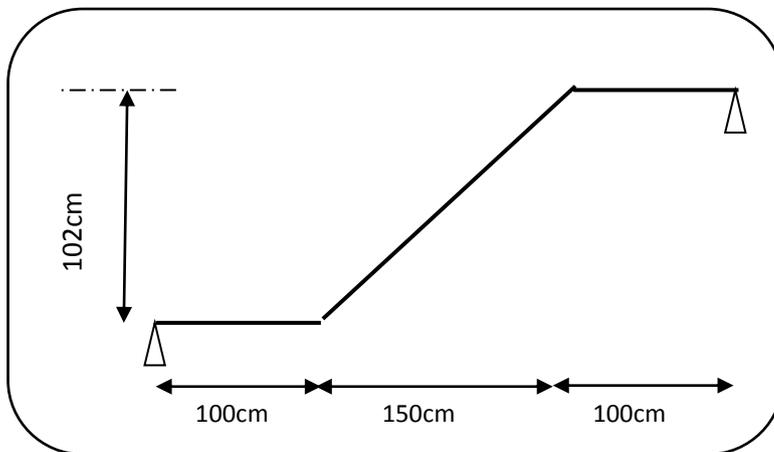


Fig.IV.4.1. Schema volée de l'escalier

- **Combinaisons d'action :**
 - **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$
 - **ELS** : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	10230	15667.2
ELS	7300	1132.76

TAB : Combinaisons d'action

à l'ELU :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L = L_1 + L_2 + L_3}$$

$$q_{eq} = 12.56 \text{ kN/ml}$$

III. Eléments secondaires :

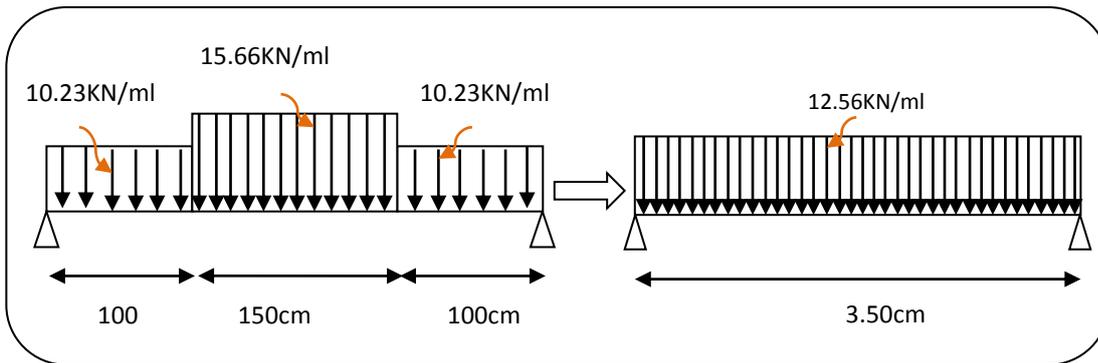


Fig.III.4.2.schéma statique de volée a ELU

Moments et Effort Tranchants :

$$q_{eq} = 12.56 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$M_0 = 19.38 \text{ KN. m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 5.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 16.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{11.90 \times 4.45}{2} = 22.15 \text{ KN}$$

à l'ELS :

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L = L_1 + L_2 + L_3} \quad \mathbf{q_{eq} = 9.44 \text{ kN/ml}}$$

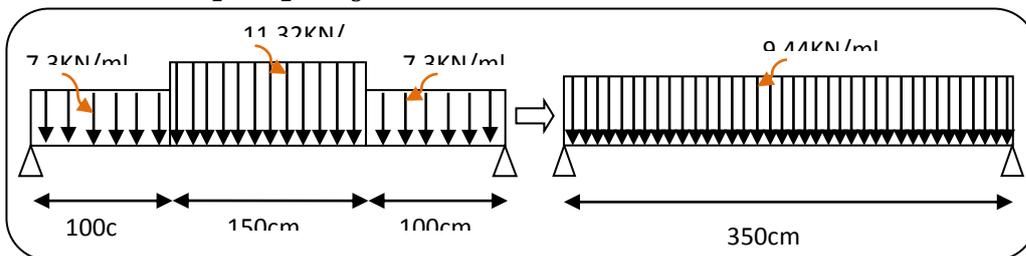


Fig.III.4.3.schéma statique de volée a ELS

Moments et Effort Tranchants :

$$q_{eq} = 9.44 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$M_0 = 14.45 \text{ KN. m}$$

III. Eléments secondaires :

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 = 4.34\text{KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 8.024 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = 16.52\text{KN}$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	12.56	19.38	5.81	16.47	22.15
ELS	9.44	14.45	4.34	8.024	16.52

TAB. Moments et Effort Tranchants

IV.4.4. Calcul de ferrailage

4.4.1. Armatures longitudinales:

- **E.L.U :**

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2\text{MPa}$

$\mu_l = 0.392$, $\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0$; avec : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

L'enrobage : $c = 2 \rightarrow \emptyset \leq \frac{h}{10} = 12\text{mm}$ e = 12 cm d = 9.4cm b = 100 cm

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A cal (cm ²)
Travée	16470	0,1312	0.1776	0,929	5.42
Appuis	5810	0,046	0,0589	0,976	1.82

E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

III. Eléments secondaires :

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Conditio n
En travée	0.177	16470	8024	1.33	25	0,415	Vérifier [•]
Sur appuis	0,058	5810	4340	1.33	25	0,415	Vérifier [•]

- **condition de non fragilité** : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimale d'armatures :

$$- A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$- A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 9.4 \times \frac{2.1}{400} = 1.135 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.100.12 = 1.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

	A_u (cm ²)	A^1_{\min} (cm ²)	A^2_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1.82	1.13	1.2	1.82	2.36=3T10
Travée	5.42	1.13	1.2	5.42	5.65=5T12

4.4.2. les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1.82	0.46	3T6 = 0.85cm ²
Travee	5.42	1.36	3T8 = 1.51cm ²

4.643. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 12; 33 \text{ cm}) = \min (36 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$- \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

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

III. Eléments secondaires :

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 12; 33 \text{ cm}) = \min(48; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

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

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1, 1)

$$T_u = 22.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22.15 \times 10^3}{1000 \times 94} = 0.235 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28/\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.235 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition .Vérifiée)}$$

4.4.4.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)(escalier étage courant)

$$1/ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{12}{350} = 0.034 < \frac{16470}{10 \times 19380} = 0.084 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{5.650}{100 \times 94} = 0.0060 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{350} = 0.034 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifiée)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

III.4.5.Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

III. Eléments secondaires :

- **Position du l'axe neutre :**

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 5,42(9,4 - y)$$

$$= 50y^2 + 81,3 y - 764,22 = 0$$

La racine positive donne $y = 3,99$ cm

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = (100 \times 3,99^3)/12 + 15 \times 5,42(9,4 - 3,99)$$

$$I = 37207,88 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,08}{100 \cdot 13} = 0,00391$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00391} = 3,64$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 1,45$$

III.4.6. Calcul des moments fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4800 \times 1) + (8820 \times 1,5)}{1 + 1,5} = 7212 \text{ N / ml}$$

III. Eléments secondaires :

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle,pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(3627.6 + 3960 \times 1.5) + (3000 \times 1)}{1 + 1.5} = 3376.56 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 7212 + 2500 = 9712 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{7212 \times (3.5)^2}{8} = 11043.37 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{3376.56 \times (3.5)^2}{8} = 5170.35 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{9712 \times (3.5)^2}{8} = 14871.5 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_g = \frac{(9.4 - 3.99)}{37207.88} \times 15 \times 11043.37 = 124.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_j = \frac{(9.4 - 3.99)}{7207.88} \times 15 \times 5170.35 = 58.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_p = \frac{(9.4 - 3.99)}{7207.88} \times 15 \times 14871.5 = 167.43 \text{ Mpa}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0.00576$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00576 \times 124.33 + 2.1} = 0.610$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00576 \times 58.21 + 2.1} = 1.067$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00567 \times 167.43 + 2.1} = 0.6168$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 37207.88) / (1 + 1.45 \times 0.61) = 2171.85 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 37207.88) / (1 + 1.4 \times 0.61) = 1304,2197 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 37207.8) / (1 + 1.4 \times 0.53976) = 4518.73 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 3341,568) / (1 + 1.45 \times 0.26041) = 1530,9104 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la flèche:

III. Eléments secondaires :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 11043.37 \times (350)^2 / 10 \times 10818,87 \times 2128,8100 = 9,4091 \text{ mm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 11043.37 \times (350)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1304,21 = 5,1658 \text{ mm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 5170.35 \times (350)^2 / 10 \times 32164,2 \times 451,5498 = 3,8404 \text{ mm.}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 14871 \times (350)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1530,9104 = 6,0256 \text{ mm.}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 9,4091 - 5,1658 - 3,8404 + 6,0256 = 6,4285 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6,4285 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 350 / 500 = 7,00 \text{ mm.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

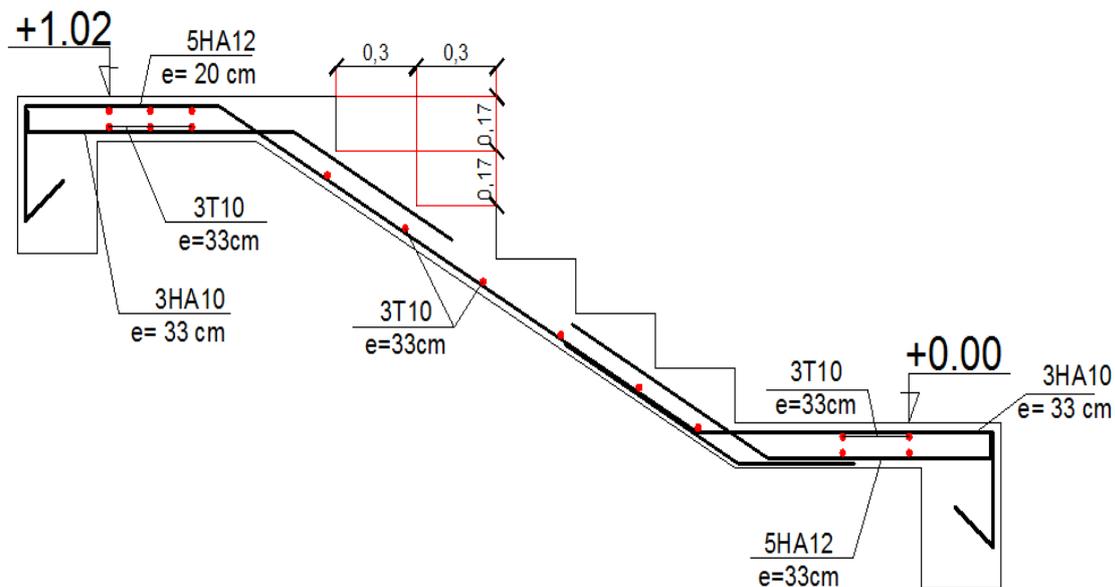


Fig.IV.4.3. Schema de ferrailage

III. Eléments secondaires :

La poutre palière

IV.4.7. Calcul de la poutre palière :

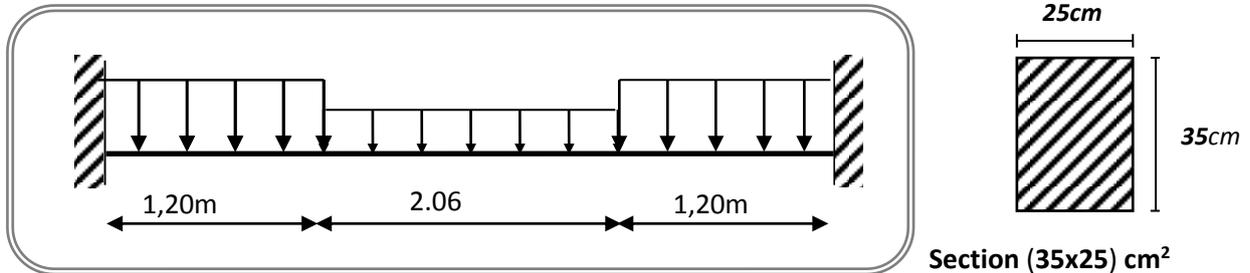


Fig. III.4.4 Schéma de poutre de palier.

III.4.7.1. Introduction :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

III.4.7.2. Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30cm$; Donc on prend $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$; On prend $b = 25cm$

D'après le RPA : - $b \geq 20cm$ (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palière est $(25 \times 35)cm^2$

III.4.7.3. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18KN/ml$

- poids du mur : $2,66 \times 2,13 = 5,66 KN/ml$

- Poids de plier:

$$G = 4,80KN/m^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 8,82KN/m^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1m$ donc les charges sont

III. Eléments secondaires :

$$q_{du} = 4.82 \times 1 = 4.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Pu} = 8.82 \times 1 = 8.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{4.82 \times 1 + 8.82 \times 1.5}{2} + 2.18 + 5.66 = 21.07 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison d'action :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- À l'ELU : } P_U = 1.35 \times 21.07 + 1.5 \times 2.5 = 32.19 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- À l'ELS : } P_{ser} = 21.07 + 2.5 = 23.57 \text{ KN/ml}$$

III.4.8. Ferrailage (ELU) :

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{32.19 \times 3.5^2}{24} \Rightarrow 16.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{32.19 \times 3.5^2}{12} \Rightarrow 32.86 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{32.19 \times 3.5}{2} \Rightarrow 56.33 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16430}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_{lu} = 0.392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.105$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.958$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16430}{348 \times 0.958 \times 33} = 1.49 \text{ cm}^2.$$

4T12 avec $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{32860}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109}) = 0.109$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.956$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{32860}{348 \times 0.956 \times 33} = 2.99 \text{ cm}^2.$$

III. Eléments secondaires :

-Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 36.09 \text{ KN.m}$$

-En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.43}{36.09} = 0.455$$

$$\alpha = 0.109 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0.522$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

-En appui :

$$\alpha = 0.105 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0.295$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

Verification:

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.996 \text{ cm}^2 \leq 3.89 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2 \text{ (RPA (art 7.5.1.2))}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4.375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (4.375 ; 3.89) \Rightarrow A_s = 4.375 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte ; 3T14 = 4,62 cm²

III.4.9.Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{56.33}{0.25 \times 0.33} \Rightarrow \tau_U = 643.77 \text{ KN / m}^2 = 0.643 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0.2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0.643 \text{ Mpa}$$

III. Eléments secondaires :

Exigence du RPA :

Armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 ($1,01 \text{ cm}^2$)

$$. S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} , \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T8 ($2,01 \text{ cm}^2$).

