République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE DR YAHIA FARES MEDEA



Faculté des Sciences et de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : CONSTRUCTION ET MATERIAUX

THÈME:

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE «PORTIQUES VOILES »

Encadré par :

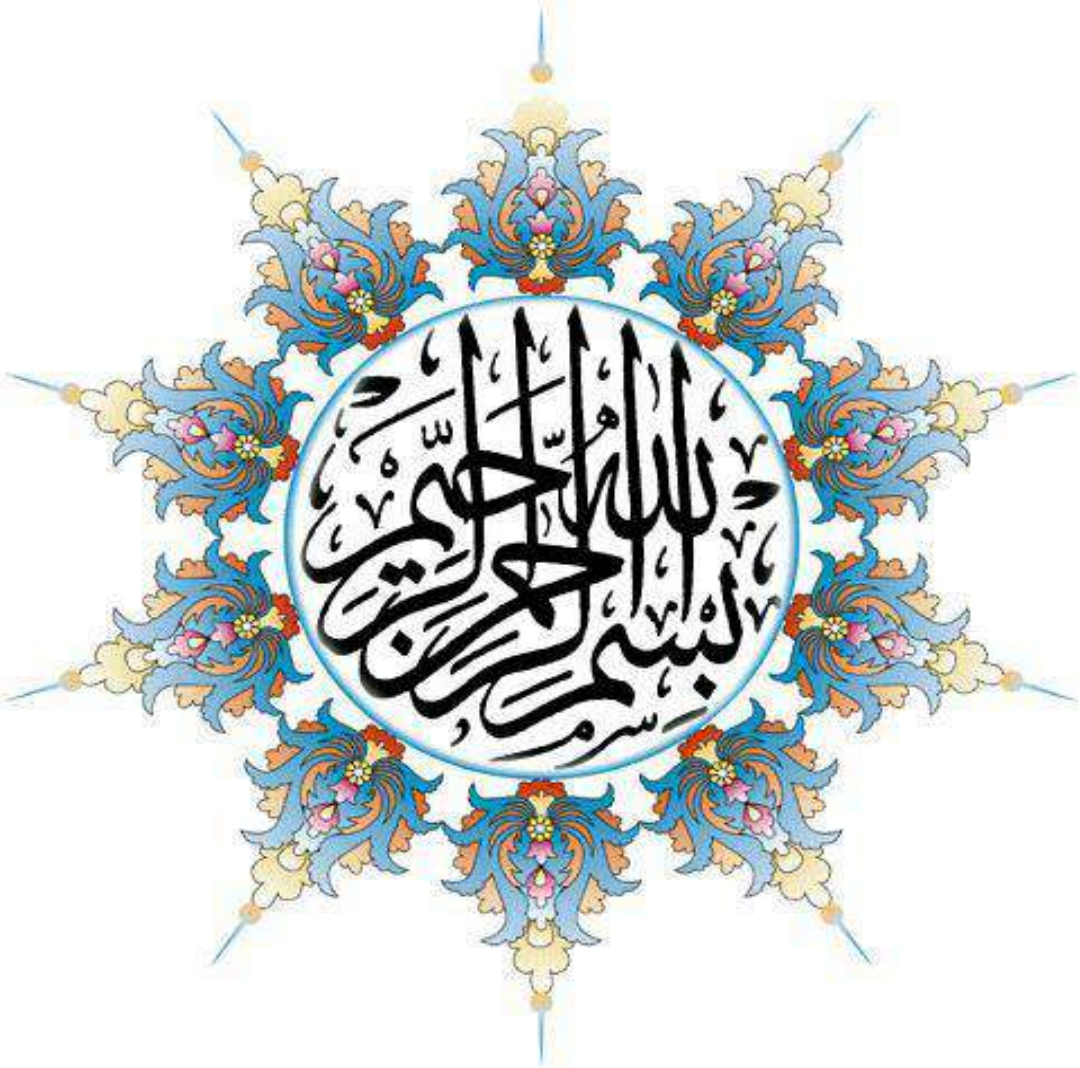
M[r]. SKENDER Zakaria

M[r]. ABDELLAH ELHADJ ABK

Réalisée par :

HADEG AMIRA

Année 2017


بسم الله الرحمن الرحیم

Sommaire

Sommaire

Introduction Générale……1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

I.1) Introduction ……2

I.2) Caractéristiques géométrique ……...2

I.3) Eléments constituants l'ouvrage ……..3

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux ……4

Chapitre II : Pré dimensionnement.

II.1) Pré dimensionnement des éléments secondaires……11

II.1.1) Les escaliers 11

II.1.2) Les planchers ……...12

II.2) Descente des charges……...14

II.3) Pré dimensionnement des éléments principaux……...18

II.3.1) Les poutres……..18

II.3.2) Les poteaux……19

II.3.3) Les voiles…….....28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1) L'acrotère ……..31

III.2) Les escaliers ……36

III.3) la poutre palière ……39

III.4) Les balcons ……42

III.5) Les planchers en corps creux……50

Chapitre IV : Etude dynamique et sismiques.

IV.1) Introduction .....….....61

IV.2) Caractéristiques géométriques de la structure……....61

IV.3) Choix la méthode de calcul 66

IV.5) Résultats de l'analyse dynamique.....69

IV.5) Conclusion.....81

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.

V.1) Introduction 83

V.2) Ferraillage des poteaux 83

V.3) Ferraillage des poutres.....91

V.4) Ferraillage des voiles.....100

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction.....115

VI.2) Choix du type de fondation.....115

VI.3) Radier général.....117

VI.4) Ferraillage du radier.....123

VI.5) Etude du voile périphérique.....129

Conclusion générale 130

Résumé

Résumé

Les tremblements de terres ont toujours fait partie des phénomènes naturels qui continuent toujours à fasciner l'humanité, il sont a l'origine de perte de milliers de vies humaine et de la destruction des villes entiers

Ces pertes sont la conséquence directe ou indirecte des dommages qu'ils infligent aux constructions et à leur structure.

Pour cela la meilleur prévision et de bien concevoir les constructions dans leur environnement d'une part,et respecter leur caractéristiques d'autre part.

Notre objectif dans ce mémoire c'est l'étude d'un bâtiment R+5 contreventement mixte à usage d'habitation.

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à exprimer nos vives gratitudes et notre profonde reconnaissance à notre promoteur ***Mr SKENDER Zakaria*** *pour son aide, ses conseils et sa disponibilité permanente, nous faisant partager ainsi ses connaissances et son expérience dans le domaine du bâtiment.*

Nos plus vifs remerciements vont à tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation, ainsi que les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté leur aide et leur soutient, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus sincères.

DÉDICACES

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore et ma très cher ma grand mère.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père.

A la mémoire de très cher partenaire qui m'inciter et encourager à étudier avec gentillesse et tendresse, que Dieu ait son âme.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes frères et mes sœurs

A toutes les familles HADEG et ZIANI
je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient en premier lieu pour leurs conseils.

A tout ce qui m'ont aidé et m'encouragés de prés ou loin dans l'élaboration de ce modeste travaille sans oublier Zakaria et Khadidja.

A tous mes collègues de la 1ere et 2eme année Master Génie civil.

AMIRA

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
v: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction Générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considérer parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou un autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et les détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur propres à chaque pays.

CHAPITRE I

I. Présentation de l'ouvrage.

I.1 Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation, de (R+5). Il sera implanté à MEDEA, localité classée comme zone IIa de moyen sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003).

I.2 Caractéristiques géométrique

Longueur totale :…… 22,30 m

Largeur totale :…… 11,35m

Hauteur d'étage :……..3.06m

Hauteur totale avec l'acrotère :…...18,96m

Hauteur de l'acrotère :…….0.6m

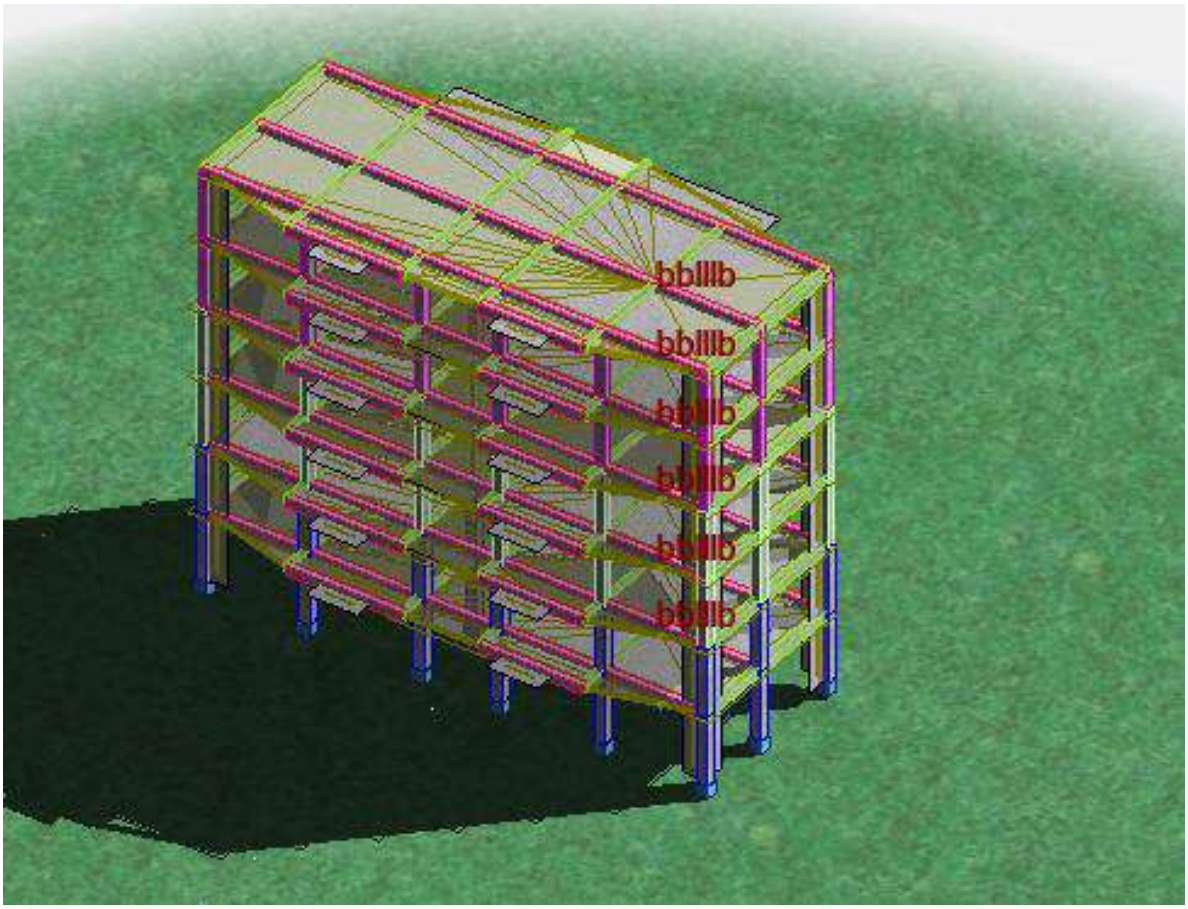


Figure I-1 : Vue en 3D.

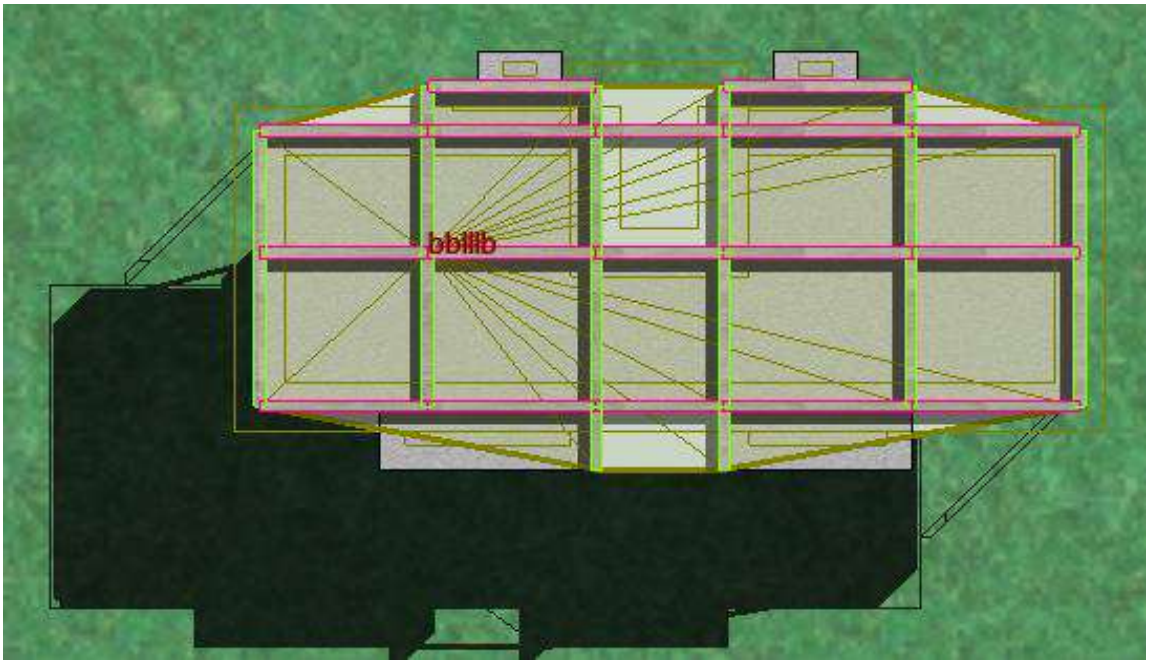


Figure I-2 : Vue en plan.

I.2.1. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens. En effet d'après (*RPA 99 version 2003.article 3.4*) les constructions dent la hauteur dépasse 11 mètres ou trois niveaux dois contreventer par des voiles.

I.2.2. Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le *« groupe 2 »*, car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas *48 m*.

I .3 Eléments constituants l'ouvrage

L'ossature de notre ouvrage est constituée par des portiques contreventés par des voiles.

- **Escaliers**

L'ouvrage comporte un escalier droit à deux volées.

- **Les planchers**

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté :

✓ Planchers en corps creux :

- Plancher courant : c'est un plancher à corps creux (16+4) et la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- Plancher terrasses : il protège la construction contre l'infiltration des eaux pluviales et des rayons solaires grâce aux couches d'isolation.

✓ Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

- **Maçonnerie**

✓ Murs extérieurs :

Ils sont en double parois de briques creuses d'épaisseur (10 +10) cm séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur

✓ Murs intérieurs :

Ils sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (***BAEL91)*** et tous les règlements applicables en Algérie **(*RPA 99 version 2003*** et ***CBA93)***.

I.4.1. Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de $1m^3$ de béton est:

- *350 Kg* de ciment C*EM II42.5*
- *400 l* de sable $D_g \leq 5\ mm$
- *800 l* de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25\ mm$
- *175 l* d'eau de gâchage.

b. Résistance du béton

b.1. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur. d'après l'article de BAEL 91 A.2.1.11

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \quad pour \quad f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28} \quad pour \quad f_{c28} > 40\ Mpa$$

$$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \succ 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25\ MPa$

b.2. Résistance du béton à la traction

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté *« a »* et de longueur *« 4a »* reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par *« f_{tj} »*, elle est définie par la relation donnée d'après l'article A.2.1.12 du BAEL 91 :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$f_{c28} = 25\ MPa$, on trouve $f_{tj} = 2{,}1\ MPa$

c. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de *« Young* ou *module de déformation longitudinale »*, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « Eij »

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de courte durée (inférieure à 24 heures) ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel .