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,08 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3,5 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 3,5 \frac{25 \times 33}{400} = 7,21 > A_s = 4,37 \text{ -----condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.4.10. Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considéré.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 7735,32 \text{ N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{6436,60}{2 \times 642,26 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

-Armatures longitudinales :

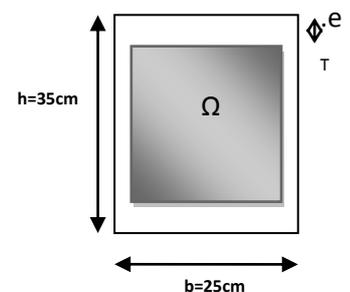


Fig. III.4.5: Coupe Poutre palière

III. Eléments secondaires :

$$A_t = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{103,36 \times 6436,6}{2 \times 642,26 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

SECTION	FLEXIO N	TORSION	A _T (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	BARRES
	3,89	$\frac{1,78}{2} = 0,74$	4,78	4,375	5,75	3T12+3T10
Travée	1,89	$\frac{1,78}{2} = 0,74$	2,78	4,375	5,75	3T12+3T10

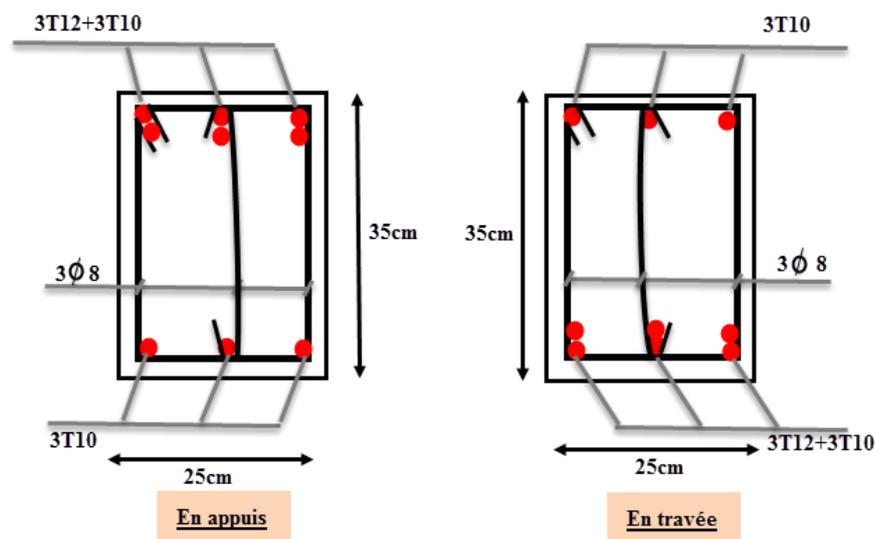
Tenant compte des aciers de flexion : $A_r = A_t + A_s$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7912,77}{2 \times 642,26 \times 347,8} = 0,018 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.



Dessin de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV

Ferraillage des éléments PORTEURS

1. ETUDE AU VENT

IV.1.1. Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

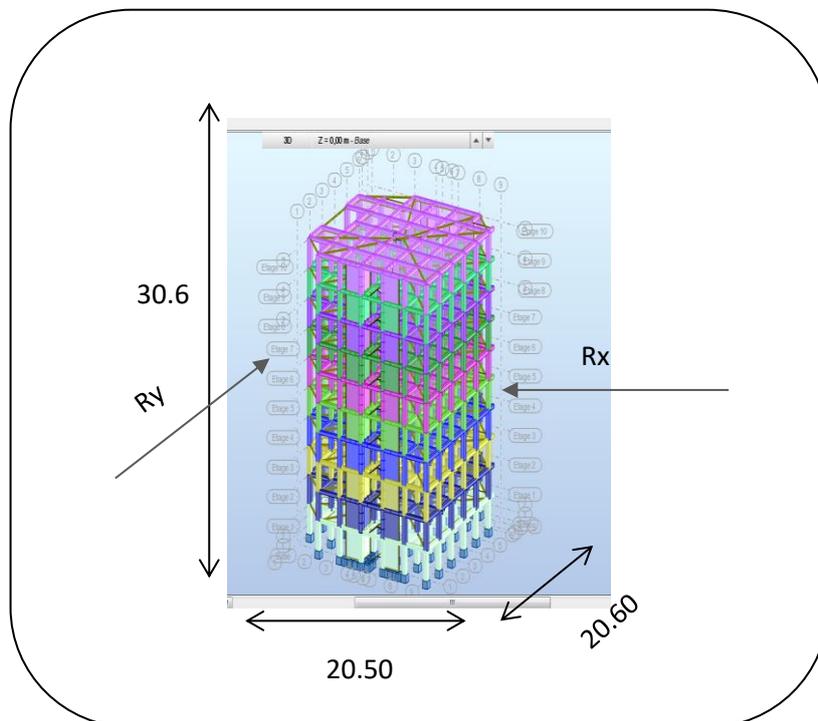
IV.1.2. Application du R N V 99

➤ Vérification à la stabilité d'ensemble

Cette vérification s'effectue en faisant les étapes suivantes :

2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d

- Données relatives au site.
- Site plat (ch2, tab2, 5) ; $c_t=1$.
- Zone I (tab2, 3) ; $q_{ref}=375 \text{ N/M}^2$.
- Terrain de catégorie (IV) tab (2,4) présente les valeurs suivantes :
 $K_T=0,24$; $Z_0=1\text{m}$; $Z_{min}=16 \text{ m}$; $\mathcal{E} = 0,46$.



FigIV.1. Action du vent

ETUDE DYNAMIQUE

R_{XX} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX .

R_{YY} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY .

- **Sens y-y**

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, qui nous donne

pour $h = 27.80$ m et $b = 15.30$ m.

Après l'interpolation :

On aura : $C_d = 0,95$

- **Sens x-x**

Pour $h = 27.80$ m et $b = 23.80$ m.

On utilise l'abaque de la figure 3.1 (page 51) Après l'interpolation :

On aura : $C_d = 0,93$

2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

$Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(Z_{eq})$ pour une structure permanente :

$Q_{ref} = 375 \text{ N/M}^2$; (tab 2,3) RNV 99.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

Q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$$(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_T(Z_{eq}) \times C_r(Z_{eq}))] .$$

Avec : $C(Z_{eq} T) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, qui est défini par la loi logarithmique.

$C_r = K_T \times \ln(Z_j/Z_0)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200$ m. $K_T = 0,24$

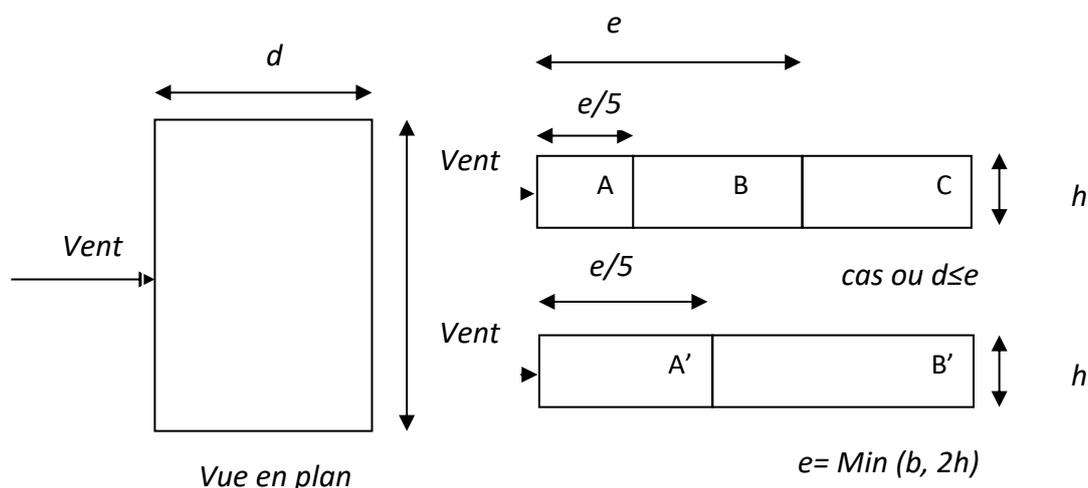
Zj (m)	Kt	Z0	Zmin	Cr	Ct	Ce	Qref	Qdyn N/m ²
3,06	0,24	1	16	0,268420	1	0,522994	375	196,1227
6,12	0,24	1	16	0,434775	1	0,9194511	375	344,7941
9,18	0,24	1	16	0,532087	1	1,1770214	375	441,3830
12,24	0,24	1	16	0,601130	1	1,3712563	375	514,2211
15,3	0,24	1	16	0,654685	1	1,5284823	375	573,1809
18,36	0,24	1	16	0,698442	1	1,6612033	375	622,9513
21,42	0,24	1	16	0,735438	1	1,7764049	375	666,1519

ETUDE DYNAMIQUE

24,48	0,24	1	16	0,767486	1	1,8784098	375	704,4037
27,54	0,24	1	16	0,795753	1	1,9700894	375	738,7835
28,14	0,24	1	16	0,800926	1	1,9870384	375	745,1394

2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Pour les parois verticales, il convient de les diviser comme l'indique la figure 5.1. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans l'article 5.1 du RNV99.

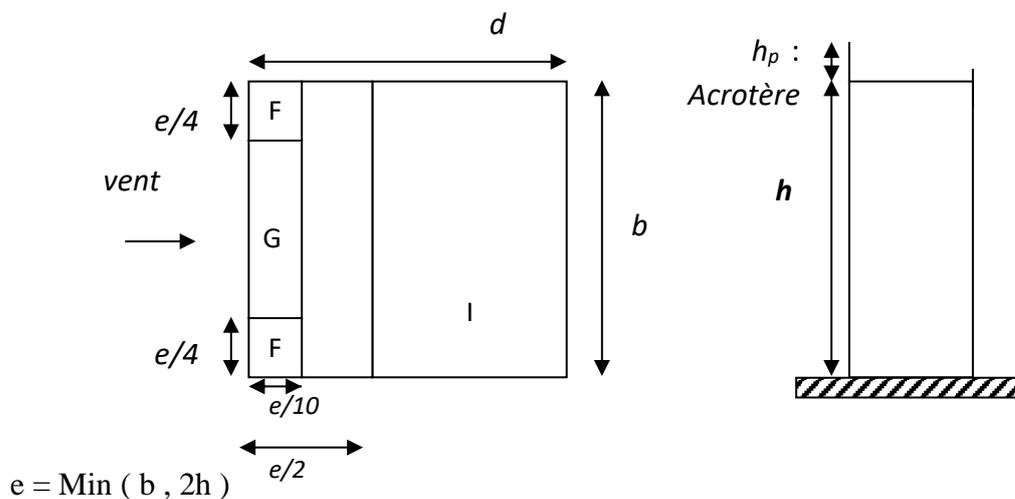


AA'		BB'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

C_{pe} : Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire.

Toiture plate : Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Il convient à la toiture comme l'indique la figure 5.2 du RNV99 page 65.



ETUDE DYNAMIQUE

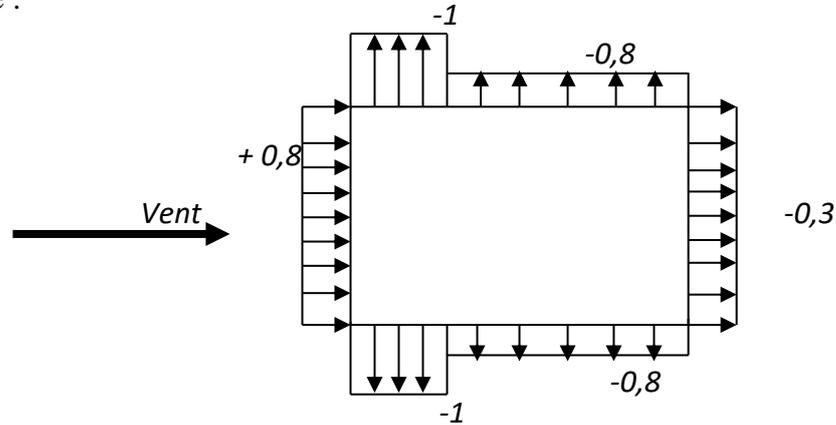
b : Dimension du coté perpendiculaire au vent

Parois verticales

On a $b = 23.80 \text{ m}$; $d = 15.30 \text{ m}$; $h = 28.14 \text{ m}$

$e = \text{Min} (15.30 ; 2*28.14)$; donc $e = 23.80 \text{ m}$.

Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :



Toiture plate

On à :

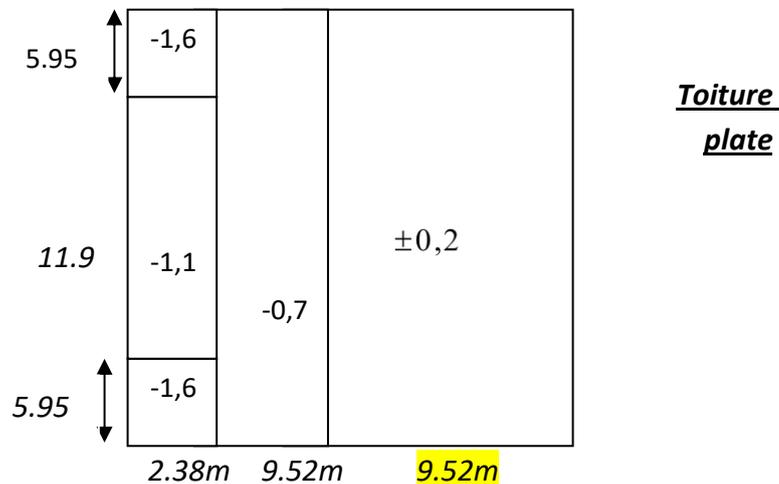
$b = 23.80 \text{ m}$; $h = 28.14 \text{ m}$; $e = 23.80 \text{ m}$.

On détermine la pression extérieure des toitures plates du tableau 5.2 p 66(RNV99) .

	F		G		H		I	
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$						
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	

Le tableau suivant montre les résultats de C_{pe} :

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :



ETUDE DYNAMIQUE

Avec : $C_{pe} = C_{pe10}$; $S \geq 10 \text{ m}^2$

Résumé : Tableau 5.2 (66) toiture plate $\leq (4 \%)$.

On a ; $H_p/h = 0,6 / 28,14$, $H_p/h = 0,021$

2.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

On utilisera les valeurs : $C_{pi} = -0,5$; $C_{pi} = +0,8$.

On prend $C_{pi} = 0,8$.

2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p

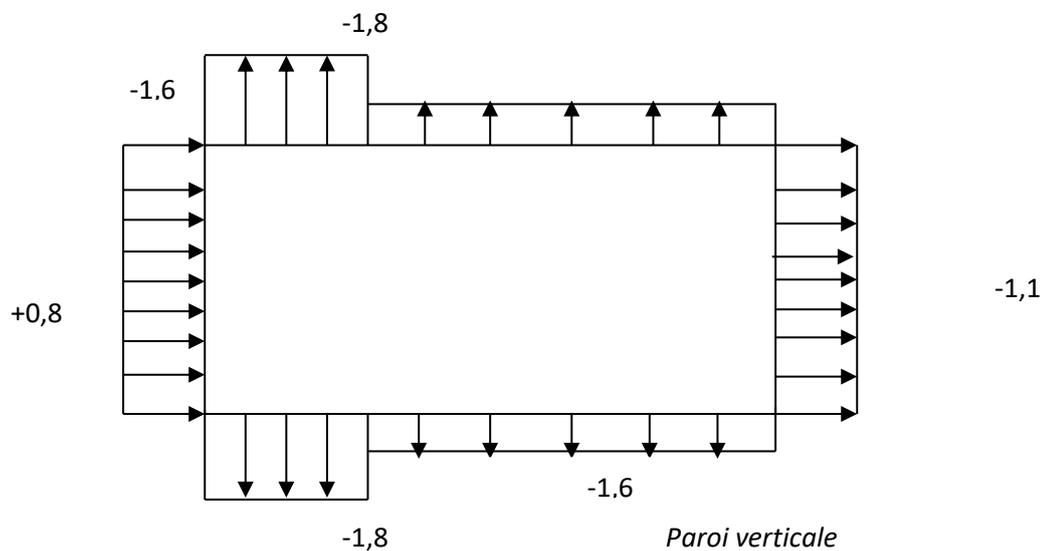
Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

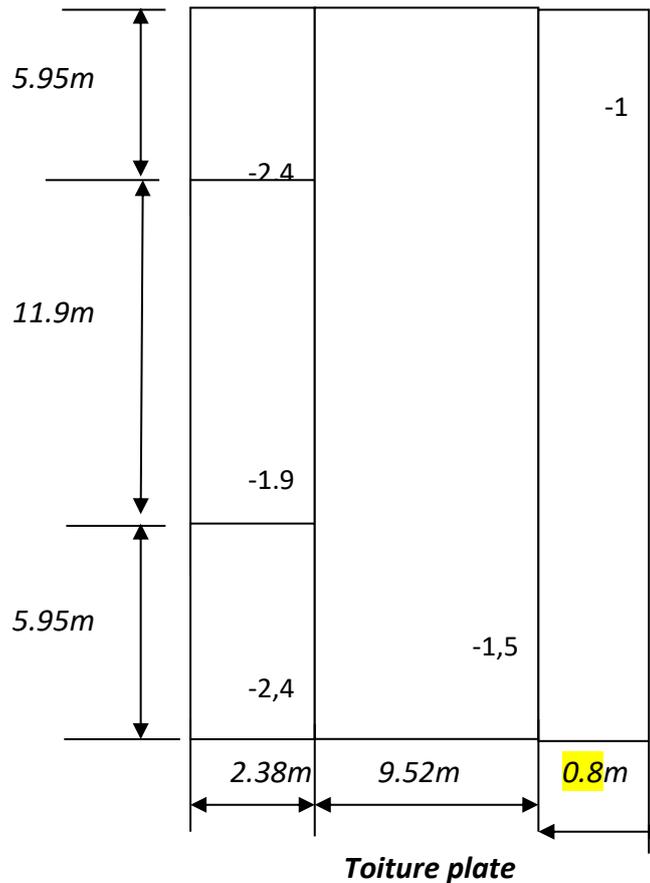
$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

On a $C_{pi} = 0,8$. Le tableau suivant montre les résultats de C_p :

Zone	C_{pi}	C_{p10}	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
D	0.8	0.8	0.8
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
	0.8	0.2	-0.6

2.6. Répartition des coefficients de pression de vent





VI.1.3. Répartition des coefficients de pression

1.3.1. Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j . $W(Z_i)$ est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D'où : $q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p).$

1.3.2. Calcul des forces de frottement

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

- Les constructions pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, et le rapport $d/h \geq 3$. Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement.

ETUDE DYNAMIQUE

- La force résultante R, se décompose en deux forces :
- Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.

1. Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum(q_j * S_j) + \sum F * f_{rj}$$

Zj (m)	zone	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
1,53	-1,1	72,83	46,82	196,12	-328,31	-335,37	-23767,29	-15609,53
4,59	-1,1	72,83	46,82	344,79	-513,05	-524,09	-37113,57	-24375,28
7,65	-1,1	72,83	46,82	441,38	328,39	335,45	24237,36	15911,80
10,71	-1,1	72,83	46,82	514,22	-545,18	-556,90	-39329,67	-25832,27
13,77	-1,1	72,83	46,82	573,18	-1279,34	-1306,85	-92754,31	-60915,86
16,83	-1,1	72,83	46,82	622,95	-1100,75	-1124,43	-79712,09	-52351,77
19,89	-1,1	72,83	46,82	666,15	-929,28	-949,27	-67192,59	-44130,87
22,95	-1,1	72,83	46,82	704,40	-655,10	-669,18	-47196,29	-31000,04
26,01	-1,1	86,11	46,818	738,78	412,24	421,11	-47196,29	-31000,04
	-1,1	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	5992,30	3933,58
26,61	-2,4	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	-47196,29	-31000,04
	-1,9	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	5992,30	3933,58
	-1,5	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	-356836	-234370

Tableau (I) présentant les résultats

R _{xx}	-356836 N
R _{yy}	-234370 N

VI.1.4. Conclusion

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

2-Etude Sismique

IV.2.1.Introduction:

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une Libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la Couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques Terrestre appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principale plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques Secondaires.

IV.2.2.But de l'étude parasismique:

L'**étude parasismique** va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différent niveau de la structure.

IV.2. 3.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

par la méthode statique équivalente.

par la méthode d'analyse modale spectrale.

par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.2.3.1.Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)

a- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents 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 considérées 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.

b-Condition d'application de la méthode statique équivalent :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec un hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV2.3.2.La méthode dynamique:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul. ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

IV2.4.1Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Blida** donc en Zone **IIb**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **meuble** catégorie **S2**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode

statique équivalente.

✚ La hauteur du structure : $h = 30.6 > 23$ m (zone **IIb**)

IV2.4.2.Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

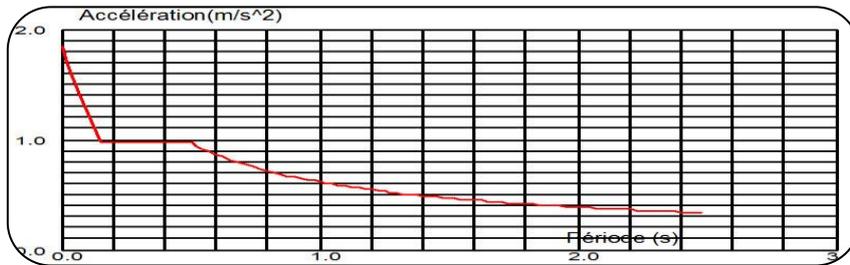


Fig .IV.2.1: Courbe de spectre DE réponse.

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

$\xi(\%)$: **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003* .

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

R : **coefficient de comportement global de la structure** donnée par le *Tableau (4.3)RPA2003* , en fonction de système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. Q : facteur de qualité.

IV.2.5. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et Commentaires

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans Chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

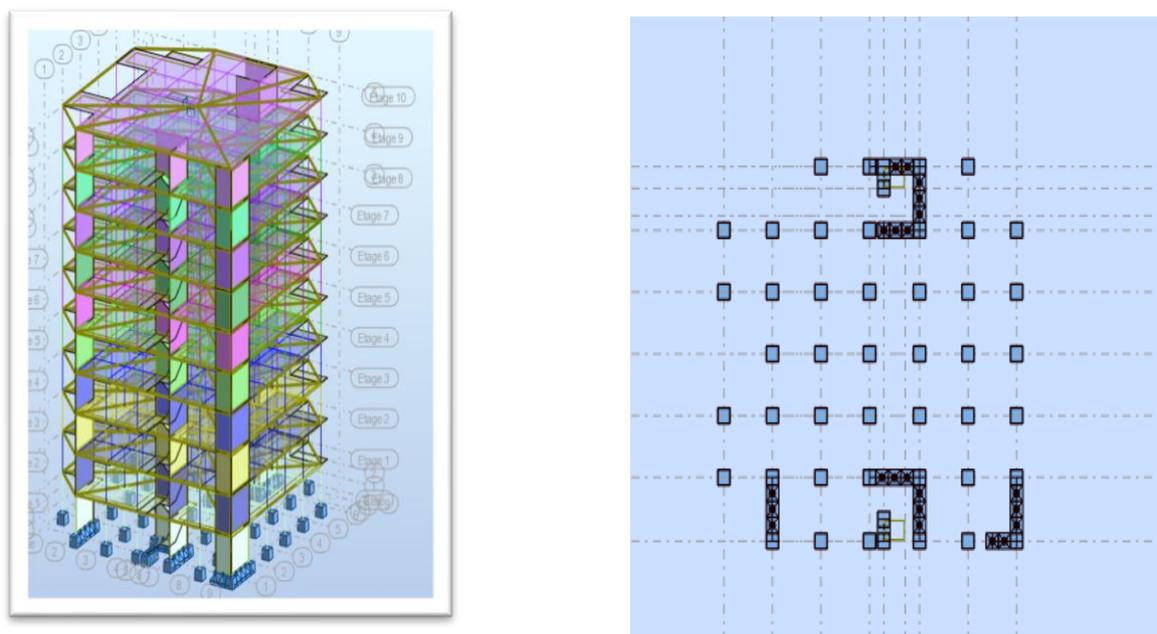


Fig .IV.2.2.

- 1 ère variant de voile

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

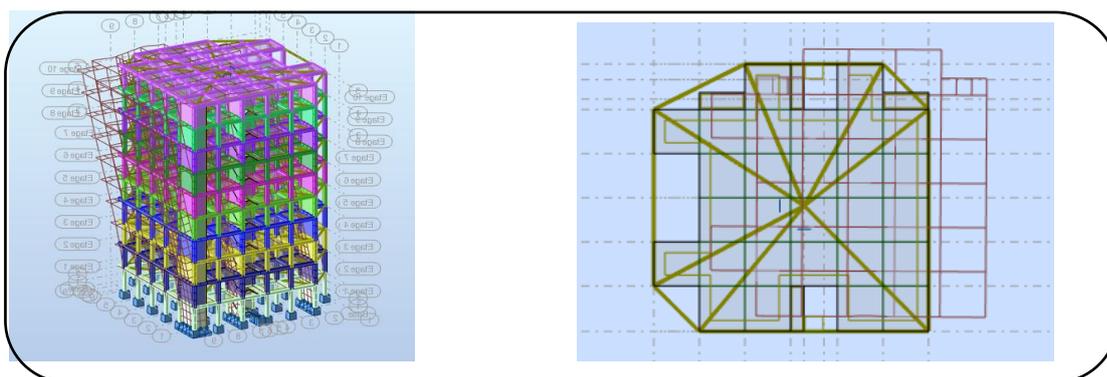


Fig.IV.2.3: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

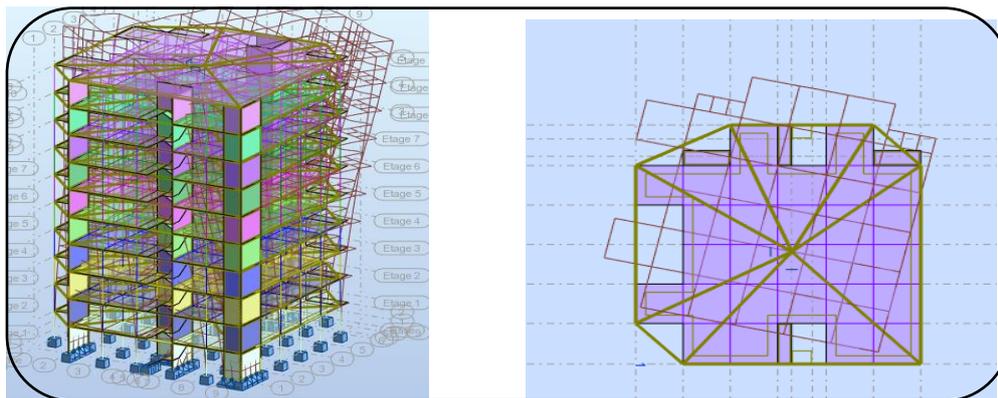


Fig.IV.2.4: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

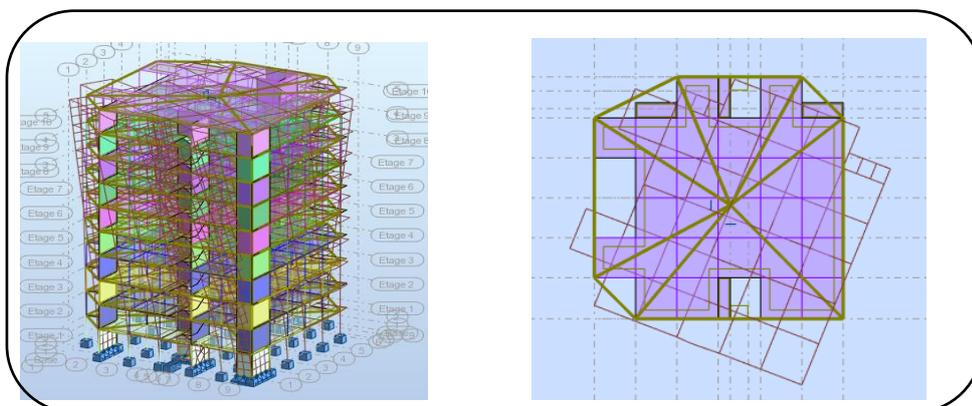


Fig.IV.2.5: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

Problématique :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- Le mode(1): il ya une translation.(admissible)
- Le mode(2): il ya une torsion avec la translation. .(non admissible)
- Le mode(3): il ya une torsion avec la translation. .(non admissible)