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\ MPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «Evj»

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable.

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0{,}0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré)
-

e. Poids volumique

On adopte la valeur ρ = *25 kN/m³*

f. Les contraintes limite de calcul

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. cette résistance est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b *=1,5* cas des situations durables ……. f_{bu} *= 14,17 MPa*
γ_b *=1,15* cas des situations accidentelles…….. f_{bu} *= 18,48 MPa*

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de courte durée (inférieure à 24 heures) ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel .

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\ MPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «Evj»

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable.

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0{,}0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré)
-

e. Poids volumique

On adopte la valeur ρ = *25 kN/m³*

f. Les contraintes limite de calcul

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. cette résistance est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b *=1,5* cas des situations durables ……. f_{bu} *= 14,17 MPa*
γ_b *=1,15* cas des situations accidentelles…….. f_{bu} *= 18,48 MPa*

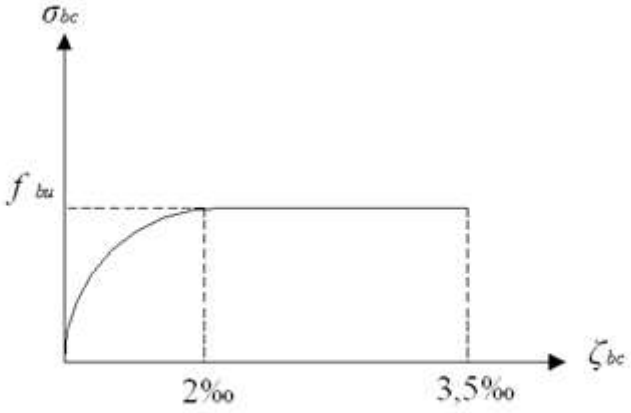


Figure.I.3: Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$

$f_{c28} = 25\ MPa$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 MPa$

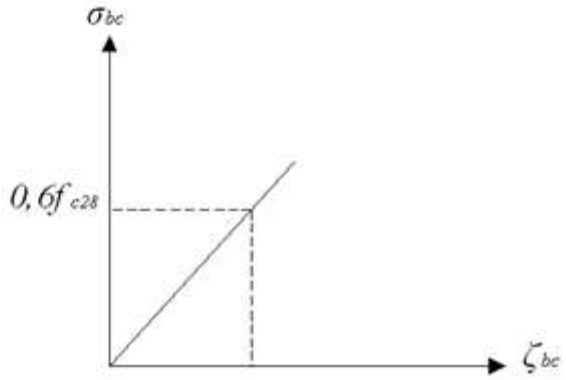


Figure.I.4: Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

I. 4.1.2 Contrainte limite de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\boldsymbol{\tau_{lim}}$ où :

τ_{lim}= min (0,2 $\frac{fcj}{\gamma_b}$, 5 MPa) fissuration non ou peu préjudiciable

τ_{lim}= min (0,15 $\frac{fcj}{\gamma_b}$, 4 MPa) fissuration préjudiciable

I.4.2 Les aciers

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue :

- Les Acier doux (ronds, ordinaires,…)
- Les Acier à hautes adhérences.

Dans notre cas, nous avons des armatures à hautes adhérences pour le ferraillage longitudinal FeE400, type1 avec une valeur de limite d'élasticité garantie de 400 MPa.

Le diagramme réel contrainte-déformation a l'allure suivante pour la traction, (le diagramme est symétrique pour la compression).

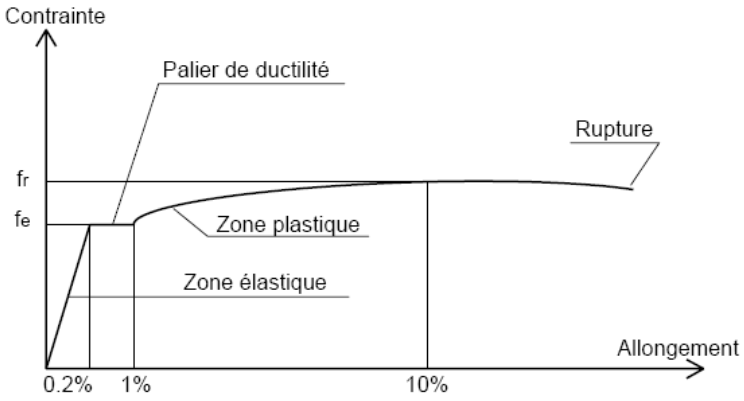


Figure I-5 : Essai de traction sur un acier naturel

I.4.2.1 Etat limite ultime

Pour le calcul, nous utilisons le diagramme contrainte-déformation suivant :

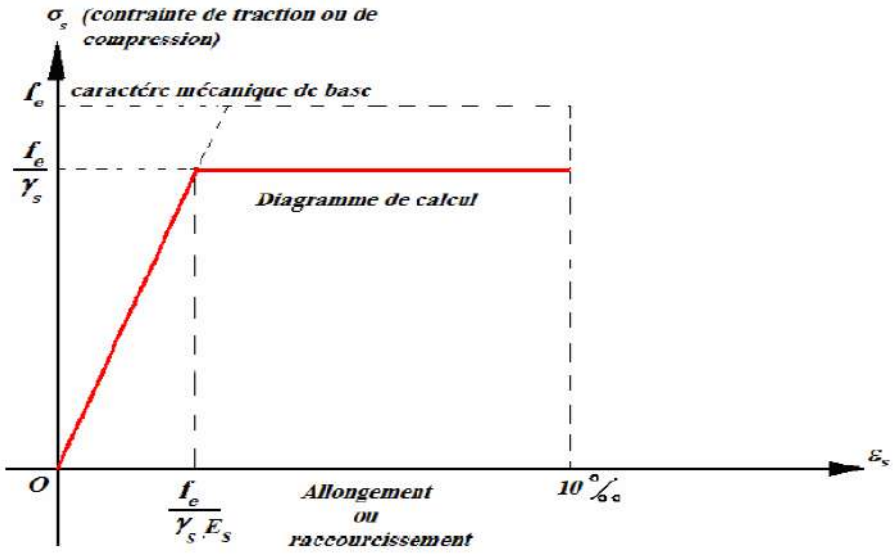


Figure I-6 : Loi contraintes- déformations des aciers –ELU –

γ_s: coefficient de sécurité.

γ_s =1 en situations accidentelles.

γ_s =1,15 cas général.

f_s =348 MPa.

I.4.2.2 Etat limite de service

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

- fissuration peu nuisible : Pas de limitation.

- fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_S = \min\left\{2/3 f_e ;\ \max(0{,}5\ f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}})\right\}$.

-fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_S = \min\left\{1/2 f_e ;\ \max(0{,}4\ f_e ; 88\sqrt{\eta . f_{tj}})\right\}$.

η_: coefficient de fissuration.

η =1 pour les ronds lisses.

η =1,6 pour les armatures à haute adhérence.

CHAPITRE II

II. Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait selon les règlements en vigueur, notamment le "RPA99 – version 2003" et le "BAEL 91 modifié 99", en vérifiant les conditions de résistance et de flèche.

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.1.1. Les escaliers

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

- Contremarche " h " : la hauteur de marche.
- Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre 13 cm≤h ≤ 18 cm.
- Marche (giron) "g" : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.

Largeur de marche :

Pour les dimensions des marches (G) et des contre marches on utilise le plus souvent la Formule de **Blondel** : $0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$ (en m).

On pratique on prend : $g + 2h = 0,64$ m .

II.1.1.1.Pré dimensionnement de la paillasse et de palier

Connaissant H et L

- Choix de la hauteur de la marche: h = 17 cm.
- Détermination du nombre des marches

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ marches.

✓ **Détermination de giron :**

$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30$ cm.

$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153-17}{240} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53°$

$\sin\alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\sin\alpha} = 275,83$ cm.

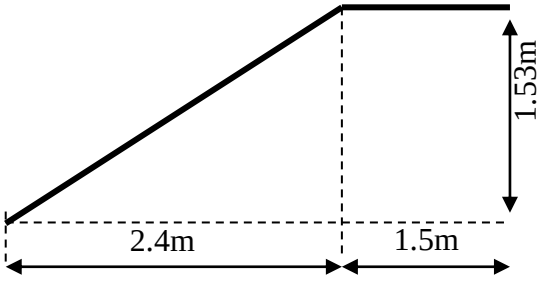


Figure .II.1

✓ **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

Condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 9{,}19 \leq e_p \leq 13{,}79 \text{ cm}$$

Donc: $\mathbf{e_p = 15\ cm}$.

II.1.2.Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.1.2.1.Plancher à corps creux

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé coulées sur place ou préfabriquées et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur total du plancher doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93.

$\mathbf{h_t \geq \frac{L_X}{22{,}5}}$, dans notre cas L_x = 417 cm $\rightarrow \mathbf{h_t = 20\ cm.}$

On prend: ht = 20 cm = (16 + 4) cm.

✓ **Les nervures :**

La section transversale des nervures est assimilée à une section en té (T) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à **:** $b = b_0 + 2b_1$ **;**

Avec : $b_1 = \min\left\{\frac{L_0}{2}\ ,\ \frac{L}{10}\right\} \Rightarrow$ **b_1 = min {27.5, 41.7} Soit** $b = 65$ cm **,d = 0.9h_t**

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	12cm
Hauteur utile de la section (d)	18.cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	53cm

Tableau. II.1

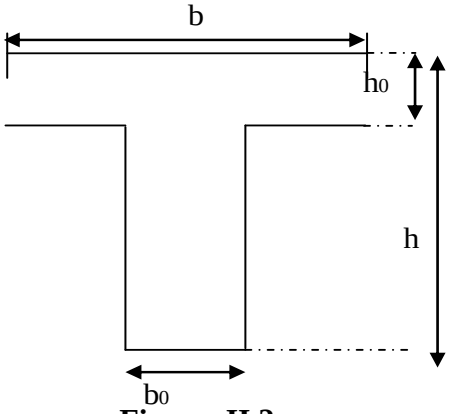


Figure .II.2

II.1.2.2. Dalle pleine (Balcon)

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle.

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- condition d'isolation acoustique : e ≥ 15 cm
- condition de sécurité incendie :

  e ≥ 7 cm pour une heure de coupe feu

  e ≥ 11 cm pour deux heures de coupe feu

  e ≥ 17.5 cm pour quatre heures de coupe feu
- condition de résistance à la flexion

  Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$

  Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \le e \le \frac{L}{40}$

  Avec $L = \min(Lx_{max}, Ly_{max})$; $L = \min(4{,}9;1{,}53) \Rightarrow L = 1{,}53m$

  $\frac{153}{35} \le e \le \frac{153}{30}; \Rightarrow 4{,}37 \le e \le 5{,}10$
- condition de flèche :

Nous devons vérifier la condition suivante :

$f_{max} \le \frac{L_{max}}{500}$ si la portée $L \le 5m$

$f_{max} \le 0.5 + \frac{L_{max}}{1000}$ si la portée $L \succ 5m$

Le calcul RDM nous donne : $f_{max} = 5q\,L_x^4/384\,EI$

$5 \times q \times L_x^4/384EI \le L_x/500$; avec : $I = b \times e^3/12$

D'où : $e \ge \sqrt[3]{(3.10^4.q.L_x^{\,3})/(384.E.b)}$

Pour le calcul de l'épaisseur on considère une bande de dalle de largeur b=1m.

G = 5,6 KN/m² ——————► charge permanente.

Q = 1,5 KN/m² ——————► surcharge d'exploitation.

Ceci donne q = (5,6+1,5) ×1.00 =7,1 KN /ml

E =32164,2Mpa = 321642 Kg/cm²

D'ou :

$e \geq ((3.10^4 \times 710.10^{-2} \times 490^3)/(384 \times 321642 \times 100))^{1/3} = 12{,}65$ cm

On prend : e =15 cm.

Finalement l'épaisseur à retenir doit être : e = max (11; 15 ; 5; 15)

Donc : e = 15 cm.

II.2.Descente des charges

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

Elles seront déterminées suivant le règlement D.T.R.B.C 2.2

II.2.1. Les charges permanentes

a. Plancher terrasse

a.1.En corps creux

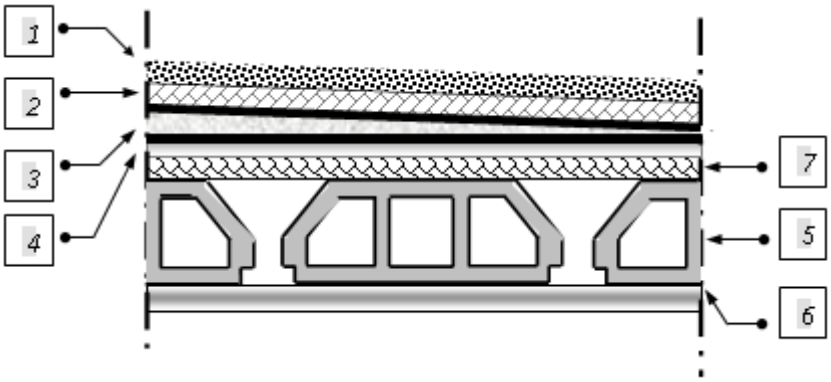


Figure .II.3

Eléments constituants	Epaisseur (e) (m)	*Masse surfacique (KN/m²)*
1- Protection gravillon. 2- Etanchéité multicouches. 3- Forme de pente en béton. 4- Par vapeur. 5- Plancher en corps creux. 6- Enduit en plâtre. 7- Isolation thermique.	0.05 0.02 0.1 0.01 (16+4) cm 0.02 0.04	*0.85* *0.12* *2,20* *0.01* *2.85* *0.20* *0.16*
		Gpt = 6.39

Tableau. II.2

a.2.Dalle pleine (Balcon)

Eléments constituants	Epaisseur (e) (m)	*Masse surfacique (KN/m^2)*
1- Protection gravillon. 2- Etanchéité multicouches. 3- Forme de pente en béton . 4- Par vapeur. 5- Dalle pleine. 6- Enduit en plâtre. 7- Isolation thermique.	0.05 0.02 0.10 0.01 (16) cm 0.02 0.04	*0.85* *0.12* *2.20* *0.01* *4* *0.20* *0.16*
		Gpt =7.54

Tableau. II.3

b. Plancher courant

b.1.En corps creux

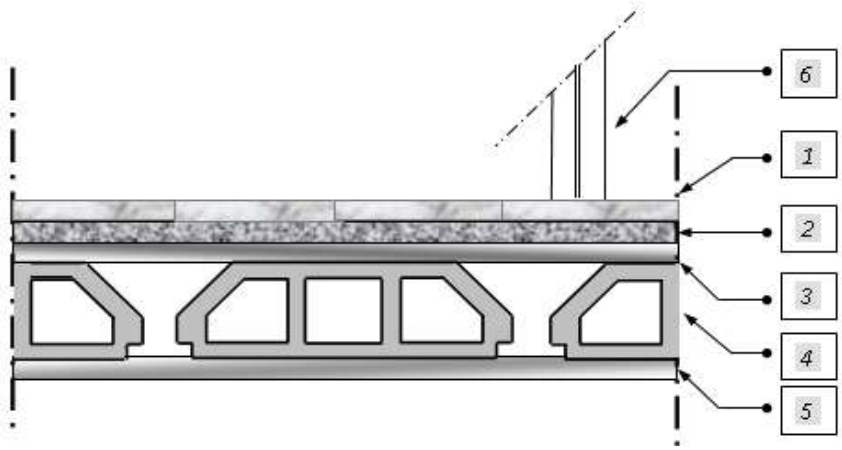


Figure .II.4

Eléments constituants	Epaisseur (e) (m)	*Masse surfacique (KN/m^2)*
1-Carrelage 2-Chape en mortier de ciment 3-Lit de sable 4-Plancher en corps creux 5-Enduits de plâtre 6-Cloisons	0.02 0.03 0.02 (16+4) cm 0.02 0.1	*0.44* *0.60* *0.36* *2.85* *0.20* *1,0*
		Gpc = 5,45

Tableau. II.4

b.2.Dalle pleine (Balcon)

Eléments constituants	Epaisseur (e) (m)	*Masse surfacique (KN/m^2)*
1-Carrelage 2-Chape en mortier de ciment 3-Lit de sable 4- Dalle pleine (16cm). 5-Enduits de plâtre	0.02 0.03 0.02 0.16 0.02	*0.44* *0.60* *0.36* *4.00* *0.20*
		Gpc = 5,60

Tableau. II.5

c. Maçonnerie : on a deux type de murs :

- **Murs extérieurs**

Constituants d'un mur extérieur	Epaisseur (e) (m)	Masse surfacique (KN/m^2)
1- Revêtement extérieure en ciment 2- Brique creuse extérieure 3- Brique creuse intérieure 4- Enduit de plâtre	0.02 0.10 0.10 0.02	0.40 0.9 0,9 0,2
		Gme =2.4

Tableau. II.6

- **Murs intérieur**

Constituants d'un mur extérieur	Epaisseur (e) (m)	Masse surfacique (KN/m^2)
1- Revêtement intérieur en ciment 2- Brique creuse intérieure 3- Enduit de plâtre	0.02 0.10 0.02	0.40 0.9 0,2
		Gme =1.5

Tableau. II.7

d. Acrotère

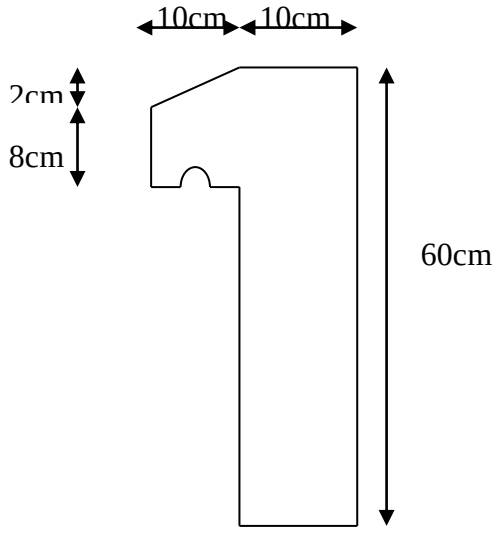


Figure .II.5

Le calcul se fait pour 1m de largeur
le poids propre de l'acrotère G = $\rho * S$

ρ :le poids volumique du béton =25kN/m^3

S :la surface transversale totale de l'acrotère

g= 25[(0.1*0.6)+(0.1*0.08)+(0.5*(0.1*0.02))]
=25*0.069=1.725 kN/m

Revêtement en enduit de ciment
g`= 0.02x20 [0.6+0.2+0.08+0.1+0.5] =0,59 kN/m
G = 2,31 kN/m

e. Escaliers

- **Paillasse**

Eléments constituants	Epaisseur (e) (m)	*Masse surfacique (KN/m²)*
1-Poids propre (Paillasse)	0.15	*(0.15*×25)/0.87=4.31
2-Carrelage	0.02	*0.44*
3-Chape en mortier de ciment	0.03	*0.60*
4-Lit de sable	0.02	*0.36*
5-Enduits de plâtre	0.02	*0.20*
6- Poids des marches	0.17	*(0.17*×22)/2=1.87
7- Garde corps	-	*0.1*
		Ge = 7,88

Tableau. II.7

- **Palier**

Eléments constituants	Epaisseur (e) (m)	*Masse surfacique (KN/m²)*
1-Carrelage	0.02	*0.44*
2-Chape en mortier de ciment	0.03	*0.60*
3-Lit de sable	0.02	*0.36*
4-Palier	15	*3.75*
5-Enduits de plâtre	0.02	*0.20*
		Ge = 5,35

Tableau. II.8

II.2.2. Les charges d'exploitations

Eléments	Poids
Plancher terrasse	1.0 KN/m²
Plancher étage courant	1.5 KN/m²
Escalier	2.5 KN/m²
Balcon	3.5 KN/m²

Tableau. II.9

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait selon les formules empiriques données par le "**BAEL 91 modifié 99**" et vérifier selon "**RPA 99 version 2003**".

A) selon les règles BAEL 91

- La hauteur h de la poutre doit être :

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

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Avec :
L : portée de la poutre
h : hauteur de la poutre
b : largeur de la poutre

B) selon le RPA 99 pour la zone IIa

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

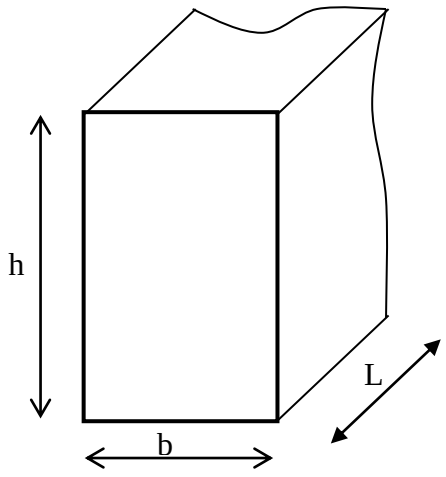


Figure .II.6

a. Poutres principales (porteuses) : L = 490 cm

- **selon BAEL91**

$49 \geq h \geq 32{,}66 \quad \Rightarrow h = 40\text{cm}.$

$28 \geq b \geq 12 \quad \Rightarrow b = 30\text{ cm}.$

On choisie une poutre b x h = 30 x 40 cm^2

- **Vérification selon le RPA99**

b = 30 cm $\geq$ 20cm

h = 40 cm $\geq$ 30cm les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$\frac{h}{b} = 1{,}33 \leq 4$

b. Poutres secondaires (non porteuses) : L=417cm

- **selon BAEL91**

$41{,}7 \geq h \geq 27{,}8 \quad \Rightarrow h = 40\text{ cm}.$

$10{,}5 \geq b \geq 24{,}5 \quad \Rightarrow b = 30\text{ cm}.$

On choisie une poutre b x h = 30 x 40 cm^2

- **Vérification selon le RPA99**

b = 30 cm $\geq$ 20cm

h = 40 cm $\geq$ 30cm les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$\frac{h}{b} = 1{,}33 \leq 4$

II.3.2. Les poteaux

II.3.2.1. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.3.2.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "**RPA99 version 2003**".
- Vérifier la section à ELS.

II.3.2.3.Dimensionnement des poteaux

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

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

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 x b).

* γb : Coefficient de sécurité pour le béton (γb=1,50)……..situation durable.

* γs : Coefficient de sécurité pour l'acier (γb=1,15)…….situation durable.

* fe : Limite élastique de l'acier (fe=400MPa).

* fc28 : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (fc28=25MPa).

* As : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (Br=(a-0,02)(b-0,02)) [m2].

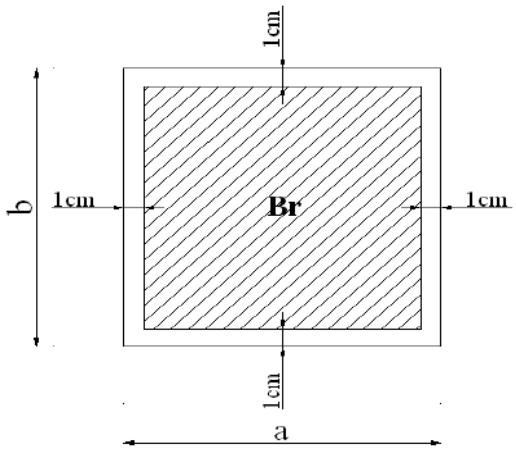


Figure .II.7

Selon le « **RPA99 version 2003** » **:**

Exige un minimum d'acier 0,9%

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

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0,6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

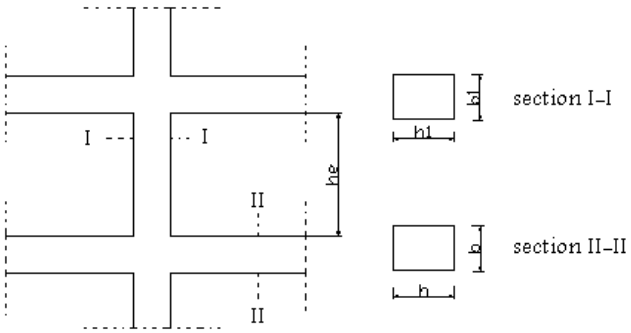
On tire de l'équation (1) la valeur de *Br* :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha\left(\dfrac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \dfrac{A_s}{B}\dfrac{fe}{\gamma_s}\right)} = 0,064N_u$$

a. Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique IIb, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \ Min(a;b) \geq 30cm \\ * \ Min(a;b) \succ \dfrac{h_e}{20} \\ * \ \dfrac{1}{4} \prec \dfrac{a}{b} \prec 4 \end{cases}$$



Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée *(a=b)*. **Figure .II.8**

b. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0{,}6 f_{c28} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (*)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS *($N_{ser}=N_G+N_Q$)*.

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures *($A_s=1\%B$)*.

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \dfrac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (*) les différents termes par leurs valeurs, on obtient : $\sigma_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{1{,}15B} \leq 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

c. Vérification des sollicitations normales (article RPA 7.4.3.1)

Dans le but de limiter les risques de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}30$$

- **POTEAU D'ANGLE (D1)**

S=4 .95 m²

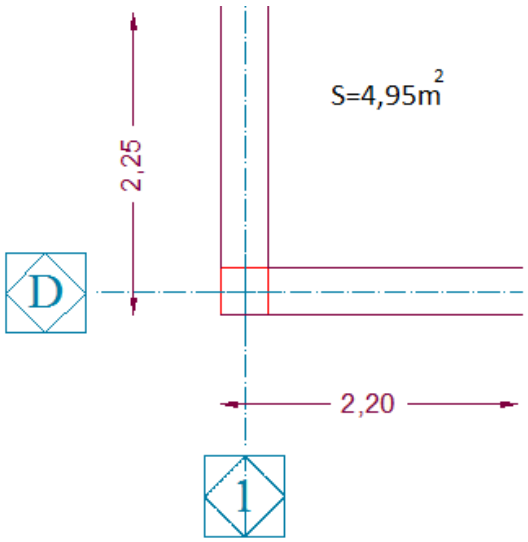


Figure .II.9

Détermination des charges

➢ **Charges permanentes**

-Poids revenant à la terrasse :

Poids plancher terrasse …… G_{PT} = 6,39×4,95 = 31,63 kN

Poids des poutres porteuses ……. G_{PP} =0,40×0 30×25×2,20=6,60 kN

Poids des poutres non porteuses…….. G_{PNP}= 0,30×0,4×25×2,25 = 6,75 kN

Poids de l'acrotère …….. G_{ACR} = 2,31×(2,25+2,20) =10,27 kN

G_T = 55,25 kN

-Poids revenant au 4ème étage :

Poids plancher courant……..…. G_{PC} = 5,45×4,95 = 26,97 kN

Poids des poutres porteuses ……...…… G_{PP} = 0,30×0, 40×25×2,20 = 6,60 kN

Poids des poutres non porteuses …… G_{PNP}= 0,30×0,4×25×2,25 = 6,75 kN

Poids de mur extérieur …… G_{MUR} = 2,4×[(2,66×2,20)+(2,71×2,25)] = 28,67 kN

g = 68,99 kN

D'où : G_4= G_T+ g = 124,24 kN

-Poids revenant au 3ème étage : G_3= G_4+ g = 193,23 kN

-Poids revenant au 2 ème étage : G2= G_3+ g = 262,22 kN

-Poids revenant au 1er étage : G_1= G_2+ g = 331,21 kN

-Poids revenant au RDC : G_{RDC}= G_1+ g = 400,2 kN

➢ **Surcharges d'exploitation**

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Terrasse: $Q_0=Q_5=Qt\times S = 1\times4,95= 4,95$ kN

4 ème étage: $Q_1=(Q_0+Q_1)$ x S =4,95 +(1,5 x 4,95)= 12,37kN

3 ème étage: $Q_2=Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)$ x S =4,95 +(0,95x 2 x 1,5)x4,95= 19,05kN

2 ème étage: $Q_3=Q_0+0,90(Q_1+ Q_2 + Q_3)$ x S =4,95 +(0,90 x 3 x 1,5)x4,95=24,99kN

1 ème étage: $Q_4=Q_0+0,85(Q_1+ \ldots. + Q_4)$ x S =4,95 +(0,85 x 4 x 1,5)x4,95=30,19 kN

RDC : $Q_5=Q_0+0,80(Q_1+ \ldots. + Q_5)$ x S =4,95 +(0,80x 5 x 1,5)x4,95 =34,65kN

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

niveaux	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	Br(cm2)	a (cm)	B choisi	Nser	σ_{ser} <15 Mpa	v<0,3
étage 5	55,25	4,95	89,56	57,32	9,57	30X30	60,20	0,58	0,04
étage 4	124,24	12,37	203,06	129,96	13,40	30X30	136,61	1,32	0,09
étage 3	193,23	19,05	315,56	201,96	16,21	30X30	212,28	1,51	0,14
étage 2	262,22	24,99	427,07	273,32	18,53	30X30	287,21	2,04	0,19
étage 1	331,21	30,19	537,57	344,05	20,55	30X30	361,40	1,96	0,24
RDC	400,2	34,65	647,08	414,13	22,35	30X30	434,85	2,36	0,29