-La solution:

Proposition :

- On change les positions et dimensions des voiles.
- On augmente les sections des poteaux.
On utilisé les dimensions.
- Voile ép. 15 cm
- Poteaux change $40 \times 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 50 \times 50 \text{ cm}^2$

VI.2.6 .Deuxième Variante :

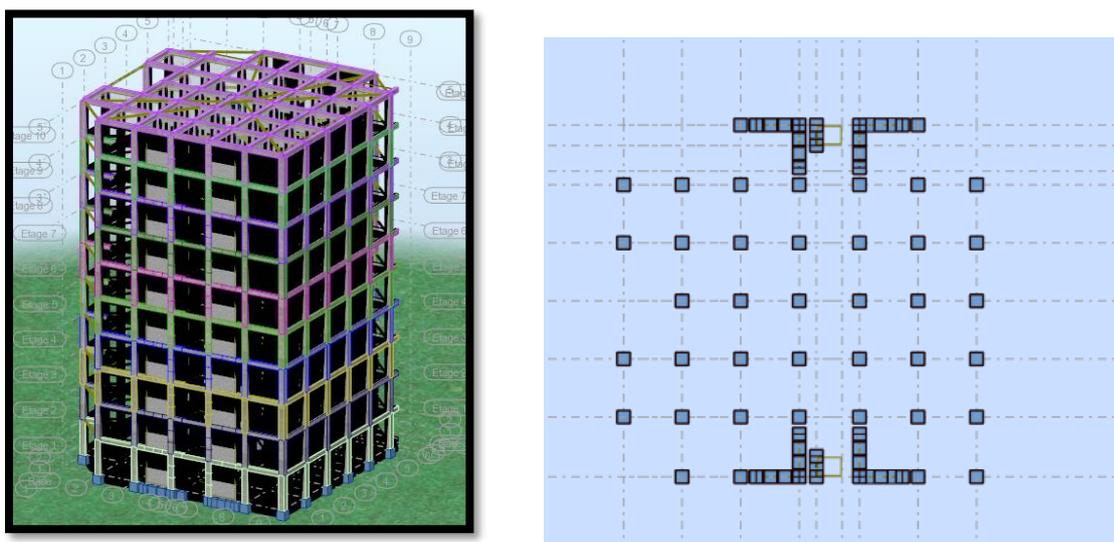


Fig .IV.2.6:2 ème variant de voile

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _x	U _y	ΣU _x	ΣU _y	
1	0,71	0,01	72,88	0,01	72,88	Trans. Y
2	0,65	74,30	0,01	74,31	72,89	Trans. X
3	0,58	0,04	0,27	74,35	73,16	Torsion
4	0,20	0,00	14,83	74,35	87,98	/
5	0,19	13,95	0,00	88,30	87,99	/
6	0,17	0,04	0,16	88,35	88,15	/
7	0,10	0,39	4,65	88,74	92,80	/
8	0,10	4,58	0,45	93,31	93,24	/
9	0,09	0,05	0,14	93,36	93,39	/
10	0,06	1,50	1,05	94,86	94,44	/

Tab .IV.2.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale **T_y(dyn)= 0,71s.**
- ◆ La période fondamentale **T_x(dyn)= 0,65 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (30.60^{\frac{3}{4}}) = 0.65sec$. Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{20.50}} = 0,61 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{20.60}} = 0,61 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0.61 = 0.79 > T_y(\text{dyn}) = 0.71$ (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0.61 = 0.79 > T_x(\text{dyn}) = 0.65$ (la condition est vérifiée).

- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- ◆ successivement.
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ◆ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le **RPA99version 2003**).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration.

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

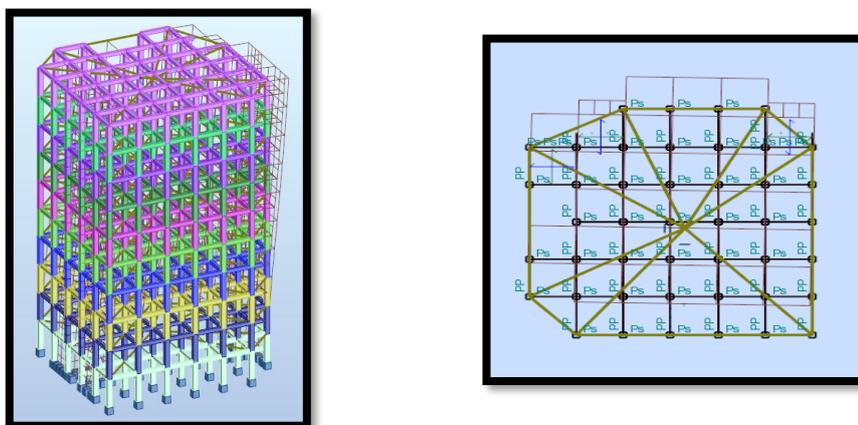


Fig.IV2.7: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T₁=0,71)

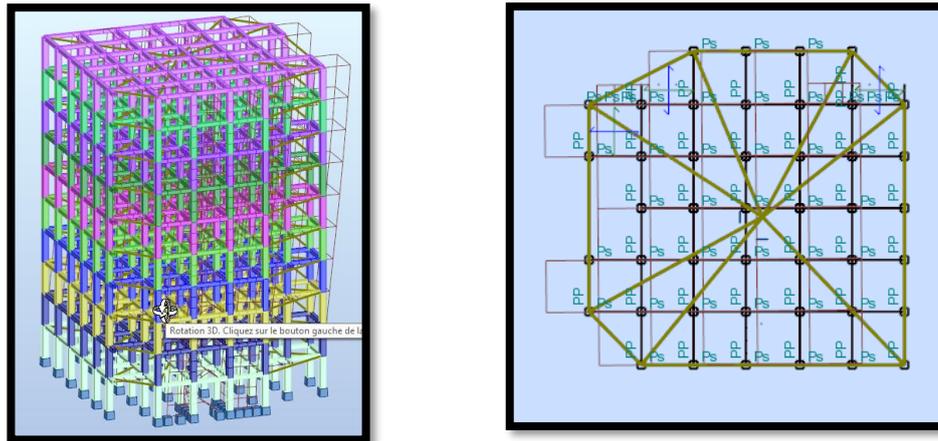


Fig.IV.2.8: Deuixième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T2=0,65 s)

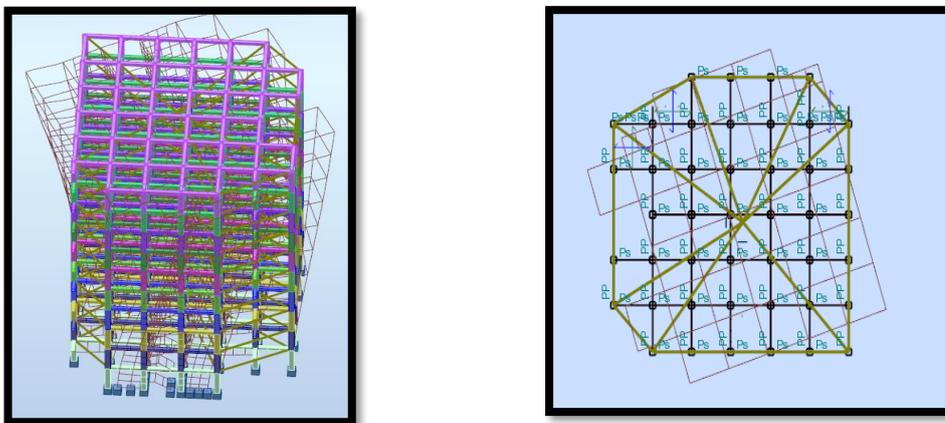


Fig.IV.2.9: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,58s)

Distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

Tab .IV.2.2: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [T]		FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
265,77		91,16	249,08	99,4	-3613,93	-590,64

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{91,16}{265,77} = 0,3430 = 34 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{99,4}{249,08} = 0,3991 = 40 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{-958,22}{-4752,57} = 0,1634 = 16\% \leq 20 \%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) .

IV.2.7.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- ◆ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type **IIb** et un Groupe d'usage **2**.

Tab IV.2.3:: coefficient d'accélération de zone A

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0,15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Nous trouverons : **A = 0.20**

- ◆ **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab .IV.2.4:

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- ◆ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le
- ◆ tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site S_2) : **$T_2(S_2) = 0.4\text{ec}$**

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : : $\xi = 7 \%$

D'où $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules Empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. IV.2.5: Valeur de: ξ (%) RPA 99

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \quad (\text{Formule 4.6 du RPA})$$

- ◆ H_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_N = 33.66 \text{ m}$$

- ◆ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (33.66)^{3/4} = 0.698 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{29.5}} \Rightarrow T_x = 0.56 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{12.2}} \Rightarrow T_y = 0.87 \text{ sec}$$

- Sens longitudinal : $T_x = 0.56 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.87 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,61} \right) \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,61} \right)^{2/3} \end{cases}$$

Etude Dynamique

$$D = \begin{cases} D_x = 1.67 \\ D_y = 1.67 \end{cases}$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction => **R = 5**

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
3. Régularité en plan	0	✓ 0,05	N. observé
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10	N. observé

TAB.VI.2.6 est le facteur de qualité

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.2**

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation => **β = 0.20**

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 3613.9$ (T)

Etude Dynamique

Résumé des résultats :

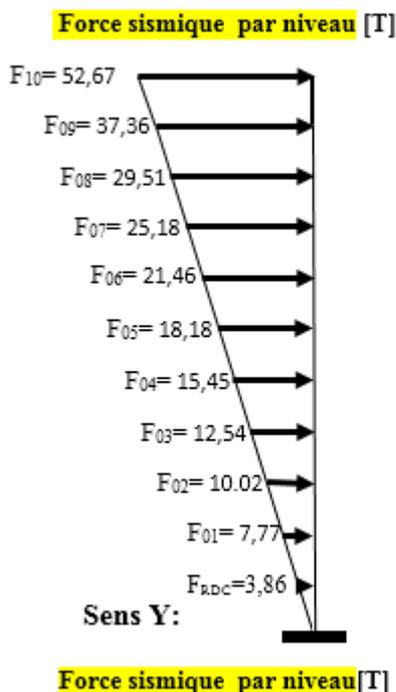
Sens	A	D	R	Q	W(kg)	Vdyn (t)	Vst (kn)	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0,2	1,67	5	1,2	3613,9	265,77	289,250834	231,400667	C.V
Transversale (Y-Y)	0,2	1,67	5	1,2	3613,9	249,08	289,720398	231,776318	C.V

Tableau. IV.2.7: les résultats des forces sismiques

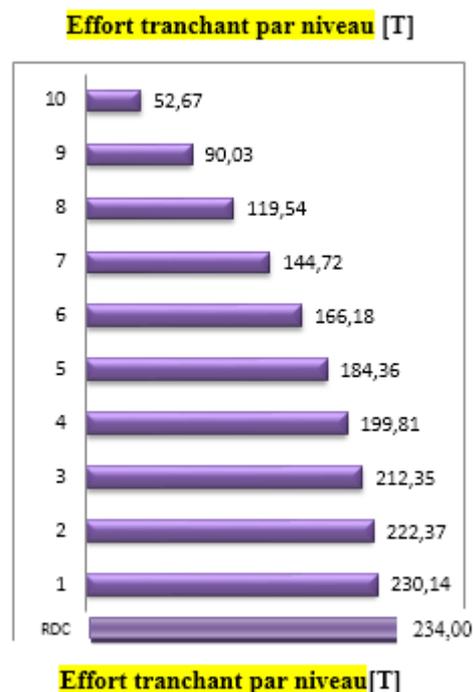
Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifier

Sens X:

Force sismique par niveau [T]



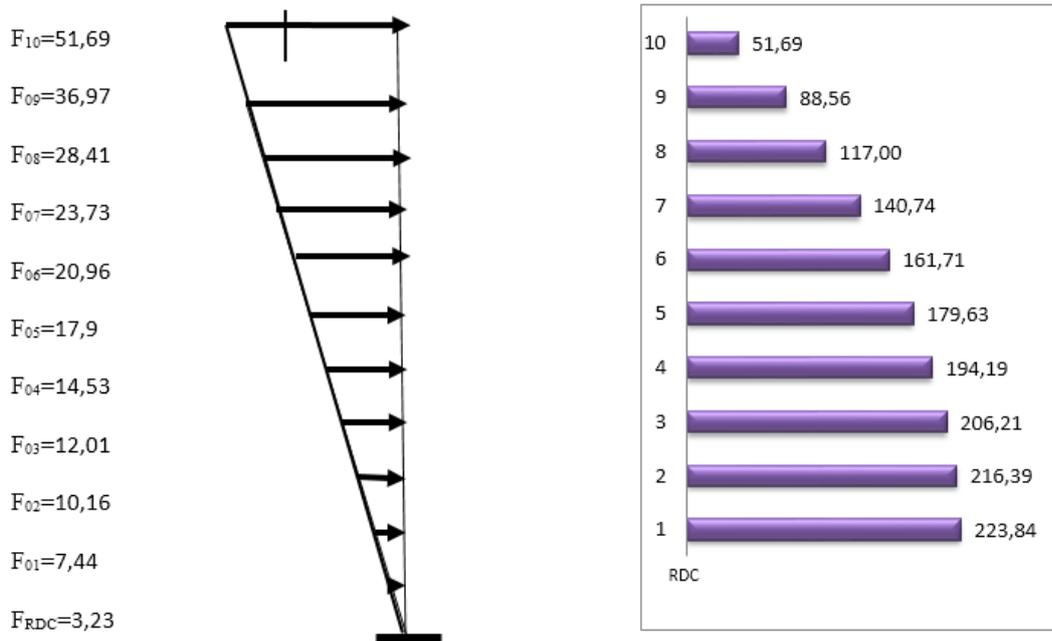
Effort tranchant par niveau [T]



Sens Y:

Force sismique par niveau [T]

Effort tranchant par niveau [T]



IV.2.8. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5 RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

IV.2.9. Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Etude Dynamique

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY) .

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta X(cm) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y(cm) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,4	0,4	0,4	0,4
1	1	0,7	1,1	0,7
2	1,8	0,8	1,9	0,9
3	2,7	0,8	2,8	0,9
4	3,5	0,9	3,8	1
5	4,3	0,8	4,7	0,9
6	5,1	0,8	5,6	0,9
7	5,8	0,7	6,5	0,8
8	6,4	0,6	7,2	0,7
9	7	0,6	7,9	0,7

Tableau .IV.2.8 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

IV.2.9. Caractéristique géométrique et massique:

a. centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion	
	W [t]	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
1	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
2	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
3	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
4	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
5	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
6	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
7	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
8	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24
9	3613,9	11,18	9,95	11,82	10,24

Tableau .IV.2.9 :Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

c-excentricite :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau .IV.9 :L'excentricité

d-L'excentricité accidentelle :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
3/ 1	Etage 1	359,28	11,18 9,95 1,53	11,82 10,24 2,1	0,64	0,29
3/ 2	Etage 2	360,33	11,18 9,96 4,59	11,82 10,24 5,1	0,64	0,28
3/ 3	Etage 3	360,33	11,18 9,96 7,65	11,82 10,24 8,2	0,64	0,28
3/ 4	Etage 4	360,33	11,18 9,96 10,7	11,82 10,24 11,	0,64	0,28
3/ 5	Etage 5	360,33	11,18 9,96 13,7	11,82 10,24 14,	0,64	0,28
3/ 6	Etage 6	360,33	11,18 9,96 16,8	11,82 10,24 17,	0,64	0,28
3/ 7	Etage 7	360,33	11,18 9,96 19,8	11,82 10,24 20,	0,64	0,28
3/ 8	Etage 8	360,33	11,18 9,96 22,9	11,82 10,24 23,	0,64	0,28
3/ 9	Etage 9	361,38	11,18 9,96 26,0	11,82 10,24 26,	0,64	0,28
3/ 10	Etage 10	370,93	11,20 9,95 29,0	11,81 10,24 29,	0,61	0,29

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 20.50$ m $e_{ax} = 0.64$ m
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 20.60$ m $e_{ay} = 0.29$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.025$ m
- $e_y = 1.03$ m

IV.10. Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Etude Dynamique

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tableau. IV.2. 10: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_t (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	θ	Vérification
RDC	3613,9	0,4	265,77	3,06	0,01777	vérifier
1	3253,57	0,7	261,04	3,06	0,02851	vérifier
2	2893,24	0,8	250,3	3,06	0,03022	vérifier
3	2532,91	0,8	235,46	3,06	0,02812	vérifier
4	2172,58	0,9	216,84	3,06	0,02947	vérifier
5	1812,25	0,8	193,92	3,06	0,02443	vérifier
6	1451,92	0,8	166,68	3,06	0,02277	vérifier
7	1091,59	0,7	135,24	3,06	0,01846	vérifier
8	730,21	0,6	98,69	3,06	0,01451	vérifier
9	359,28	0,6	53,41	3,06	0,01319	vérifier

Tableau IV.2.11: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

Etage	W_t (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	θ	Vérification
RDC	3613,9	0,4	249,08	3,06	0,01897	vérifier
1	3253,57	0,7	244,47	3,06	0,03044	vérifier
2	2893,24	0,9	234,03	3,06	0,03636	vérifier
3	2532,91	0,9	219,93	3,06	0,03387	vérifier
4	2172,58	1	202,82	3,06	0,03501	vérifier
5	1812,25	0,9	181,93	3,06	0,0293	vérifier
6	1451,92	0,9	157,1	3,06	0,02718	vérifier
7	1091,59	0,8	128,58	3,06	0,02219	vérifier
8	730,21	0,7	94,77	3,06	0,01763	vérifier
9	359,28	0,7	51,43	3,06	0,01598	vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.2.11. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

Etude Dynamique

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ **Sens longitudinal:**

sens(X)

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	4,73	3,06	14,4738
1	10,74	6,12	65,7288
2	14,84	9,18	136,231
3	18,62	12,24	227,909
4	22,92	15,3	350,676
5	27,24	18,36	500,126
6	31,44	21,42	673,445
7	36,55	24,48	894,744
8	45,28	27,54	1247,01
9	53,41	30,6	1634,35

Tableau. IV.2.12: moment de renversement provoqué par les charges horizontales

Verifications:

$$M_S = 3613,9 \times \left(\frac{20,50}{2}\right) = 37042,5 \text{ T.m}$$

$$M_r = 5744,69 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 6,44812 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

Tableau.IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	4,61	3,06	14,1066
1	10,44	6,12	63,8928
2	14,1	9,18	129,438
3	17,11	12,24	209,426
4	20,89	15,3	319,617
5	24,83	18,36	455,879
6	28,52	21,42	610,898
7	33,81	24,48	827,669
8	43,34	27,54	1193,58
9	51,43	30,6	1573,76

Vérifications:

$$M_S = 3613,9 \times (20.60/2) = 37223,2 \text{ T.m}$$

$$M_r = 5398,27 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 6,89539 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

IV.2.12.Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

CHAPITRE V

Etude de l'infrastructure

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

V.1 .INTRODUCTION :

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

1-FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} et M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

V.1.2.COMBINAISONS DES CHARGES :

Les combinaisons d'action :

* **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

* **Règlement RPA 99 :**

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

$$\text{+} \quad G + Q \pm E \quad (1)$$

$$\text{+} \quad 0,8 G \pm E \quad (2)$$

* les poteaux :

$$\text{+} \quad \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \quad \dots \text{ (BAEL 91)}$$

$$\text{+} \quad \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\text{+} \quad \text{accidentelle } G + Q \pm 1,2E \quad \dots \text{ (RPA99)}$$
$$0,8 G \pm E$$

* les poutres :

$$\text{+} \quad \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \quad \dots \text{ (BAEL 91)}$$

$$\text{+} \quad \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\text{+} \quad \text{accidentelle } G + Q \pm E \quad \dots \text{ (RPA99)}$$
$$0,8 G \pm E$$

* Pour les voiles :

$$\text{+} \quad G + Q \pm E \quad \dots \text{ (RPA99)}$$

$$\text{+} \quad 0,8 G \pm E$$

V.1.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **I**b****

- $A_s \geq 0.9\% \frac{b \cdot h}{s}$ en zone **I**b****

- Leur pourcentage maximal :

- 3% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale des recouvrements est de:

- 50ϕ en zone **I**b****

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 20 cm en zone **I**b****

❖ résultats obtenus :

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	ASmin RPA (cm ²)	ASmax RPA (cm ²) Zon courante	ASmax RPA (cm ²) Zon de recouvrement
Poteau	50x50	24	90.75	181.5

Tab. V1.2. Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

V.1.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

◆ **Poteaux de section : (50×50) cm²**

C=3cm ; d= h-c = 50-3 =47cm ; Acier Fe E = 400MPa ; fc28=25MPa

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
NMAX (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	NMAX (KN)	M _{COR} (KN.M)
1393.10	52.02	78.32	1043.58	120.96	74.83	1013.33	13.62

Tab. V1.3. tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

1^{ère} Cas: G+Q+E

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{78.32}{1043.85} = 0,07504$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,07504 + 0,02 = 0,0950 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right)$$

l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,28 < \max (15 ; 0,62)$$

✓ **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 14,53$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,8216$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi) \longrightarrow e_2 = 0,010$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1, on supposera $\alpha = 0,5$.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0,095 + 0,010 = 0,105 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 1043,58 \times 0,105 = 109,575 \text{ KN.m}$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 1043,58 \text{ (KN.m)} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 78,32 \text{ (KN.m).}$$

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

$$II = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$II = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) 0,50 \times 0,50 \times 14,2 \text{ (N.m)}$$

$$II = 0,51191 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times (d - h/2) = 78.32 + 1043.53 (0.47 - \frac{0.5}{2}) = 307.90 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 1043.32 (0.47-0,03) - 307.90 = 0,1512 \text{ MN.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

• **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{307900}{18.5 \times 50 \times 47^2} = 0,1506$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\mu > \mu_1 \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,204 \quad ; \quad \beta = 0,918$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{307900}{400 \times 0,918 \times 47} = 17.84 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17.84 - \frac{1043580}{100 \times 400} = -8.24 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas ELU:

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{MAX} = 1393.10 \text{ (KN)} \quad ; \quad M_{corr} = 52.02 \text{ (KN.m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{52.02}{1393.10} = 0,03740853$$

$$e_{tot} = 0,06165$$

$$M_{corrigé} = N \cdot e = 1393.10 \times 0,061 = 222,2896 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 0,785732 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corrigé} + N \times (d - h/2) = 222,2896 + 1393.10 (0.47 - \frac{0.50}{2}) = 528.77 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 1393.10 (0.47-0,03) - 528.77 = 0,8419 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{528770}{14.2 \times 50 \times 47^2} = 0,337$$

$$\overline{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,536; \beta = 0,785$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{528770}{348 \times 0,785 \times 47} = 41.18 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 41.18 - \frac{1393.10}{100 \times 348} = -6.35 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas . 0.8G+E :

❖ Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{corr}} = 74.83 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{min}} = 29.23 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{74.83}{23.75} = 3.1507$$

$$e_{\text{tot}} = 2,9264785$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 23,75 \times 3.1507 = 74.8291 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 0,785732 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 74.83 + 23,75 (0.52 - \frac{0.55}{2}) = 53.6487 \text{ KN.m}$$

$$I = 23,75(0.52 - 0,03) - 53.6487 = -0,0418495 \text{ MN.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{53648.7}{18,5 \times 55 \times 52^2} = 0,0194992$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,048; \beta = 0,9805$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{53648.7}{400 \times 0,980 \times 52} = 2,63190 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 2,6319 - \frac{23750}{100 \times 400} = 2,40 \text{ cm}^2$$

V.1.5. Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2,1

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0.9\% (h \cdot b) = 0.009(55 \times 55) = 22.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone IIb}$$

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

zone courante :

$$A_{\max} = (3 \times b \times h) / 100 = 75 \text{ cm}^2$$

zone de recouvrement :

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 150 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.83 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 22.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA20 = 25.13 cm²**

Tab. V.4. Tableau récapitulatif des résultats

	A _{cal} (cm ²)	ARPA (cm ²)	ABAEL (cm ²)	Aadopté
G+Q+E	0	22.5	2.83	4HA20+4HA20
ELU	0			
0.8G+E	2,40			

V.1.6. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{cCord} = 20.21 \text{ (Ch.M.)} \quad ; \quad N_{M_{ax}} = 1013.33 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{20.21}{1013.33} = 0,019944 \text{ m} \quad e_0 = 0,01994 < \frac{h}{6} = \frac{0,55}{6} = 0,091 \text{ m}$$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1) = 50 \times 50 + 15(25.13) = 2876.95 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{2876.95} \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15(12,56 \times 3 + 12,56 \times 47) \right] = 24.99 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 24.99 = 25.001 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (24.99^2 + 25.001^2) + 15 \times [12.565(24.99 - 3)^2 + 12.565(25.001 - 3)^2] = 203122.44$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 13,62 \text{ (KN.m)}$$

$$\sigma_0 = \frac{10133}{100 \times 28.76} = 3.52 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{13620}{203122.44} = 0,067$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.52 + 0,067 \times 24.99 = 5.194 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5.194 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (c.v)$$

Donc les armatures déterminées pour l' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à l' E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.52 + 0,067(24.99 - 3)] = 80.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.52 - 0,067(47 - 24.99)] = 75.63 \text{ Mpa}$$

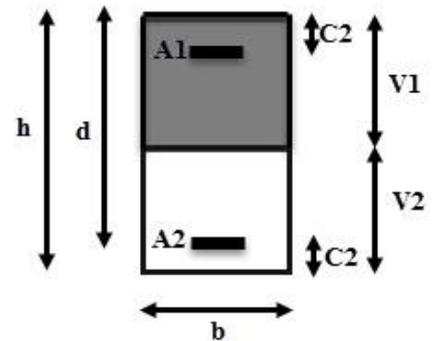
$$\sigma_s^1 = 80.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 75.631 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