Tableau. II.10 : Poteau d'angle

- **POTEAU CENTRAL (C5)**

$S = 17,43\ m^2$

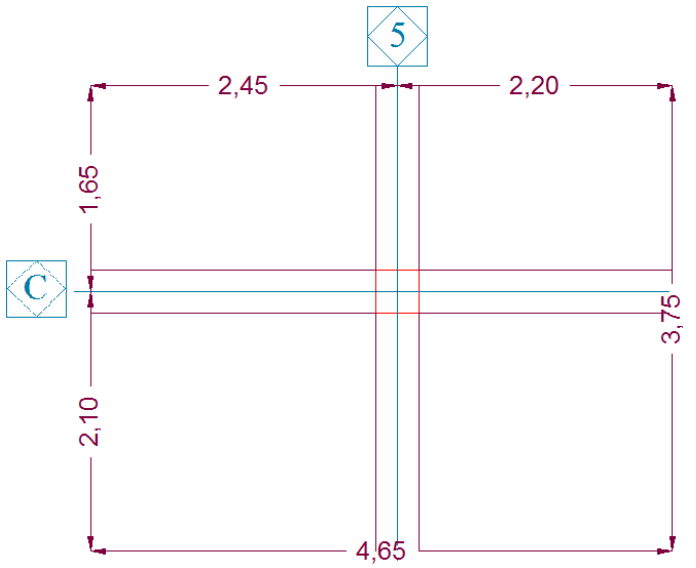


Figure .II.10

Détermination des charges

- **Charge permanente**

-Poids revenant à la terrasse :

Poids plancher terrasse …… G_{PT} = 6,39×17,43 = 111,37 kN

Poids des poutres porteuses ……. G_{PP} =0,40×0 30×25×4,65=13,95 kN

Poids des poutres non porteuses…….. G_{PNP}= 0,30×0,4×25×3,75 = 11,25 kN

G_T = 136,57 kN

-Poids revenant au 4ème étage :

Poids plancher courant…….…..…. G_{PC} = 5,45×17,43= 94,99 kN

Poids des poutres porteuses ……. G_{PP} =0,40×0 30×25×4,65=13,95 kN

Poids des poutres non porteuses…….. G_{PNP}= 0,30×0,35×25×3,75 = 11,25 kN

g = 120,19 kN

D'où : $G_4= G_T+ g$ = 256,76 kN

-Poids revenant au 3ème étage : $G_3= G_4+ g$ = 376,95 kN

-Poids revenant au 2 ème étage : $G2= G_3+ g$ = 497,14 kN

-Poids revenant au 1er étage : $G_1= G_2+ g$ = 617,33 kN

-Poids revenant au RDC : $G_{RDC}= G_1+ g$ = 737,52 kN

- **Surcharges d'exploitation**

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Terrasse: $Q_0=Q_5=(1)\times S = 1\times17,43= 17,43$ kN

4 ème étage: $Q_1=(Q_0+Q_1)\ x\ S =(1+1,5)x17,43= 43,57$ kN

3 ème étage: $Q_2=Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)x\ S =17,43+0,95\ x(1,5+1,5)x17,43=67,1$ kN

2 ème étage: $Q_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)\ x\ S=17,43+0,90x(3x1,5\ )x17,43=88,02$ kN

1 ème étage: $Q_4=Q_0+0,85(Q_1+ \ldots. + Q_4)\ x\ S =17,43+0,85x(4x1,5)x17,43=106,32$ kN

RDC : $Q_5=Q_0+0,80(Q_1+ \ldots. + Q_5)\ x\ S =17,43+0,80x(5x1,5)\ x17,43=122,01$ kN

-Poids revenant au 4ème étage :

Poids plancher terrasse(corps creux)…… . G_{Pc} = 5,45×10,46= 57,00 kN

Poids plancher terrasse(dalle pleine)……. G_{Pc} = 5,6×5,14= 33,92 kN

Poids des poutres porteuses …….. G_{PP} =0,40×0 30×25×4,65=13,95 kN

Poids des poutres non porteuses……. G_{PNP}= 0,30×0,4×25×2,25 = 6,75 kN

Poids de mur extérieur ……. G_{MUR} = 2,4x(3,36)x2,66 = 21,45 kN

g = 127,93kN

D'où : $G_4= G_T+ g$ = 271,5 kN

-Poids revenant au 3ème étage : $G_3= G_4+ g$ = 399,43 kN

-Poids revenant au 2 ème étage : $G2= G_3+ g$ = 527,36 kN

-Poids revenant au 1er étage : $G_1= G_2+ g$ = 655,29 kN

-Poids revenant au RDC : $G_{RDC}= G_1+ g$ = 783,22 kN

- **Surcharge d'exploitation**

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Terrasse: $Q_0=Q_5=(1)\times S = 1\times(10,46+5,55)$= 16,01 kN

4 ème étage: $Q_1=Q_0+(Q_1 \text{ x } S)$ =16,01+[(1,5x12,14)+(3,5x3,64)]= 46,96 kN

3 ème étage: $Q_2=Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)x\ S$ =16,01+0,95 x2[(1,5x12,14)+(3,5x3,64)]=74,58 kN

2 ème étage: $Q_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)xS$=16,01+0,90x3x[(1,5x12,14)+(3,5x3,64)]=99,57 kN

1 ème étage: $Q_4=Q_0+0,85(Q_1+..+ Q_4)xS$=16,01+0,85x4x[(1,5x12,14)+(3,5x3,64)]=121,24 kN

RDC: $Q_5=Q_0+0,80(Q_1+ .. + Q_5)\ x\ S$ =16,01+0,80x5x[(1,5x12,14)+(3,5x3,64)]=139,81 kN

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

niveaux	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	Br(cm2)	a (cm)	B choisi	Nser	σ_{ser} <15 Mpa	v<0,3
étage 5	143,57	16,01	236,97	151,66	14,32	35x35	159,58	1,54	0,08
étage 4	271,5	46,96	478,36	301,21	19,36	35x35	323,60	3,13	0,16
étage 3	399,43	74,58	715,25	447,89	23,16	40x40	484,29	3,44	0,18
étage 2	527,36	99,57	948,59	592,29	26,34	40x40	642,35	4,56	0,24
étage 1	655,29	121,24	1177,45	733,83	29,09	45x45	797,09	4,33	0,23
RDC	783,22	139,81	1402,12	872,69	31,54	45x45	948,73	5,16	0,28

Tableau. II.12 : Poteau de rive

Conclusion

Les section des poteaux a adopter sont :

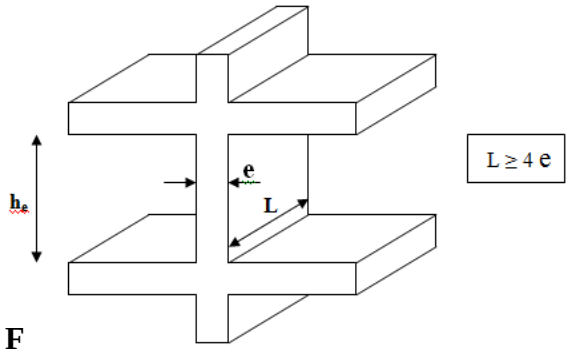
étage	Dimension
RDC, 1er	45x45
2eme, 3eme	40x40
4eme, 5eme	35x35

Tableau. II.13

II.3.3 Les voiles :

D'après le RPA 99 version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition (L ≥ 4 e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

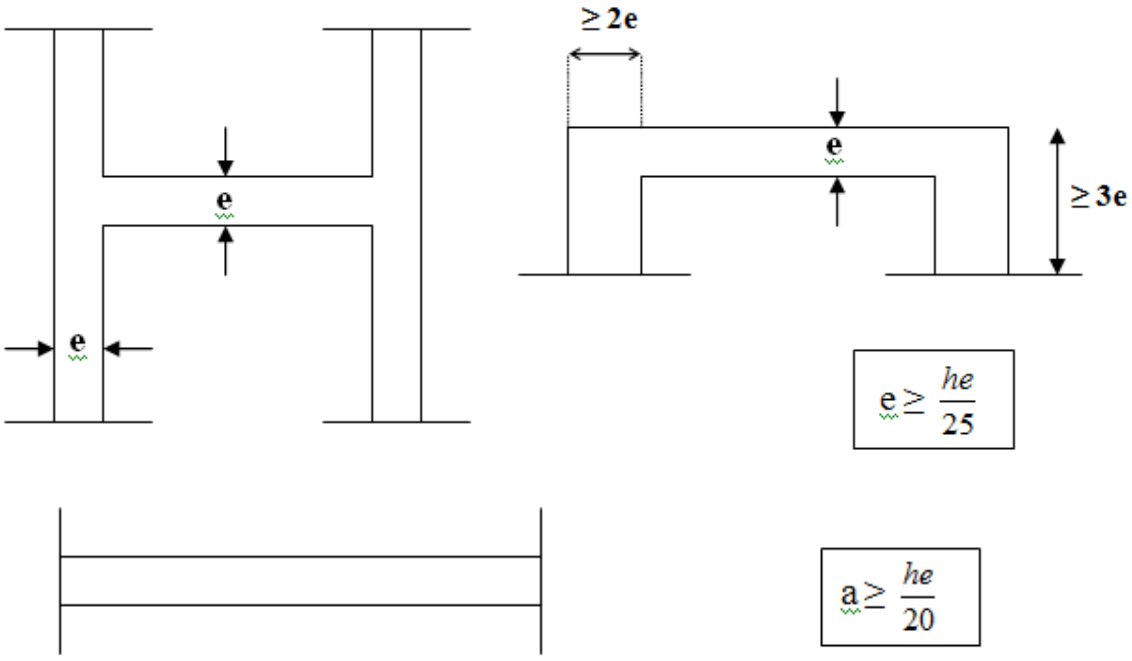
L : la longueur du voile.
e : l'épaisseur du voile.



F

Figure .II.12

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.



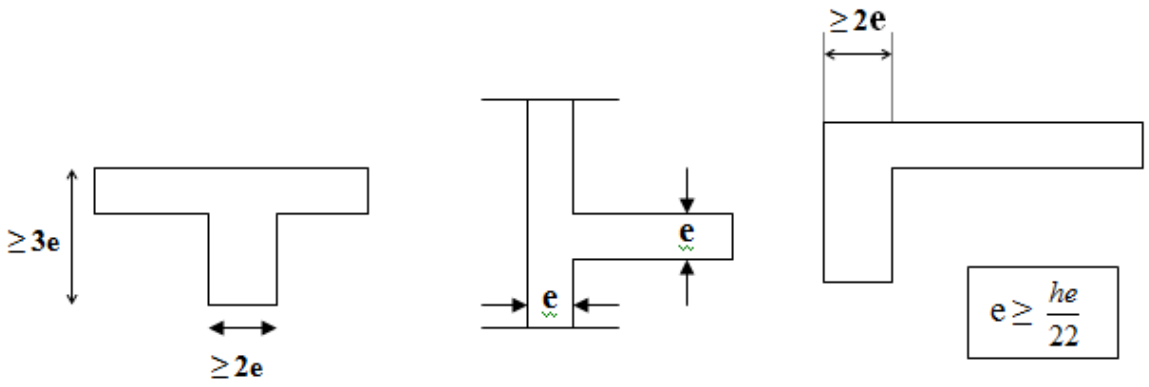


Figure .II.13

e ≥ Max{ $\mathbf{h_e}$ /25 , $\mathbf{h_e}$ /22 , $\mathbf{h_e}$ /20}
on a $\mathbf{h_e}$= 306 c m ⇒ e ≥ 13,9 cm

Donc on prend comme épaisseur e = 15 cm

CHAPITRE III

III. Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures. Elle est sollicité par sont poids propre (G) et une poussée horizontale.

F= Fp (accidentelle) et Fq (durable) avec : Fp = 4ACpWp (RPA 99 version 2003.article 6.2.3).

A : coefficient d'accélération de zone.

Cp : facteur de force horizontale.

Fq : la poussée horizontale Fq = 1 kN/ml.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

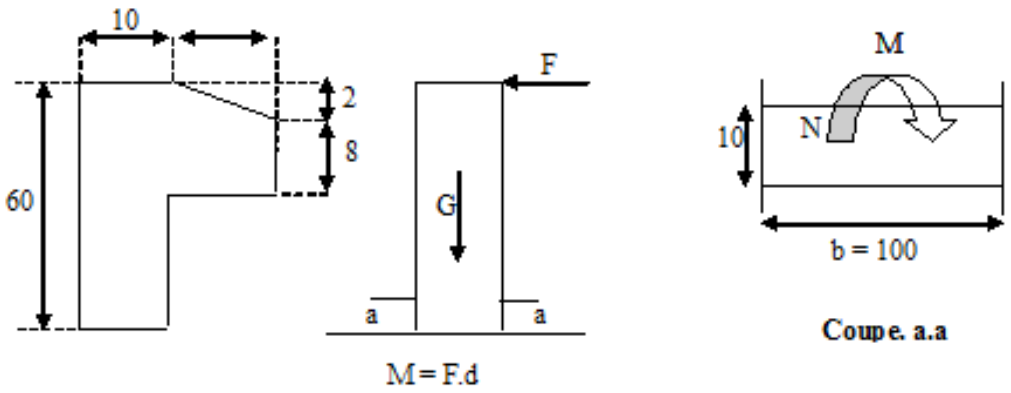


Figure .III.1

III.1.1. Calcul des sollicitations

- Poids propre : Wp = 2,31 kN/ml
- La surcharge d'exploitation :

Fq = 1kN/ml : poussée de la main courante.

Fp =4ACpWp : la force sismique.

A=0.25, Cp=0.8 ⇨ Fp=1,84 kN/ml.

- Moments et efforts normaux (état durable):

  ✓ Calcul a ELU : NU=1.35xWp

  M_u = 1.5 x Fq xh

  ✓ Calcul a ELS : $N_{ser}=W_p$

  M_{ser} = Fq x h

	N (kN)	***M*** ($kN.m$)
ELU	3,11	*0,9*
ELS	*2,31*	*0,6*

Tableau. III.1

- Moments et efforts normaux (état accidentelle):

  ✓ Calcul a ELU : NU=1.35xWp

  $M_u = M_g + 0{,}75.M_q + M_{Fp}$

  ✓ Calcul a ELS : $N_{ser}=W_p$

  M_{ser} = F_p x h

	N (kN)	***M*** ($kN.m$)
ELU	3,11	*1,55*
ELS	*2,31*	*1,10*

Tableau. III.2

III.1.2. Ferraillages

Le calcule se fait par la sollicitation la plus defavorable .

- Calcul d'excentricité :

$M_u = N_u.e_u \quad \Rightarrow \quad e_u = \dfrac{Mu}{Nu} = \dfrac{1{,}55}{3{,}11} = 0{,}49m$

$M_{ser} = N_{ser}.\ e_{ser} \Rightarrow \quad e_{ser} = \dfrac{Mser}{Nser} = \dfrac{1{,}10}{2{,}31} = 0{,}47m$

(e_u, e_{ser})> d-h/2 $\Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée $\Rightarrow$ Calcul se ramener à un calcul de flexion simple.

En prenant comme moment fictif $\mathbf{M_{au}= N_u \times e_a}$.

$$e_a = e_u + (d - \frac{h}{2}) = 0.52 \text{ m}$$

Mua = Nu x e_a= 3,11 x0.52 = 1,61 kN .m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1741{,}6}{100x8^2x14{,}17} = 0{,}0178$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1.5$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + \frac{49fc28}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3335$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ (Pas d'armature comprimée A' = 0).

$$Z_b = d(1 - 0{,}6\mu_{bu}) = 7{,}9\ cm$$
$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b x f_{ed}} = 0{,}63\ cm^2$$

III.1.3.Vérification

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0{,}23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x100x8\frac{2{,}1}{400} = 0{,}966\ cm^2$$

Alors en prend $A = A_{min}$ Soit ***4HA8= 2.01cm²***

$$S_t = 25\ cm$$

- **Armature de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.50cm^2 \text{ Soit}$$ **A_{rep} : *4HA6= 1,13 cm²***

✓ Vérification à l'E.L.S

Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre (A'=0)

b y^2+30 A y- 30 d A=0 $\Rightarrow$ y=1.915cm.

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3}y^3 + 15\left[A(d-y)^2\right] = 135046cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = 1.41MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6xf_{c28} = 15MPa.....CV$$

Contrainte de l'acier

$\sigma_S \leq \bar{\sigma}_S = \min\left\{2/3f_e;\ \max(0{,}5\ f_e;\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}})\right\}$.

On a une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{15xM_{ser}}{I}(d-y) = 74{,}34MPa < \overline{\sigma_s} = 201{,}6MPa.....CV$$

- ✓ **Vérification au cisaillement**

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

Vu= 1.5Q=1.5Fp=2,76 kN/ml

$$\tau_u = \frac{2{,}76x10^3}{1000x80} = 0.0345MPa < \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15\,f_{c28}}{\gamma_b}, 4MP\right\} = 2{,}5MPa.....CV$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

- ✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow 0{,}166 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \quad \Rightarrow 0{,}0025 \leq 0{,}0105 \dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow 0{,}166 \geq 0{,}1 \dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Puisque les conditions sont vérifiées, Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.1.4. Dessin de ferraillage

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferraillage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

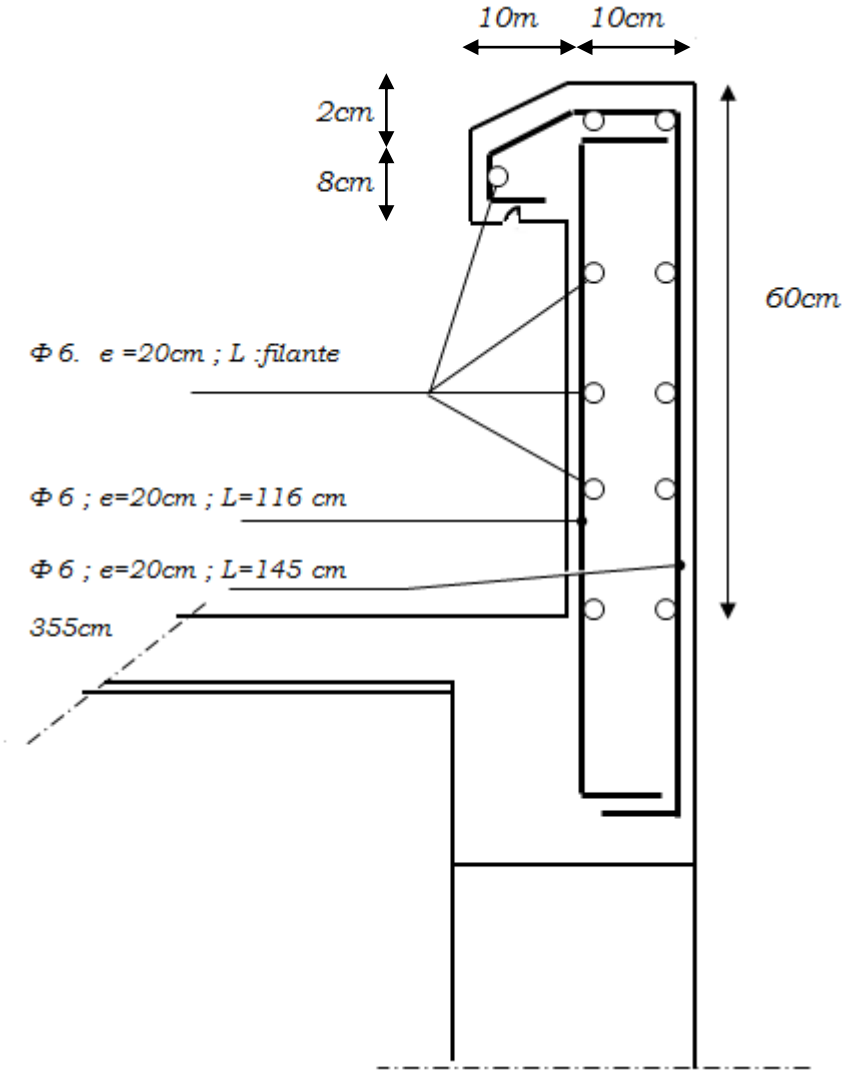


Figure III.2 *: Ferraillage de l'acrotère*

III.2. Les escaliers

III.2.1 calcul des moments max et efforts tranchants max

- **Evaluation des charges**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1 m.

	G (Kn/m)	Q (Kn/m)	q_u= (1.35G+1.5Q)	q_s= (G+Q)
Paillasse	7,88	2.5	14,38	10,38
Palier	5,35	2.5	10.97	7,85

Tableau. III.3

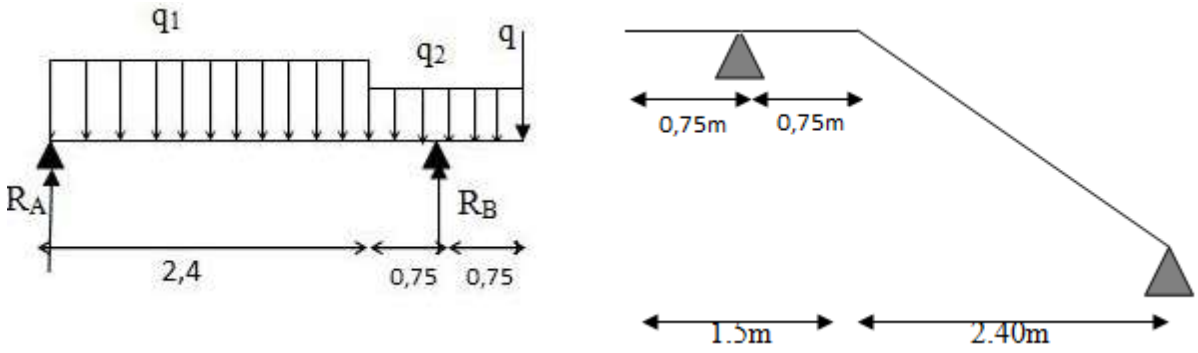


Figure .III.3

- **Moment de calcul :**

	X (m)	0	1,32	3,15	3,9
Effort tranchant (kN)	ELU	-19,01	0	43,82	-9,9
Moment (kNm)	ELU	0	12,56	-10,51	0

Tableau. III.4

	X (m)	0	1,32	3,15	3,9
Effort tranchant (kN)	ELS	-13,67	0	17,13	-7,34
Moment (kNm)	ELS	0	9	-7,71	0

Tableau. III.5

III.2.2.Calcul des armatures

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m, avec :

b = 100 cm ; h = 16 cm ; *f*e = 400 MPa ; d =13,0 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{bc} = 14,2 MPa

	M_U [kNm]	μ	Zb [cm]	A_S' [cm²]	A_S [cm²]	$A_S^{choisit}$ [cm²]	$A_S^{adopté}$ [cm²]	St [cm]
Travées	12,56	0,055	12,56	0	2,64	5T12	5,65	20
Appui	10,51	0,035	12,72	0	2,20	5T10	3,92	20

Tableau. III.6

- **Armatures de répartition**

En travée : $Ar \geq At/4 = 1,41\ cm^2$

On prend 4T8 avec $Ar = 2,01\ cm^2$ et un espacement de St = 20 cm

Sur appui : $Ar \geq At/4 = 1,925$

On prend 4T8 avec $Ar = 2,01\ cm^2$ et un espacement de St = 20 cm

III.2.3.Vérification

✓ Condition de non fragilité

$A_S \geq A_{S\,min} = 0,23\ b\ d(f_{t28}/f_e) = 0,23\times100\times13\times(2,1/400) = 1,56\ cm^2$

On a :

En travée: $A_S = 5,65\ cm^2 \geq A_S\,min$ ……vérifiée

Sur appui : $A_S = 3,92\ cm^2 \geq A_S\,min$ ……vérifiée

✓ Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa$$ Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{67,20\cdot10^3}{1000\cdot160} = 0,420\,MPa$$

$$\tau_u = 0,420 \leq \overline{\tau}_u = 2,5\,MPa$$ ……..vérifiée

✓ Vérification des contraintes a L'ELS

Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre (A'=0)
b y^2+30 A y- 30 d A=0.
Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15\left[A(d-y)^2\right]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 x f_{c28} = 15 MPa$$

✓ Contrainte de l'acier

$$\sigma_S = \frac{15 x M_{ser}}{I}(d-y) \leq \quad \overline{\sigma}_S = \min\left\{2/3 f_e;\ \max(0{,}5\, f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}})\right\} = 201{,}6 \text{ MPa.}$$

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	*9*	5,65	3,92	9785,93	3,5	*vérifiée*	126,1	*vérifiée*
Appuis	7,71	3,92	3,36	7310,23	3,4	*vérifiée*	154,1	*vérifiée*

Tableau. III.7

✓ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Influence sur armatures inférieures :

Il faut vérifier que :

Ai ≥ (Tu max + Mau / 0.9 d) / fed
Tu max = 67.20 KN.
M au = -8.59 KN m.
(Tu max + Mau / 0.9 d) / fed

(67.20– 8.59 / 0.9x 0,130) / 348 = 4.04 cm²

Aucune vérification n'est a effectuer pour les armatures inférieures.

Influence sur la contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que : Tu max ≤ 0,4 fc28 a b0 / γb

b0 =100 cm .

a = min (a' ; 0.9 d)

Avec : a' = b (largeur de l'appui) - c (enrobage) – 2 cm.

a' = 30 – 2 – 2 = 26cm.

a = min (26cm; 0.9x13) = 11.7cm.

Tu max = 67.20 kN ≤ 780kN. → Condition vérifiée

III.3. la poutre palière

Les poutres palières sont encastrées aux extrémités. Elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leur poids propre.

-Charges due aux poids revenant du palier et la paillasse.

-Charge due au poids propre de la maçonnerie.

Les dimensions de la poutre palière sont:

b=30 cm.

h=40cm.

Longueur 3,10 m.

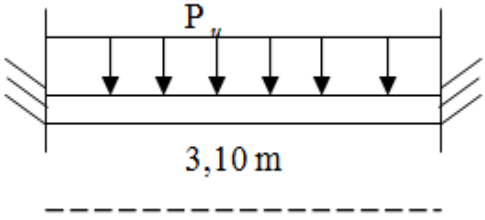


Figure .III.4

III.3.1 calcul des moments max et efforts tranchants max

- **Evaluation des charges**

G=24,51 kN/ml

Q=5,81 kN/ml

P_{ser} *=24,51 + 5,81=30,32 kN/ml.*

P_u *=1,35(24,51) +1,5(5,81)=41,80 kN/ml*

La poutre n'étant pas exposée aux intempéries. La fissuration est peu nuisible, donc le calcul se fera à l'ELU.

- **Calcul du moment maximum**

➢ *Moment maximum en travée :*

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{24} = 16{,}73 \text{ kN.}ml$$

- *Moment maximum aux appuis :*

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{12} = 33{,}47 \text{ kN.}ml$$

- *L'effort tranchant :*

T=Vmax = ql/2 = 64,79 kN

III.3.2.Calcul des armatures

b = 30 cm ; h = 40cm ; *f*e = 400 MPa ; d = 0,9 h =36,0 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{bc} = 14,2 MPa

	M_U [kNm]	**μ**	**Zb [cm]**	**A_S' [cm²]**	**A_S [cm²]**	**$A_S^{choisit}$ [cm²]**	**$A_S^{adopté}$ [cm²]**	**St [cm]**
Travées	16,73	0,030	35,34	0	1,36	3T14	4,61	20
Appui	33,47	0,060	34,69	0	2,77	3T14	4,61	20

Tableau. III.8

III.3.4.3.Vérification

✓ Condition de non fragilité

$A_S \geq A_{S\,min} = 0{,}23\ b\ d(f_{t28} / f_e) = 0{,}23 \times 30 \times 36 \times (2{,}1/400) = 1{,}30\ cm^2$

En travée: $A_S = 4{,}61\ cm^2 \geq A_{S\,min}$ ……vérifiée

Sur appui : $A_S = 4{,}61\ cm^2 \geq A_{S\,min}$ ……vérifiée

✓ Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{64{,}79 \cdot 10^3}{300 \cdot 360} = 0{,}599\,MPa$$

$$\tau_u = 0{,}599 \leq \overline{\tau}_u = 2{,}5\,MPa$$ ……..vérifiée

✓ Vérification des contraintes a L'ELS

Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre (A'=0)

b y^2+30 A y- 30 d A=0.

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15\left[A(d-y)^2\right]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 x f_{c28} = 15MPa$$

Contrainte de l'acier

$\sigma_S = \frac{15 x M_{ser}}{I}(d-y) \leq \quad \overline{\sigma}_S = \min\left\{2/3 f_e ;\ \max(0{,}5\, f_e ;\ 110\sqrt{\eta . f_{tj}})\right\} = 201{,}6$MPa.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	*12,14*	*4,61*	*36*	*56512,65*	*2,29*	*vérifiée*	*81,52*	*vérifiée*
Appuis	*24,28*	*4,61*	*36*	*56512,65*	*4,59*	*vérifiée*	*136,04*	*vérifiée*

Tableau. III.9

✓ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Influence sur armatures inférieures :

Ai ≥ (Tu max + Mau / (0,9 d) / fed

Tu max = 64,79 KN.

Mau = -33.47 KN m.

$$A_i = \left[\frac{T_{u\max} - \frac{M_u}{0.9d}}{f_{ed}}\right] = 4.83 \text{ cm}^2$$

A = 3T14 = 4.61 cm2 < 4.83 cm2 → Condition non vérifiée.

Alors en prend A_i= 3 T 16

Influence sur la contrainte de compression dans le béton :

Tu max ≤ 0,4 fc28 a b0 / γb.
b0 = 30 cm (largeur de la poutre).
a = min (a' ; 0.9 d)
Avec : a' = b (largeur de l'appui) - c (enrobage) - 2cm.
a' = 30 – 3 – 2 = 25 cm.
a = 0, 9 x d = 32,4 cm.
a = min (25 cm ; 32,4) = 25 cm
Tu max = 64.79 KN ≤ 500 KN → Condition vérifiée.

✓ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow 0{,}129 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{b_0 . d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \quad \Rightarrow 0{,}0042 \leq 0{,}0105 \dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \Rightarrow 0{,}166 \geq 0{,}033 \dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Avec :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.4. Les balcons

Notre ouvrage comporte deux types de balcon.

- Balcon type *"I"*: dalle appuyée sur trois appuis, assimilée à une console de portée *0,80m*.
- Balcon type *"II"* : dalle à deux appuis, de dimensions *(1,50x1,80)*.

III.4.1. Balcon type "I"

Le balcon est calculé comme une console encastrée aux poutres et soumis à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre due au poids propre de garde corps. Cette console est calculée en flexion simple.