Vérification du poteau à l'effort tranchant :BAEL91(A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 254,3 \text{ KN}$$



FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{213.3 \times 10^3}{550 \times 520} = 0,7458 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,7458 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

Calcul d'armature transversale :

Selon (**RPA99 version 2003**) **ART 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right) \lambda_g = (4.28) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 4.28$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en prend $t = 10 \text{ cm}$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)
- La zone courante : $S_t \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\phi)$. (**ART 7.4.2.2 RPA**)

ϕ_t : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{4.28 \times 213300 \times 0.10}{50 \times 400} = 3.635 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 213300 \times 0.1}{55 \times 400} = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.56 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6T10} / \mathbf{A_t = 4.71 \text{ cm}^2}$$

VI.1.7. Vérification des cadres des armatures minimales :

• **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone IIb).

$$\frac{A_t}{S_{t,b}} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_{t,b}} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 50 = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_{t,b}} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 50 = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

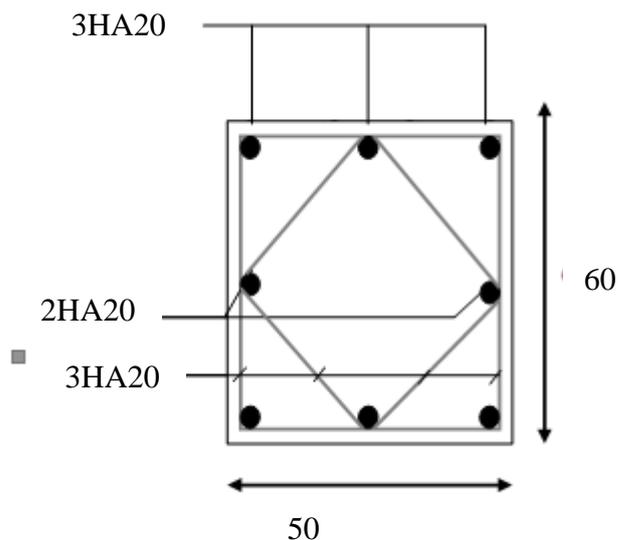
- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

ETAGE	SPOT (cm ²)	A RPA (Cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
RDC- 10	50x50	22.5	8HA20	25.13



FigV.1.Coupe A-A' de section de poteau

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone IIb.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT 2014 ,sous les combinaisons d'action suivantes :

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

Pour les poutres principales (30× 40) :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	35,33	46.35	25,59	33.57	111.89	100

V.2.3. Les poutres principales

V.2.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **EUL :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad h = 40 \text{ cm} , \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 , \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} =$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante .

6 % en zone de recouvrement .

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1,340325 \text{ cm}^2$$

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

V.2.3.2.Calcul des armatures

Combinaisons:1.35G+1.5Q

En travée

- **E.U.L_s:**

$$A_l = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _ℓ	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC- 10 etage	35330	0,0060	0,392	0,0075	0,998	2,74

- **E.U.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 10 etage	0,077643	35330	25590	1,38	0,440	Vérifier

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A _{travée} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A adopt (cm ²)
RDC- 10 etage	2,74	1,2	1,340325	6	6	5T14 =7,70cm ²

La combinaison : G+Q+Ex :

En travée :

Niveau	M (N.m)	μ	μ _ℓ	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC- 10 etage	111890	0,147	0,392	0.201	0,919	8.82 cm ²

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

Sur Appuis :

Nappe supérieure :

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{appuis} (cm ²)
RDC- 10 etage	100000	0,131	0,392	0,0176	0,993	8.39cm ²

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A _{appuis} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC- 10 etage	8.39	1,2	1,340325	6	8.39	6T14 =9.24cm ²

V.2.4..État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 40 / 440 = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00699 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_u^{\max} = 217.23 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{217230}{300 \times 370} = 1.95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u \max} = 1.95 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 217.23 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 37 = 33,3$$

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

$$V_u = 217.23 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 217.23 \leq 0.267 \times 33,3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666832.5 \text{ N} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 217.23 \text{ KN} \quad M_u = -49,8 \text{ KN}$$

$$A_s = 8.39 \text{ cm}^2 > 1.15 / 40000 \times (217230 - (49800 / 0.9 \times 0.37)) = 1,935 \text{ cm}^2 \text{ .(condition vérifier)}$$

V.2.5..Les Armatures transversales :

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 16, 300 / 10) = 11,42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_L^{\min}; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

V.2.6.La section de ferrailage transversal:

- **D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \dots\dots\dots A_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

- **D'après RP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

V.2.7. Les poutres secondaires (30*35) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.05 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

V.2.8. Calcul des armatures :

COMBINAISONS	1.35G+1.5Q KN		G+Q KN		G+Q+EX KN	
VALEURS	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
		13.04	34,69	9.51	25,21	105.75

Combinaisons 1.35G+1.5Q :

- **En travée. E.U.L :**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC- 10 etage	13040	0,0298	0,392	0,0381	0,985	1.2680cm ²

- **E.U.S :**

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 10 etage	0,0836028	13040	9510	1,37	0,4355	Vérifier

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 10 etage	1.26	1,05	1,16	5,25	5,25	6T12 =6,79cm ²

La combinaison : G+Q+Ex :

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{travé}$ (cm ²)
RDC- 10 etage	105750	0,186	0,392	0,2594	0,949	8.70

Sur Appuis :

Nappe supérieure :

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appui} (cm ²)
RDC- 10 etage	41740	0,0734	0,392	0.0962	0.962	3.83cm ²

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travé}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 10 etage	3.83	1,05	1,16	5,25	5.25	6T12 6.76=cm ²

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

V.2.9.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0100 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_u^{\max} = 223.66 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{223660}{300 \times 320} = 2,329 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 2,329 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 255,40 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8$$

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 223.66 \leq 0.267 \times 28.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 576720 \text{ N} \quad \text{(condition vérifier)}$$

Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 223,66 \text{ KN} \quad M_u = -21,5 \text{ KN}$$

$$A_s = 6,76 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{40000} \times \left(223660 - \left(\frac{21500}{0,9 \times 0,32} \right) \right) = 5,196 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

V.2.10. Les armatures transversales :

- **Le diamètre :** BAEL91 (art A.7.2,2)

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

V.2.11. La section de ferrailage transversal:

- **D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b \cdot \phi_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot \phi_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 30 \cdot 17,5}{400} \quad A_t = 0,525 \text{ cm}^2$$

- **D'après RP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 17,5 \cdot 30 = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	Position	N^{mbr} des barres	A_{adopt} (cm²)
P.P (30×40)	Travée	6HA14	9,24 cm²
	Appui	6HA14	9,24 cm²
P.S (30×35)	Travée	6HA12	6,79 cm²
	Appui	6HA12	6,79 cm²

Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

a) Pour Les poutre principales ;

✓ **En travée** : $M_{t(\text{ser})} = 2,55 \text{ T.m}$

✓ **En appuis** : $M_{a(\text{ser})} = 3.35 \text{ T.m}$

1. En travée :

$$D = 15 \frac{A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \times \frac{9.24}{0,3 \times 100} = 4.62 \text{ cm} \quad ; \quad E = 2 \times 4.62 \times 37 = 341.88 \text{ cm}$$

$$y_1 = [-4.62 + \sqrt{4.62^2 + 341.88}] = 14.43 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{14.43}{37} = 0,39$$

$$\beta_1 = 0,869 \quad ; \quad K_1 = 23.46$$

$$\sigma_s = 86.134 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 3,676 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 86.134 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$\sigma_b = 3,88394 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

2. En appuis :

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \times \frac{9.24}{0,3 \times 100} = 4.62 \text{ cm} \quad ; \quad E = 2 \times 4.62 \times 37 = 341.88 \text{ cm}$$

$$y_1 = [-4.62 + \sqrt{4.62^2 + 341.88}] = 14.43 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{14.43}{37} = 0,39$$

$$\beta_1 = 0,869 \quad ; \quad K_1 = 23.46$$

$$\sigma_s = 122.75 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 2.4067 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 122.75 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$\sigma_b = 2.4067 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

b) Pour Les poutres secondaires ;

✓ **En travée** : $M_{t(\text{ser})} = 2,05 \text{ T.m}$

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

✓ **En appuis :** $M_{a(ser)} = 2,67 \text{ T.m}$

1. En travée:

$$D = 3,38\text{cm} \quad ; \quad E = 216,32\text{cm}$$

$$y_1 = 11,713\text{cm} \quad ; \quad \alpha_1 = 0,365.$$

$$\beta_1 = 0,8780 \quad ; \quad K_1 = 25,98$$

$$\sigma_s = 46.88 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 1.958 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 46.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$\sigma_b = 1.958 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

2. En appuis:

$$D = 3,38\text{cm} \quad ; \quad E = 216,32\text{cm}$$

$$y_1 = 11,713\text{cm} \quad ; \quad \alpha_1 = 0,365.$$

$$\beta_1 = 0,8780 \quad ; \quad K_1 = 25,98$$

$$\sigma_s = 124.29 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 2.596 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 124.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$\sigma_b = 2.596 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

V.2.12. Présentation du ferrailage :

Figure V.2. : Ferrailage des poutres principales

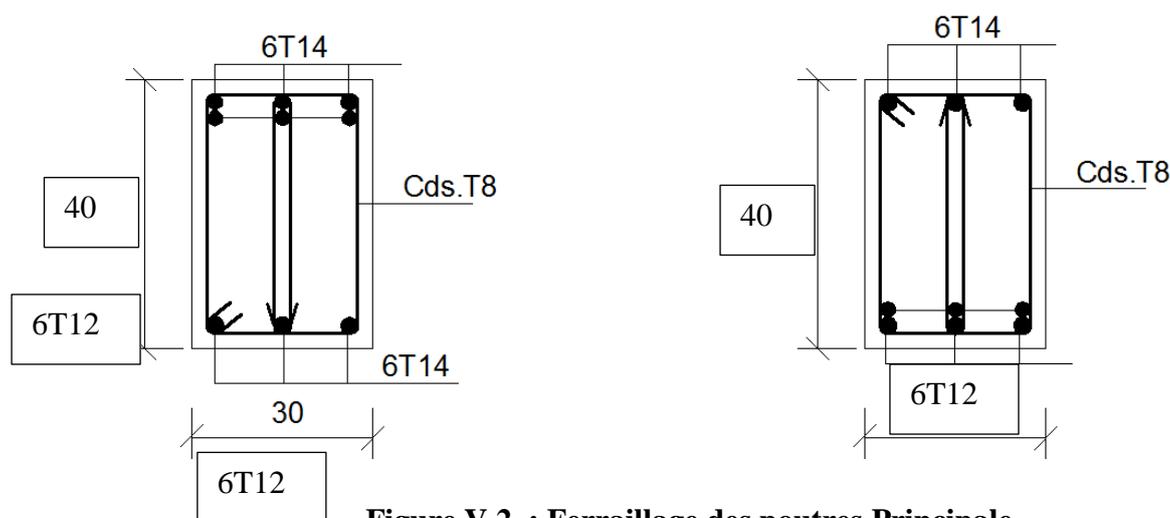


Figure V.2. : Ferrailage des poutres Principale.

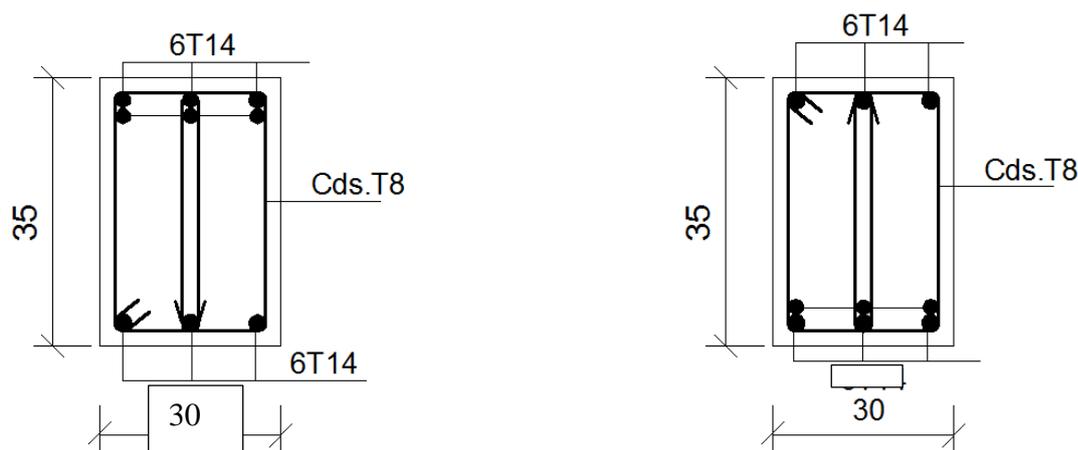


Figure V.3. : Ferrailage des poutres secondaire.

V. 3.FERRAILLAGE DES VOILES

V.3.1Introduction :

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.2.Types d'armatures

-Armatures verticales :

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.

-Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure VI.4). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

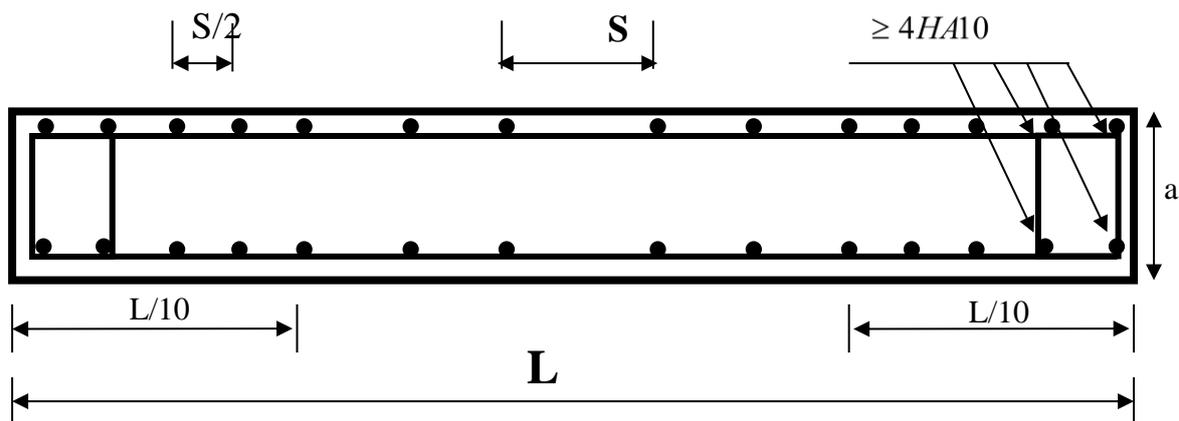


Fig.V.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles

-Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Regales communes:

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0,15%
 - en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) Valeurs Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- **40Φ** : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-Armatures transversales :

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V.3.3. Calcul de la section d'armature :

V.3.3.1. Ferrailage vertical:

➤ Type de section qu'on peut avoir

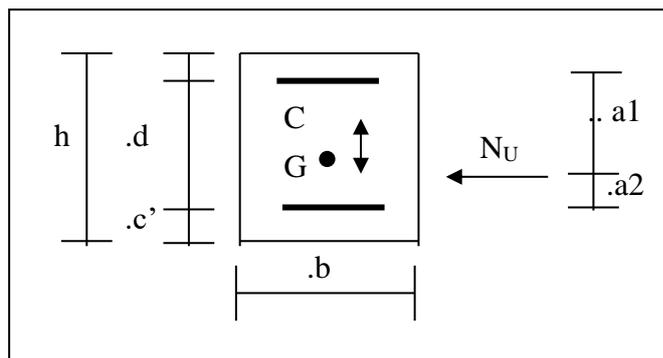
Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C)
- - **Calcul des sections suivant leurs natures :**

➤ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

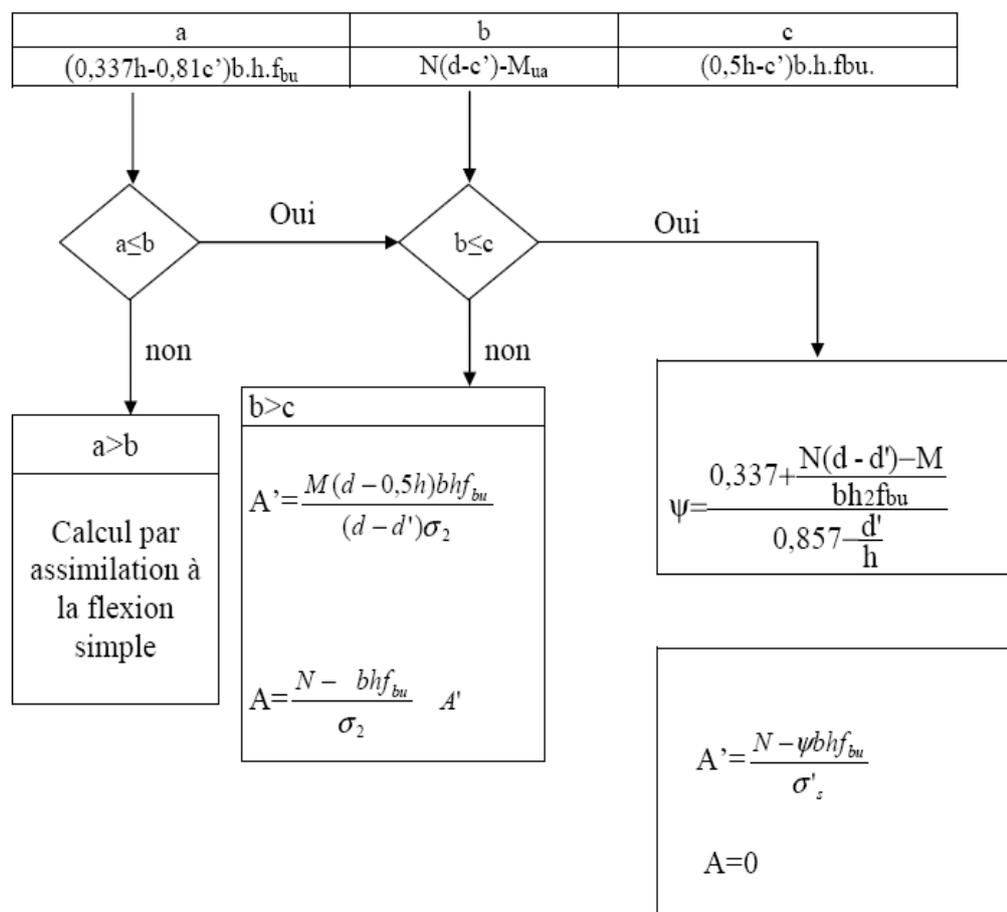
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :



FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

- Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :
- N : L'effort normal est un effort de compression.
 - C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,337h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$



section partiellement comprimée :

la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

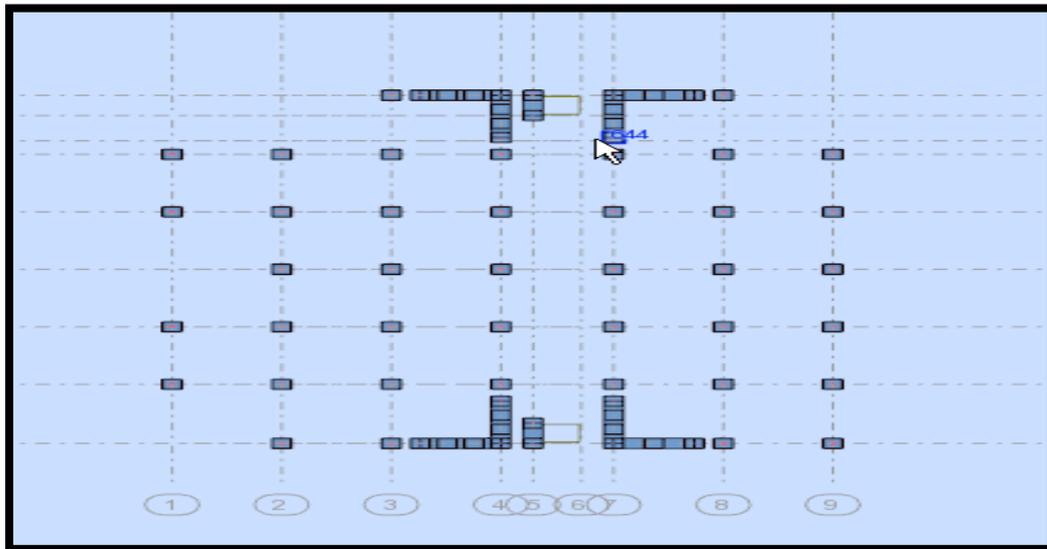
FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Exemple de calcul (RDC)

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :



Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (G+Q+Ex) .

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V(0,15×3,4×3,06)	498.97	121.12	799.42	6.60

$$M_{\max} = 799.42 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 121.12 \text{ KN}$$

$$h = 2,9\text{m} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$$

$$d = h - c = 2,88\text{m} \quad ; \quad a = 0,15\text{m}$$

V.3.3.2. Armatures verticales:

$$a = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$a = (0.337 \times 2,9 - 0.81 \times 0,02) \cdot 2,9 \times 0,15 \times 18,5$$

$$a = 7.7344 \text{ MN.m} = 7734.4 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 799.42 + 121.12(2,88 - 1,45) = 972.62 \text{ KN.m}$$

$$b = 121.12 (2,88 - 0,02) - 972.62 = -626.21 \text{ KN.m}$$

$a > b \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

a) Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{H} = \frac{20 \times 0,15}{3,06} = 0,98$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{2,9} = 0,738$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,738 < 15 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

b) Calcul de ferrailage :

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 121.12 \left(6.60 + 2,88 - 1,45 \right) = 972.59 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

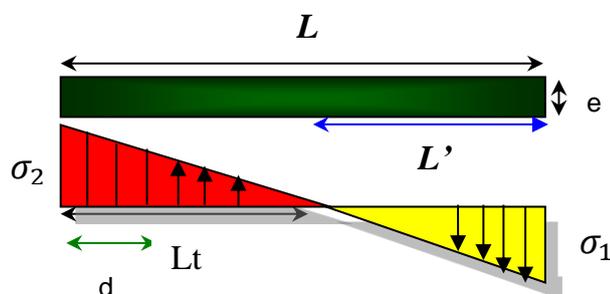
M ₁ (KN.m)	μ	μ _t	α	β	A _f (cm ²)
972.59	0,042	0,392	0,0536	0,979	8.62

- flexion composée :

N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
121120	5.592	0

c) L'armature verticale minimale :

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{121,12 \times 10^3}{150 \times 2900} + \frac{6 \times 799,42 \times 10^6}{150 \times (2900)^2} = 4,077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{121,12 \times 10^3}{150 \times 2900} - \frac{6 \times 799,42 \times 10^6}{150 \times (2900)^2} = -3,52 \text{ MPa}$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2,9 \times \frac{3,52}{4,077 + 3,52} = 1,344 \text{ m}$$

$\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$;

$$L' = L - l_t = 2,9 - 1,344 = 1,55 \text{ m}$$

Alors $A_{\min}^1 = 0,002 \times L_t \times a = 4,65 \text{ cm}^2$

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)
RDC V(0,15×3,4×3,06)	5,59	4,65

d) Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 290 = 6,525 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **Dans la zone tendue :** $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 6,525 \text{ cm}^2$

- **En zone courante**

$$h' = h - 2l_t = 2,9 - 2 \times 1,55 = 0,2 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 15 \times (20) = 0,3 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } A_c = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	A _{tendue} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{tot} (cm ²)	A _{min} ^g (cm ²)	condition	A _{adopt}
RDC V(0,15×3,4×3,06)	6,525	2,26	15,61	6,525	Verifier	15,71=20HA10

-Choix d'armature :

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

- Dans la zone tendue :

$$A = 15,71 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 20\text{HA}10$$

- En zone courante :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 8\text{HA}6$$

e) L'espaceur :

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S=20\text{cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport RPA99.

f) Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0,4989}{0,15 \times 0,9 \times 2,88} = 1,796 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.3.4. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.5cm^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 6 = 2,26cm^2 / ml$

V.3.5. Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{121.12 \times 10^3}{150 \times 2900} + \frac{6 \times 799.42 \times 10^6}{150 \times (2900)^2} = 4,078MPa < 18.5 Mpa$$

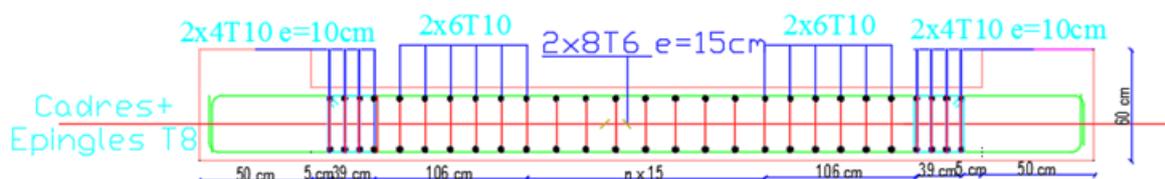


Fig.V.5.Schéma de ferrailage des voiles.

VI.1.Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

3 .Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol a donnée la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
 - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - ☞ Jouer le rôle d'Appuis.
 - ☞ Assurer la liaison.
 - ☞ Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VI.2 : Etude des fondations :

2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé. $\sigma_{sol} = 2.0$ bars.

2.2 / Choix du type de fondation :

- ☞ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**
 - ✓ Le poids de la structure.
 - ✓ La capacité portante du sol.
 - ✓ L'économie dans la réalisation.

- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de l'ouvrage.

☞ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

⇒ (Le radier général)

2.3/Radiers

2.3.1. Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement

Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

2.3.3 Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

3.3.4. Justification :

Si $\frac{S_{semelle}^{total}}{s_{total}} \geq 50\%$ (**Radier général**)

$$P_{ser}(\max) = G+Q = 1013.34 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

N=Nombre de poteaux au niveau de étage = 30.

-Surface de semelle ($S_{semelle}$):

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}(\max)}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1013.34 \times 10^{-3}}{0.2} = 5.57 \text{m}^2$$

$$S_{semelle} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 5.57 \Rightarrow A = 2.01 \text{m}$$

$$S_{semelle}^{total} = N \times S = 30 \times 5.57 = 299.28 \text{m}^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$s^{total} = L_x \times L_y = 20.5 \times 20.6 = 422.3 \text{ m}^2$$

$$\frac{299.28}{422.3} \times 100\% = 56.86\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max} = 3.50m$.
- L_e : Longueur élastique.
- E : Pour un chargement de long durée ; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- I : Inertie de la section de radier. ($b=1m$)
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40MN/m^3$
- b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad K=4000t/m^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 3.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.420m$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 70 \text{ cm}$ pour les nervure.

$h_r = 60\text{cm}$ pour le radier.

$b = 50 \text{ cm}$

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.035}{4000 \times 1}} = 3.10 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 2.89... (cv)$$

3.3.3 /Calcul de la surface minimale du radier :

Détermination des efforts

$$\text{ELU: } N_u = 54666.6 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 39877.77 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{54666.6}{1,33 \times 250} = 164.410 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{39877.7}{1,33 \times 250} = 119.93 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 422.3 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 164.410 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (20.60 m).

L_y : largeur en plan (20.50 m).

Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0.60 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (30\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 422.3 + 0.4 \times 2 \times (20.5 + 20.6) = 455.18 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (455.18 \times 0.7 \times 25) = 7965.65 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 54666.6 + 1.35 (7965.65) = 65420.22 \text{ KN}$$

$$N_s = 39877.77 + 7965.65 = 47843.42 \text{ KN}$$

VI.4. Vérifications de radier :

4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_r = 54 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{65420.22 \times 1}{455.18} \cdot \frac{3.5}{2} = 251.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{251.51 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.55 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.2/Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

Vérification pour les Voiles : Le voile et le plus sollicitée et avec $e=15\text{cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 3.0 + (2 \times 0.60)) = 8.70\text{m}$$

$$N_u = 28.60 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 3915\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

Vérification pour les Poteau : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.5 + (2 \times 0.60)) = 4.40 \text{ m}$$

$$N_u = 1393.10\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 19800\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3/Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 455.18 = 8193.24\text{KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = $NG + G_{radier}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h=1.8 \text{ m}$)

$$G_T = 36139 + 7965.65 = 4410465 \text{ KN} > 8193.24 \text{ KN}$$

3613.9 \Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.4/Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$:

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N_{\text{total}} = 45338.52\text{KN}$$

$$M_x = 2341.43 \text{ KN}$$

$$M_y = 2623.33 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	45338.52	45338.52
M(KN.m)	2341.43	2623.33
e(m)	0.051	0.057
L/4(m)	5.12	5.15
condition	vérifier	vérifier

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 19304.84 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 14789.29 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

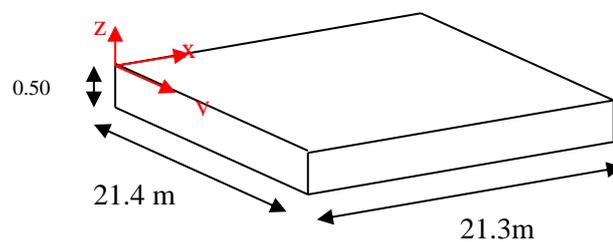


Fig.VII.01.schéma de radier.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x_g	10.65	10.25	0.4	0
y_g	10.70	10.30	0	0.4

4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 10.65 \text{ m}, \quad Y_g = 10.70 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	19304.84	54666,97	2341.43	455.18
Y-Y	14789.29	54666,97	2623.33	455.18

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	174.22	171.67	173.58	226.10	C.V
Y-Y	174.34	173.15	174.04	226.10	C.V

VI.5. Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 54666.97 / 455.18$	$q_{ser} = 39877.77 / 455.18$
$q_u = 120.09 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 87.60 \text{ KN/m}^2$

• **Ferraillage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (3.50×3.50) m².

⇒ Panneau de rive.

■ l'ELU : $v = 0$; $q_u = 120.09 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 3.5/3.5 = 1 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0368 \times 120.09 \times 3.5^2 = 54.14 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 54.14 = 54.14 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 54.14 = 46.01 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 54.14 = 46.01 \text{ KN.m /ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 54.14 = 16.24 \text{ KN.m/ml.}$$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

Etude de l'infrastructure

$$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	16240	54140	16140	54140
μ	0.006	0.0211	0.006	0.0211
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0,00	0	0,00	0
α	1.23	0.0527	1.23	0.0527
β	0.506	0.978	0.506	0.978
σ_s	348	348	348	348
A_s (cm²/ml)	2.17	3.74	2.17	3.74
A_{s min} (cm²/ml)	5.13	5.13	5	5
Choix des barres/ml	5HA12	5HA14	5HA12	5HA14
A_{Scorres} (cm²/ml)	5.65	7.70	5.65	7.70
Espacement (cm)	20	20	20	20

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

■ **P'ELS** : $v = 0.2$; $q_s = 87.60 \text{ KN/m}$

$\alpha = 3.5/3.5 = 1 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0442$$

$$\mu_y = 1$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 47.431 \text{ k N.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 47.431 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 40.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 40.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow = 12.0994 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures :**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	12099	40310	12099	40310
μ	0.0047	0.0318	0.00605	0.0201
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	15	15	15	15
α	0.011	0.040	0.0075	0.0252
β	0.995	0.984	0.997	0.990
$\sigma_{st}(\text{MPa})$	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	0.822	2.76	0.92	3.12
Asmin(cm²/ml)	5.28	5.28	5	5
choix des barres/ml	6HA12	6HA16	6HA12	6HA16
Ascorr(cm²/ml)	6.79	12.06	6.79	12.06
Espacement cm	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{120.14 \times 3.5 \times 3.5}{2(3.5) + 3.5} = 140.16 KN$$

$$\tau_u = \frac{140.16 \times 10^3}{1000 \times 425} = 0.329 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = \min (2.5; 4MPa)$$

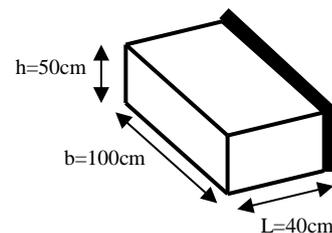
$$\tau_u = 0.329 < [\tau_u] = 2.5 MPa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.50m
 b = 1m
 d = 0.9 h = 0.45m



Présentation schématique :

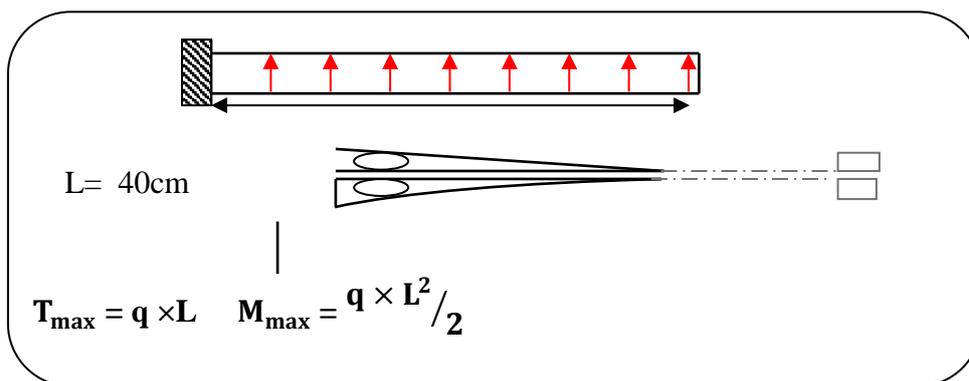


Fig.VII.01.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ **L'ELU :**

$$M_{max} = q_u \times L^2 / 2 = 120.14 \times (0.4)^2 / 2 = 9.61 KN.m$$

■ **L'E LS : (fissuration préjudiciable) :**

$$M_{max} = q_{ser} \times L^2 / 2 = 87.60 \times (0.4)^2 / 2 = 7.008KN.m$$

Etude de l'infrastructure

	M_{\max}	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	9.61	0.159	0.2193	0.912	0.71	5.43	5.65	5HA12
ELS	7.008	0.003	0.005	0.998	0.47	5.43	5.65	5HA12

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h = 0.45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 120.14 \times 0.4 = 48.056 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{48.056 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.10 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a-Calcul les charges revenant à la nervur

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{49315.08}{322.96} = 152.70 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{36016.42}{322.96} = 111.52 \text{ KN/m}^2$$

Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm}$$

Etude de l'infrastructure

$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a-Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{54666.6}{455.18} = 120.09 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{39877.77}{455.18} = 87.60 \text{ KN/m}^2$$

ferraillage de nervure a la ELU:

Sens		M _u [KN.m]	μ _b	α	β	A _{cal}	A _{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	273.80	0.0972	0.128	0.9488	13.16	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	136.80	0.0485	0.062	0.9751	6.40	17.5	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	261.70	0.0929	0.122	0.9512	12.55	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	130.85	0.0464	0.059	0.9762	6.11	17.5	20.61	4HA16+4HA20

ferraillage de nervure a la ELS:

Sen s		M _u [KN.m]	μ _b	α	β	A _{cal}	A _{min}	A adoptée	Section adoptée
X- X	Appui s	20255 0	0.068 0	0.08 8	0.964 7	16.5 3	17. 5	20.6 1	4HA16+4HA2 0
	Travée	10128 0	0.034 0	0.04 3	0.982 7	8.11	17. 5	20.6 1	4HA16+4HA2 0
Y- Y	Appui s	14803 0	0.049 7	0.06 4	0.974 5	11.9 6	17. 5	20.6 1	4HA16+4HA2 0
	Travée	92020 9	0.030 9	0.03 9	0.984 3	7.36	17. 5	20.6 1	4HA16+4HA2 0

- Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	360.79	1.67	C.V
Y-Y	352.86	1.63	C.V

Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 50 \times 63 \times \frac{2,1}{400} = 3,8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 50 \times 70 = 3,5 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times 50 \times 70 = 17,5 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15$ cm En zone nodale

$S_t = 20$ cm En zone courante

Schémas ferrailage de radier :

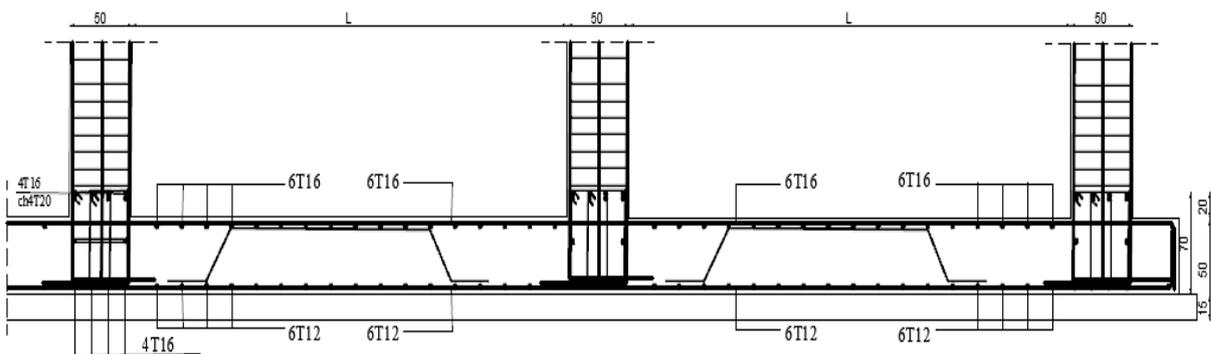


Fig.VI.02.ferrailage globale de radier.

Nervure sur appui :

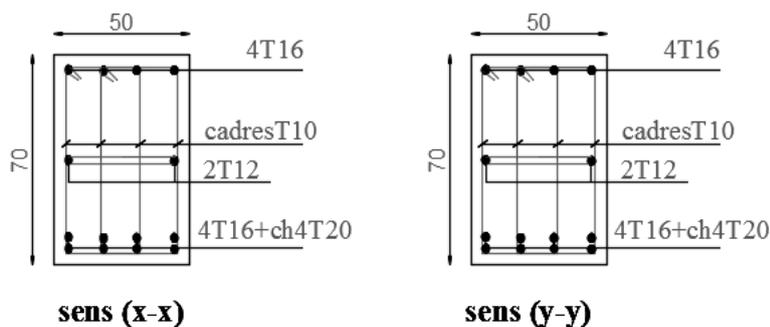


Fig.VII.03.ferrailage sur appui de nervure.

Nervure en travée :

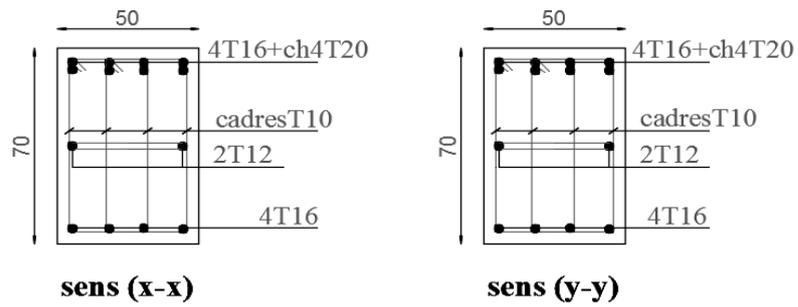


Fig.VII.04.ferraillage en travée de nervure.

Conclusion général

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et connaissances acquises durant les deux années passé et on plus les logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après la partie de modalisation à l'aide du logiciel ROBOT2018, on a peu faire analyse de la structure et proposés des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone sismique. ,et d'une stabilité et de sécurité de l'ouvrage et on ne oublier pas la partie économique .

Notons qu'à la fin de ce projet pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.

Bibliographié

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Livre et cours :

- Calcul des ouvrages en béton armé, M.BELAZOUGUI, 1972.
- Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- Cour technique de construction (Master 1, Master 2 CTC) ... Université de Biskra.
- Mémoires master 2 (CTC) promotions passéesLes universités algériennes.

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2018. (Analyse des structures).
- AUTO CAD 2014. (Dessin).
- Word 2013. (Traitement du texte).
- Excel 2013

RESUME :

Etude d'un bâtiment à usage habitation

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de Blida « Hammam Mélomane ». Cette région est classée en zone fort sismicité II b 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 :

La description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux , ensuite le pré dimensionnement de la structure , la descente des charges .et calcul des éléments principaux(poteaux , poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons ,escaliers, acrotère, planchers)

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

الملخص:

دراسة بناية سكنية طابق ارضي +9 طوابق

بصدد إعداد مذكرة التخرج , قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال المتعدد, مكونة من 9 طوابق + طابق ارضي و التي سنتنشا في ولاية بليدة المصنفة ضمن المناطق القوية زلزاليا تبعاً للنظام الجزائري RPA99.V2003 و BAEL91 المذكرة تتكون من:

وصف عام للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة , بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية , كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة , روافد, جدران خرسانية مستخدمة في صد الزلازل و الرياح) و ثانوية من (أعصاب السقف المجوف, البلكونات, السلالم, وجدار السقف العلوي acrotère, الأسقف).

في الأخير نستعمل برنامج ريبوت للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الاجتهادات المختلفة للبناية . و سنتنهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

Bibliographié

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Livre et cours :

- Calcul des ouvrages en béton armé, M.BELAZOUGUI, 1972.
- Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- Cour technique de construction (Master 1, Master 2 CTC) ... Université de Biskra.
- Mémoires master 2 (CTC) promotions passéesLes universités algériennes.

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures).
- AUTO CAD 2019. (Dessin).
- Word 2016. (Traitement du texte).
- Excel 2007.