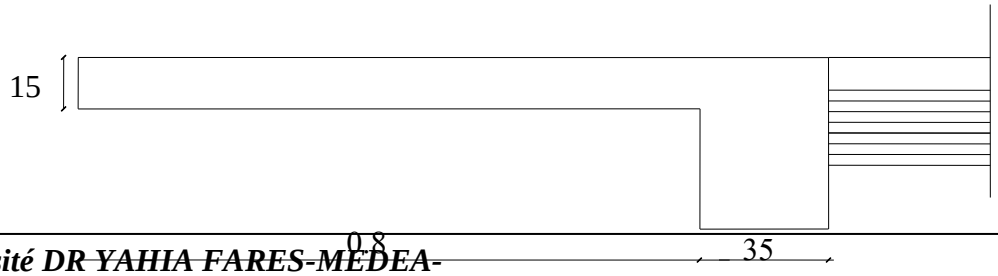


Figure .III.5

III.4.1.1. évaluation des charges

1 Poids propre : G = 5.6 KN/ml.

2 Force concentrée due aux poids de mur : P = 2,7KN.

3 Surcharge d'exploitation : Q = 3,5 KN/ml.

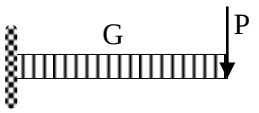


Figure .III.6

III.4.1.2. Calcul des moments

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{q.l^2}{2} + P.l$$

P (KN)	Pu(KN)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)	M_u (KN.ml)	M_s (KN.ml)	V_u (KN)
2.7	3.645	12.81	9,1	7,01	5.07	13.84

Tableau. III.10

III.4.1.3. Ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de *1m*.

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=16cm ; d=13.5cm ; fe=400MPa.

M_U [kNm]	**μ_{bu}**	**Zb [cm]**	**A_s' [cm²]**	**A_s [cm²]**	**$A_s^{choisit}$ [cm²]**	**$A_s^{adopté}$ [cm²]**	**St [cm]**
7.01	0,027	13,28	0	1,53	5T12	5,65	20

Tableau. III.11

*** Espacement**

$$S_t \le Min\begin{cases}(3h;33cm).....pour\ une\ ch\ arg\ e\ répartie\\(2h;22cm).....pour\ une\ ch\ arg\ e\ concentrée\end{cases}$$

$$S_t \le Min\begin{cases}33cm\\22cm\end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm.....vérifiée$$

* Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1{,}41cm^2 \le A_r \le 2{,}82cm^2$$

Le choix est de:$5T8/ml=2{,}51cm^2$ avec: $S_t=15\ cm$.

III.4.1.4. Vérifications

✓ Condition de non fragilité

$$A_s \ge A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s = 5{,}65cm^2 \succ A_s^{\min} = 1{,}63cm^2.....vérifiée$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que: $\tau_u \le \bar{\tau}_u$

Avec:

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}1f_{c28};4MPa) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{13{,}84.10^3}{1000x135} = 0{,}102MPa \prec \bar{\tau}_u = 2{,}5MPa.....vérifiée$$

✓ Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable

- **Position de l'axe neutre "y"**

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

- **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=2cm$; $d=18cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3}\, fe; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right) = 201{,}6MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

- **Vérification des contraintes du balcon (type "I")**

M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
5.07	*5,65*	3,92	8995,20	3,33	*vérifiée*	115,83	*vérifiée*

Tableau. III.12

✓ Vérification de la flèche

- $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{1}{16} \Leftrightarrow \dfrac{15}{80} = 0{,}1875 \succ 0{,}0625$.....*vérifiée*
- $\dfrac{A_s}{bd} \prec \dfrac{4{,}2}{fe} \Leftrightarrow \dfrac{5{,}65}{100x13} = 0{,}004 \prec 0{,}0105$.....*vérifiée*
- $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0{,}187 \succ 0{,}138$.....*vérifiée*

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Vérification à la torsion

La poutre est une section pleine qui doit être assimiler à une section creuse (d'après BAEL91/A.5.4.2) d'une épaisseur de paroi égale à $"b_0"$:

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

La contrainte tangente de torsion $"\tau_{ut}"$ doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant $"\tau_{uv}"$.

On doit vérifier: $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \le \tau_{\lim}^2$

Avec: $\tau_{ut} = \dfrac{T_u}{2\Omega b_0}$ (Contrainte de torsion)

$\tau_{uv} = \dfrac{V_u}{bxh}$ (Contrainte de cisaillement)

$\tau_{\lim} = 2{,}5MPa$ (Contrainte limite)

Tel que:

T_u: Moment de torsion.

V_u: Effort tranchant.

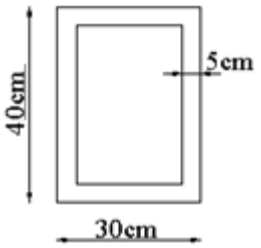
Ω: Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b_0: Epaisseur de la paroi.

b: Largeur de la poutre.

h: Hauteur de la poutre.

$\Omega=(0,25x0,35)=0,1m^2$



$$\tau_{ut} = \frac{6,994.10^6}{2x0,1.10^6 x50} = 0,699MPa$$

$$\tau_{uv} = \frac{13,84.10^3}{300x450} = 0,102MPa$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 0,499MPa \prec 2,5MPa.....vérifiée$$

Figure .III.7

✓ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Influence sur armatures inférieures

$A_i \geq (T_{u\,max} + M_{au} / (0,9\ d) / f_{ed}$

$T_{u\,max}$ = 13.84 KN.

M_{au} = 7.01 KN m.

$$A_i = \left[\frac{T_{u\,max} - \frac{M_u}{0.9d}}{f_{ed}}\right] = 2.05\ cm^2$$

A = 5T12 = 5.65 cm^2 > 2.05 cm^2 $\rightarrow$ Condition vérifiée.

Travée	*21,00*	*0,071*	*Oui*	*0*	*13,63*	*4,35*	*5T12*	*5,65*	*20*
Appuis	*27,14*	*0,092*	*Oui*	*0*	*13,75*	*5,70*	*5T14*	*7,70*	*20*

Tableau. III.13

*** Espacement**

$S_t \le Min(33cm;3h) \Rightarrow S_t = 20cm \prec 33cm$.....*vérifiée*

III.4.2.3. Vérifications

✓ Condition de non fragilité

On doit vérifiée que :

$$A_s \ge A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s = 5{,}65cm^2 \succ A_s^{min} = 1{,}69cm^2$$.....*vérifiée*

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifie que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \le \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right) = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 12{,}91kN \quad ; \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 6{,}34kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x;T_y) = 12{,}91kN$$

$$\tau_u^{max} = \frac{12{,}91.10^3}{1000x140} = 0{,}09MPa \prec \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa$$.....*vérifiée*

✓ Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Vérification des contraintes

- **Position de l'axe neutre "y"**

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

- **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec: *n=15 ; c'=2cm ; d=14cm ; b=100cm ; A'$_s$=0*

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d - y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right) = 201{,}6MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

- **Vérification des contraintes du balcon (type "II")**

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
Travée	*10,00*	*5,65*	*4,1*	*3,9*	*vérifiée*	*140,1*	*vérifiée*
Appuis	*19,61*	*7,70*	*4,60*	*6,6*	*vérifiée*	*198,2*	*vérifiée*

Tableau. III.14

✓ c.2. Vérification de la flèche

- $\dfrac{h}{L_x} \succ \dfrac{1}{20}\dfrac{M_t}{M_x} \Rightarrow 0{,}106 \succ 0{,}07$.....*vérifiée*
- $\dfrac{h}{L_x} \ge \dfrac{1}{27} à \dfrac{1}{35} \Rightarrow 0{,}106 \succ 0{,}028 à 0{,}037$.....*vérifiée*
- $\dfrac{A_s}{bd} \le \dfrac{2}{fe}$ $(fe(MPa)) \Rightarrow 4{,}03.10^{-3} \prec 5.10^{-3}$.....*vérifiée*

***Conclusion*:**

Les trois conditions son vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.planchers en corps creux

III.5.1.Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm3 avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.5.2.Calcul des poutrelles

A) 1ere étape

La poutrelle est soumise à son poids propre et au corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due au personnel du chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton, la poutrelle se calcule comme une poutre isostatique (avant durcissement du béton)

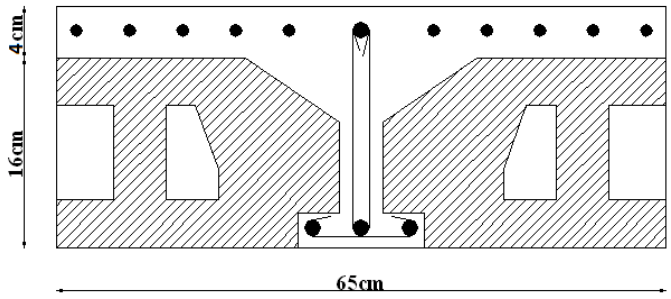


Figure .III.11

- **Evaluation des charges**

Poids propre =0.12 x 0.04 x 25= 0.12 kN/ml

Poids propre du corps creux =0.65x 0.95 =0.618 kN/ml

Sur charge d'exploitation : 1x 0.65 = 0.65 kN/ml

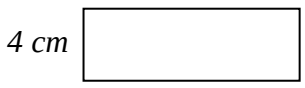


Figure .III.12

G = 0. 738 kN/ml

Q = 0,65 kN/ml

P_u=1.35 G+1.5 Q P_u= 1,97 kN/ml

P_{ser} =G+Q P_{ser} = 1,39 kN/ml

- **Calcul des moments fléchissent –effort tranchant**

Le moment max :

$M_{max} = \frac{P_u.L^2}{8}$

D'ou à l'ELU : $M_u = \frac{P_u.L^2}{8} = 3{,}59$ kN. ml

D'ou à l' ELS : $M_{ser} = \frac{P_s.L^2}{8} = 2{,}53$ kN. ml

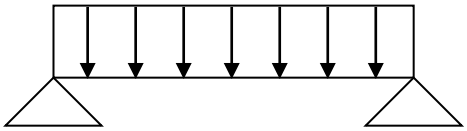


Figure .III.13

L'effort tranchant maximal est donné par:

$$T_{Umax} = \frac{P_u.L}{2} = 3{,}76\ kN$$

$$T_{Smax} = \frac{P_s.L}{2} = 2{,}65\ kN$$

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U, car la fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- **Calcul des armatures**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 1{,}625$$

$$\rho = \frac{M_U}{M_{ser}} = 1.418$$

μ_{lu} =0.306

$\mu_{bu} > \mu_{lu}$ d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M de la section d'armature, mais on est limité par le coffrage du béton (12x4cm^2).Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

Les étaiements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que : $\mu < \mu c$

$$\frac{M_u}{12\text{x}\,(3{,}6)^2\ \text{x}14.17} < \mu_{lu}$$

Mu<12x $(3,6)^2$ x14.17 . μ_{lu}

$Mu = \frac{ql^2}{8} < 0.675$

$L < \sqrt{\frac{8 \times 0.674}{q}}$

L< 1.656 m Donc on prévoit des étaiements espaces de 1.5m

B) 2éme Etape

III.5.3.Hypothèses de calcul

III.5.3.1. méthode forfaitaire

1. les éléments étudiés sont des poutres ou des poutrelles supportant des planches à charges d'exploitation modérées.
2. La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente (g) et à 5kN/m2
3. La section transversale de la poutre reste constante sur toutes les travées.
4. Les portées consécutives (Li, Li+1) $\forall$ i ont un rapport compris entre 0 ,8et1,25 :0,8<Li /Li+1< 1.25
5. La fissuration est peu nuisible.

Pour notre cas on a :

1. La première condition est vérifiée.
2. La deuxième condition est vérifiée.
3. La section transversale est constante pour toutes les travées.
4. Les portées sont tel que : 0,8< li /li+1<1.25 pour L_i =4,17 m et L_i+1= 3,3m

$L_i / L_i+1 = 1.26$ (condition non vérifiée).

Donc on adoptera pour le calcul des poutrelles, la méthode dite : **Méthode des trois moments.**

- **Calcul des moments fléchissent –effort tranchant des poutrelles :**

Plancher	***G*** **(**kN/ml**)**	***Q*** **(**kN/ml**)**	P_u **(**kN/ml**)**	P_{ser} **(**kN/ml**)**
Terrasse inaccessible	*4,15*	*0,65*	***6,57***	***4,8***
Etage courant	*3,54*	*0,975*	*6,24*	*4,51*

Tableau. III.15

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

Pu = *6,57* kN/ml

Ps =*4,8* kN/ml

1^{er} $type$

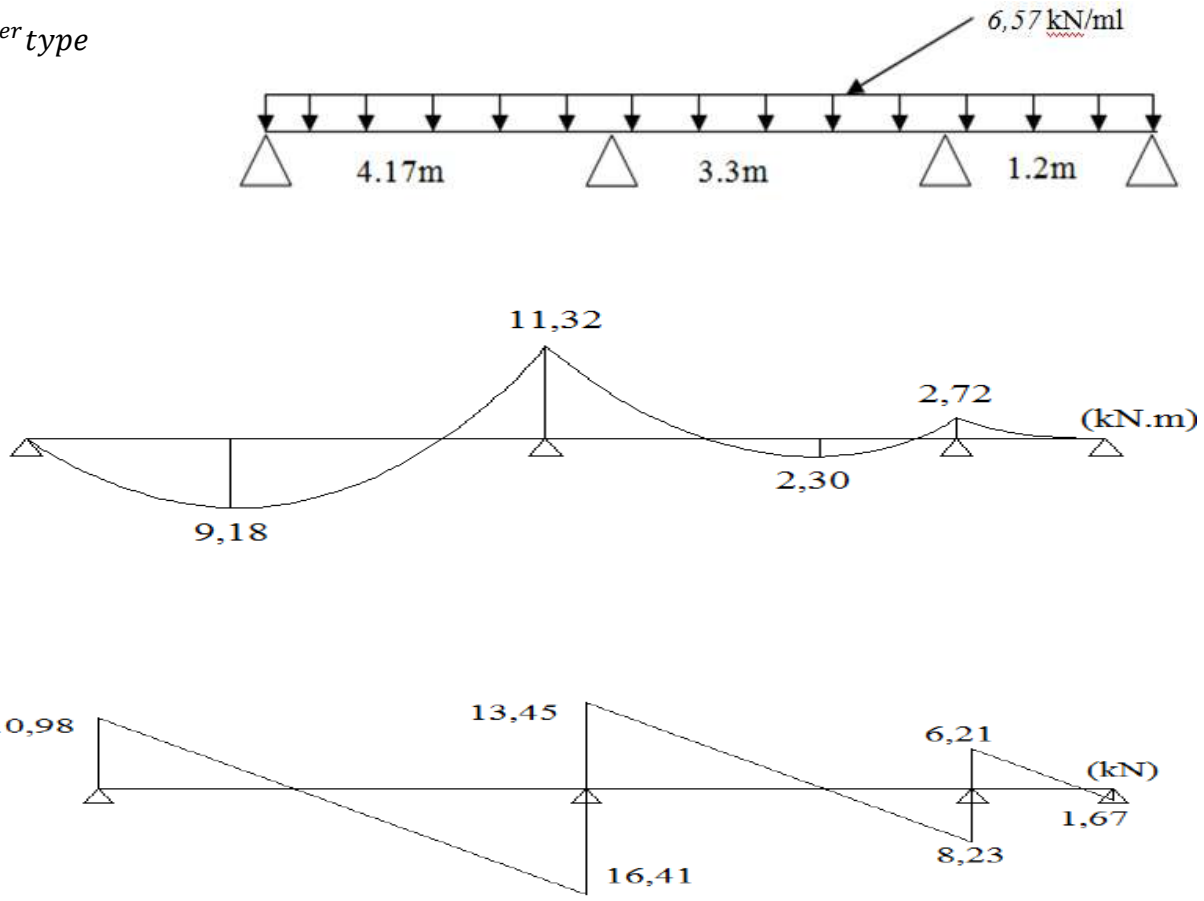


Figure .III.14.diagramme des moments et efforts tranchant

2^{er} *type*

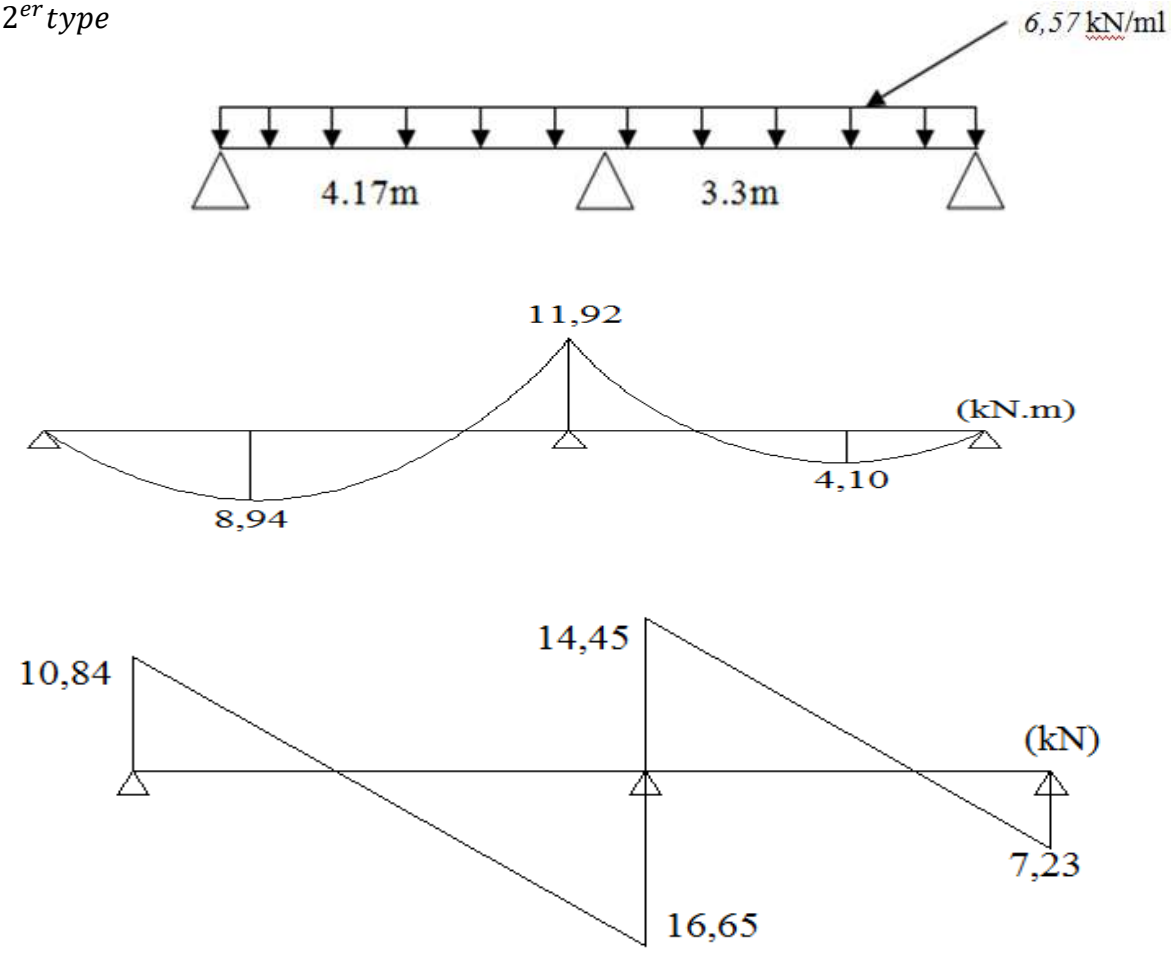


Figure .III.15.diagramme des moments et efforts tranchant

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif ci-après :

type	Travee	L(m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Te(KN)	Tw(KN)
1	**1-2**	4,17	0	**9,18**	11,32	10,98	16,41
	2-3	3.30	11,32		2,72	13,45	8,23
	3-4	1,20	2,72		0	6,21	1,67
2	**1-2**	4,17	0	8,94	**11,92**	10,84	**16,56**
	2-3	3.30	11,92		0	14,45	7,23

Tableau. III.16

III.5.3.2. Ferraillage des poutrelles

En travée section en Té :

$M_{max} = 9{,}18x10^{-3}$ (MN.m)

$M_t = bh_0 \cdot f_{bc} (d-h_0/2)$

b= 0,65m , h_0= 0,04m ,h= 0,2m
d= 0, 9 h = 0,18m , f_{bc}= 14,17Mpa

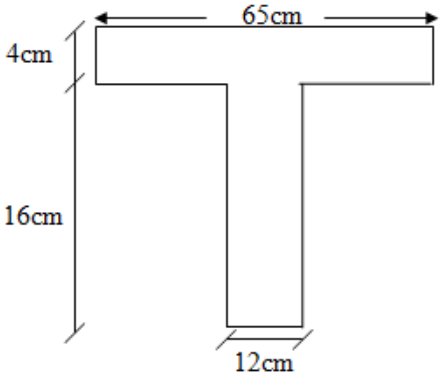


Figure .III.16

Sur appuis section rectangulaire (12*18) :

$M_{U\,max} = 11{,}92x10^{-3}$ MN.m

	M_U [kNm]	μ	Zb [cm]	A_S' [cm²]	A_S [cm²]	$A_S^{choisit}$ [cm²]	$A_S^{adopté}$ [cm²]
Travées	9,18	0,030	17,66	0	1,49	3T10	2,35
Appui	11,92	0,039	17,56	0	2,58	1T12+1T14	2,67

Tableau. III.17

III.5.3.3. - calcul des armatures d'âme: [B.A.E.L 91 A.7.2.2]

$$\phi_t \leq \min\left\{ \frac{h}{35} , \frac{b_0}{10} , \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min\left\{ \frac{200}{35}, 12 , 10 \right\} \Rightarrow \quad \phi_t \leq 5{,}71\ mm$$

On choisit : $\phi_t = 6$ mm

- **Espacement des cours de cadres:** [B.A.E.L 91 A.5.2]

$$S_t \leq \min\left\{ 0.9\ d\ , 40\ cm \right\} \Rightarrow S_t \leq \min\left\{ 16{,}2\ , 40 \right\}$$

Donc : $S_t \leq 16{,}2\,cm$ on choisit $S_t = 15cm$

III.5.3.4. Vérification

✓ Condition de non fragilité

$$As \geq \frac{0.23 \times b_0 d \times F_{t28}}{f_e}$$

- ***en travée :***

$\frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26cm^2 < A_s = 2{,}35\ cm^2 \ldots\ldots$ *(Condition vérifiée)*

- ***sur appui :***

$\frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26cm^2 < A_s = 2{,}67\ cm^2 \ldots\ldots$ *(Condition vérifiée)*

✓ Effort tranchant

Fissuration préjudiciable*:*

$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d}$ *avec b_0=12cm, d= 18 cm, Vu= 16,56kN*

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{16560}{(120 \times 180)} = 0.76MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa .$$

$\tau_U < \bar{\tau}$ (Condition vérifiée).

✓ Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- ***Position de l'axe neutre "y"***

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

- ***Moment d'inertie "I"***

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: *n=15 ; c'=2cm ; d=18cm ; b=65cm ; A'_s=0*

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3}\, fe; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right) = 201{,}6MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
Appui	*8,71*	*2,67*	*5,5*	*4,09*	*vérifiée*	*190,12*	*Vérifiée*
travée	*6,70*	*2,35*	*3,90*	*3,15*	*vérifiée*	170,86	*vérifiée*

Tableau. III.18

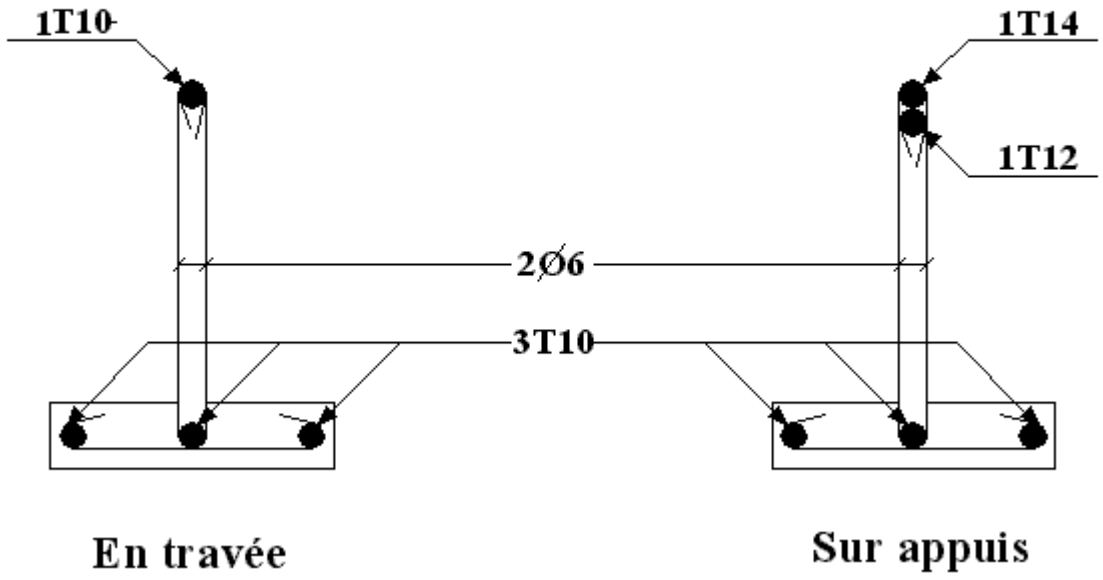


Figure .III.17

e. Ferraillage de la table de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si : $\begin{cases} 50 \le L_1 \le 80cm \Rightarrow A_1 = \dfrac{4L_1}{fe} & (L_1 en\, cm) \\ L_1 \le 50cm \Rightarrow A_2 = \dfrac{200}{fe} \end{cases}$

Avec :

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

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles *(AP)*

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles *(AR)*

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

Fe=400MPa (quadrillage de *TS.*→*Ø*≤*6mm*)

On a : *L=65cm*

Donc on obtient : $A_1 = 0{,}65cm^2/ml$

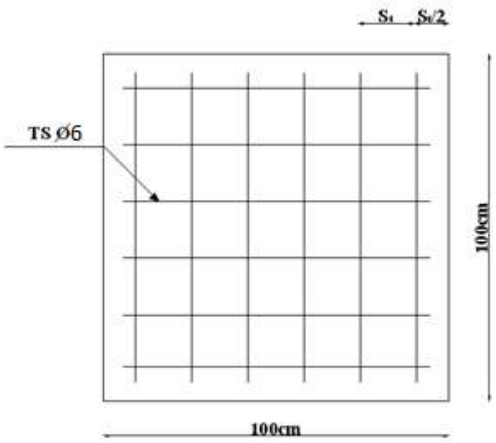


Figure .III.18

On prend : $5T6 = 1{,}41cm^2$

$S_t = \dfrac{100}{5} = 20cm$

Armatures de répartition

$A_2 = \dfrac{A_1}{2} = 0{,}49cm^2$

Soit : 5T6=$1{,}41cm^2$→S_t=*20cm*

Conclusion

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

✓ Vérification de la flèche

- $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{1}{16} \Leftrightarrow \dfrac{15}{80} = 0{,}052 \succ 0{,}0625$.....*non..vérifiée*
- $\dfrac{A_s}{bd} \prec \dfrac{4{,}2}{fe} \Leftrightarrow \dfrac{2{,}35}{65x18} = 0{,}002 \prec 0{,}0105$.....*vérifiée*
- $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0{,}052 \succ 0{,}055$.....*non..vérifiée*

Conditions non vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \quad ;$$

Avec :

E : module déformation différée $E_{vj} = 10721{,}40 MPa$

I: moment d'inertie; I = 43333,33 $cm^{4;}$

Donc : f =0.136 cm

Flèche admissible (C.B.A 93)

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = 0.76\ cm \Rightarrow f \leq f_{ad}$$ …… …… Vérifié.

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction :

D'après RPA93 Version 2003 notre structure est un système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les /coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

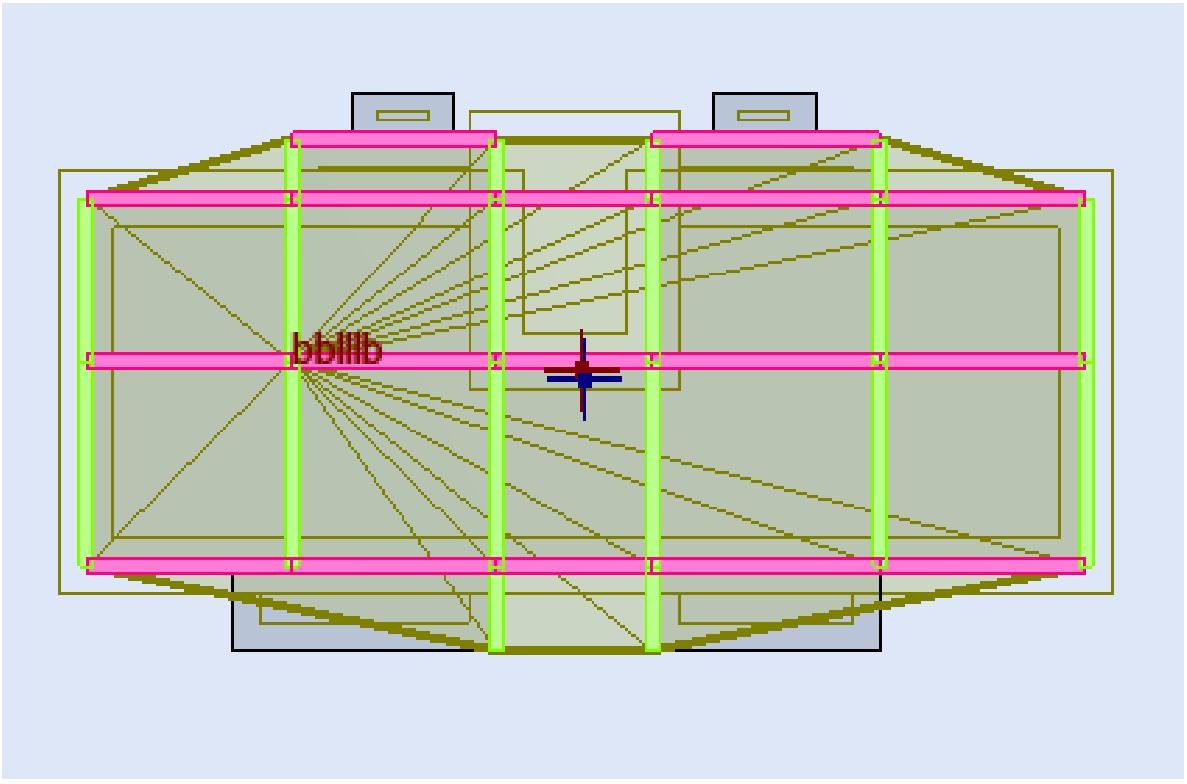
- Ix et Iy : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Vue 2D



Vue 3D

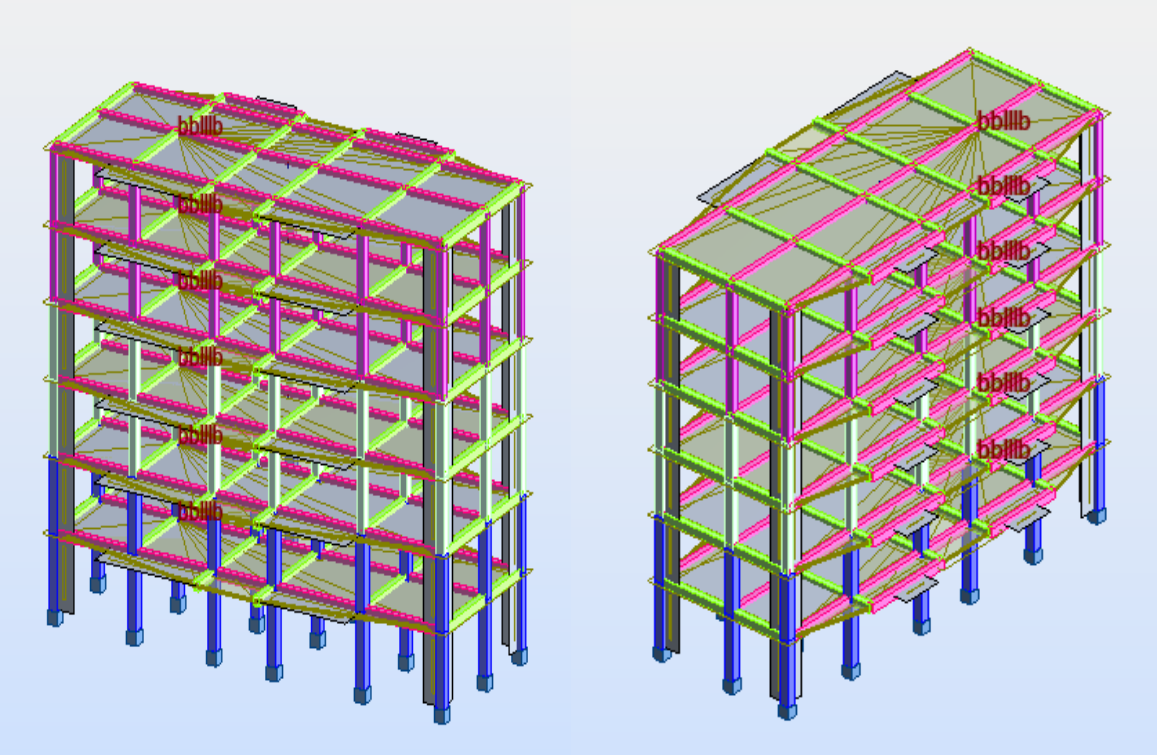


Figure IV.1.Disposition des voiles

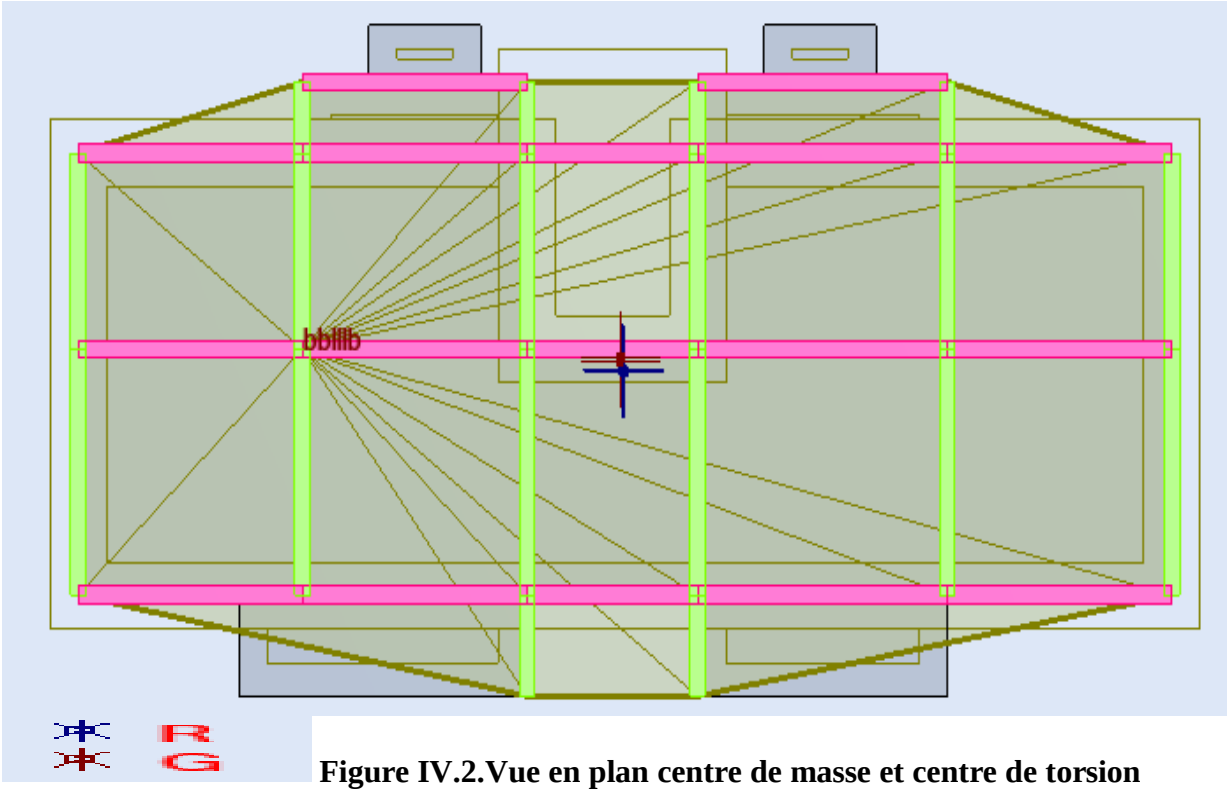


Figure IV.2.Vue en plan centre de masse et centre de torsion

Tableau IV.1.Résultats du centre de masse et de torsion d'après le logiciel ROBOT

	G(m)		R(m)	
	XG	YG	XR	YR
Etage 1	10,63	5.63	10,68	5.50
Etage 2	10,63	5.63	10,68	5.50
Etage 3	10,63	5.63	10,69	5.49
Etage 4	10,63	5.63	10,69	5.49
Etage 5	10,63	5.64	10,70	5.47
Etage 6	10,63	5.72	10,70	5.47

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_R - X_G| \qquad E_Y = |Y_R - Y_G|$$

Tableau IV.2. Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
	XR(m)	XG(m)	EX théo(m)	YR(m)	YG(m)	EY théo(m)
Etage 1	10,68	10,63	0,05	5.50	5.63	0,13
Etage 2	10,68	10,63	0,05	5.50	5.63	0,13
Etage 3	10,69	10,63	0,06	5.49	5.63	0,14
Etage 4	10,69	10,63	0,06	5.49	5.63	0,14
Etage 5	10,70	10,63	0,07	5.47	5.64	0,17
Etage 6	10,70	10,63	0,07	5.47	5.72	0,25

IV.2. 3.2. Excentricité accidentelle : [2]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité accidentelle

	L_X(m)	L_Y(m)	$E_{X\ ACC}$(m)	$E_{Y\ ACC}$(m)
Etage 1	21,45	11,30	1,07	0,57
Etage 2	21,45	11,30	1,07	0,57
Etage 3	21,45	11,30	1,07	0,57
Etage 4	21,45	11,30	1,07	0,57
Etage 5	21,45	11,30	1,07	0,57
Etage 6	21,45	11,30	1,07	0,57

IV.2. 3.3. Effets de la torsion accidentelle : [2]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
	$E_{X\ Théo}$ (m)	$E_{X\ ACC}$ (m)	$E_{X\ Théo}±E_{X\ ACC}$		$E_{Y\ Théo}$ (m)	$E_{Y\ ACC}$ (m)	$E_{Y\ Théo}±E_{Y\ ACC}$	
			$E_{XThéo}+E_{X\ ACC}$	$E_{XThéo}-E_{XACC}$			$E_{YThéo}+E_{YACC}$	$E_{YThéo}-E_{YACC}$
Etage 1	0,05	1,07	1.12	-1,02	0,13	0,57	0,70	-0,44
Etage 2	0,05	1,07	1.12	-1,02	0,13	0,57	0,70	-0,44
Etage 3	0,06	1,07	1,13	-1,01	0,14	0,57	0,71	-0,43
Etage 4	0,06	1,07	1,13	-1,01	0,14	0,57	0,71	-0,43
Etage 5	0,07	1,07	1.12	-1,02	0,17	0,57	0,74	-0,40
Etage 6	0,07	1,07	1.12	-1,02	0,25	0,57	0,82	-0,32

IV. 3. Choix la méthode de calcul :
IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

La satisfaction de conditions préconisées par le règlement RPA 2003 art4.1.2 conduit a l'utilisation de la méthode statique équivalente, dont les conditions sont :

La régularité en plan

La régularité en élévation

La hauteur maximale est 23 mètres

Le calcule est effectué au moyenne du logiciel d'analyse ''ROBOT''

IV.3.2. Méthode statique équivalente :
IV.3.2.1. Principe :

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 deus directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.
Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous l'effet d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.
C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV. 3.2.2. Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de

liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés ;
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2.3. Calcul de la force sismique totale:

l a force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone II)$_a$, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15.

b. Facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (ROBOT) qui sont données ci-après :

Somme de réactions totales à la base : Fz=127671,488 KN
Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=26139,578 KN
Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=101531,91 KN
Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles est 20 %
et le pourcentage des efforts repris par les poteaux est 80 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément [2] [Art.3.4.A.2]
Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :
- ❖ le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- ❖ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R=3.5**

d. Facteur de qualité Q : [2 : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0,2 = 1,2$$

$$Q_Y = 1 + 0,2 = 1,2$$

e. Périodes caractéristiques : [2 : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0,15\,\text{s} \\ T_2 = 0,40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

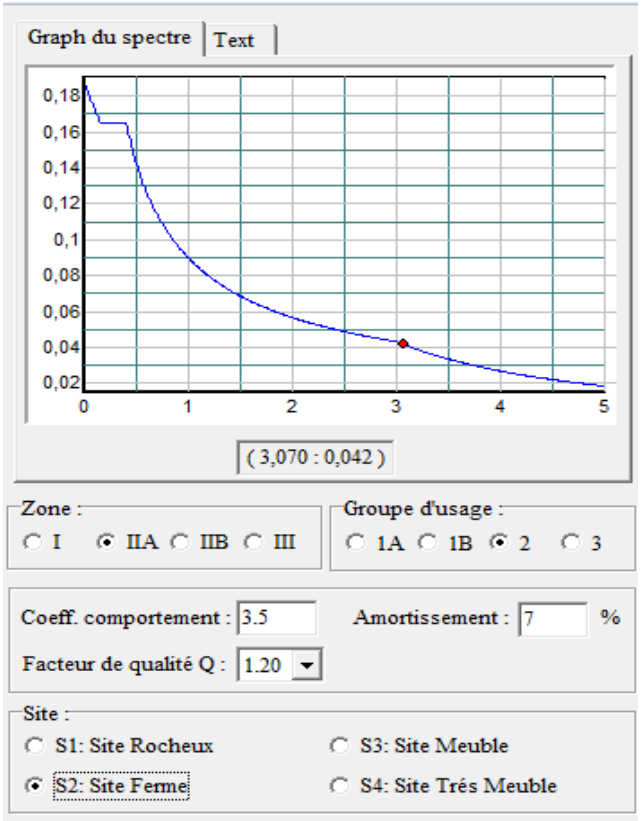


Figure IV.3. Spectre de réponse

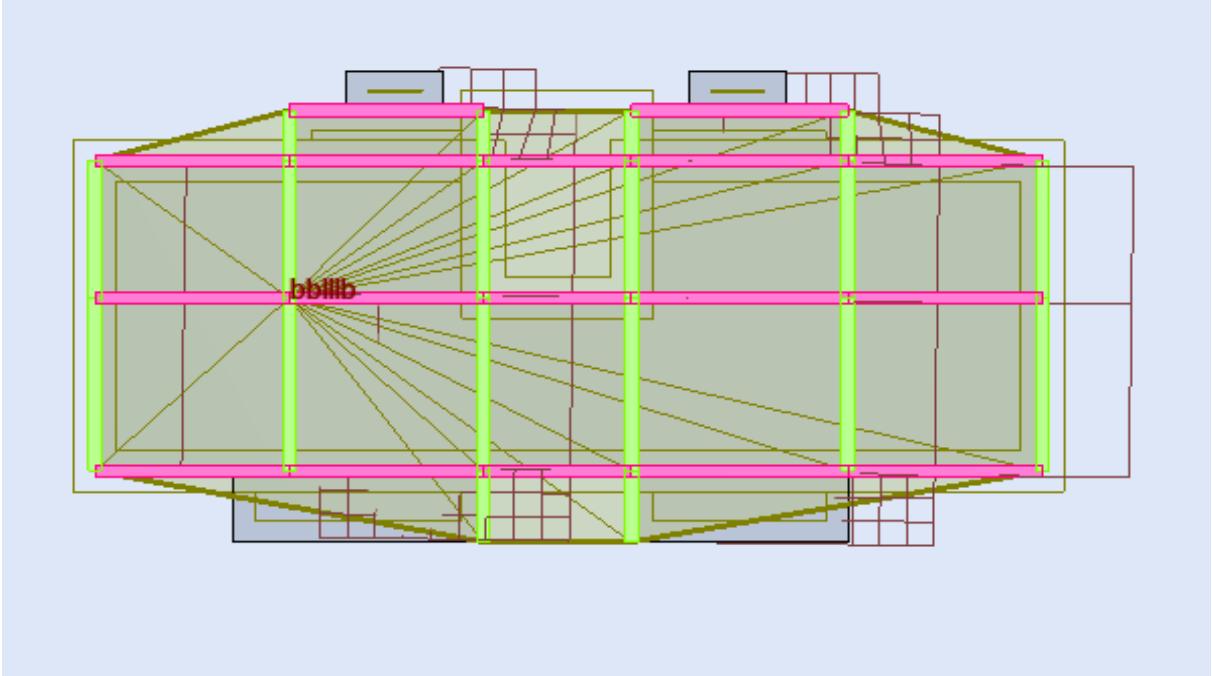
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

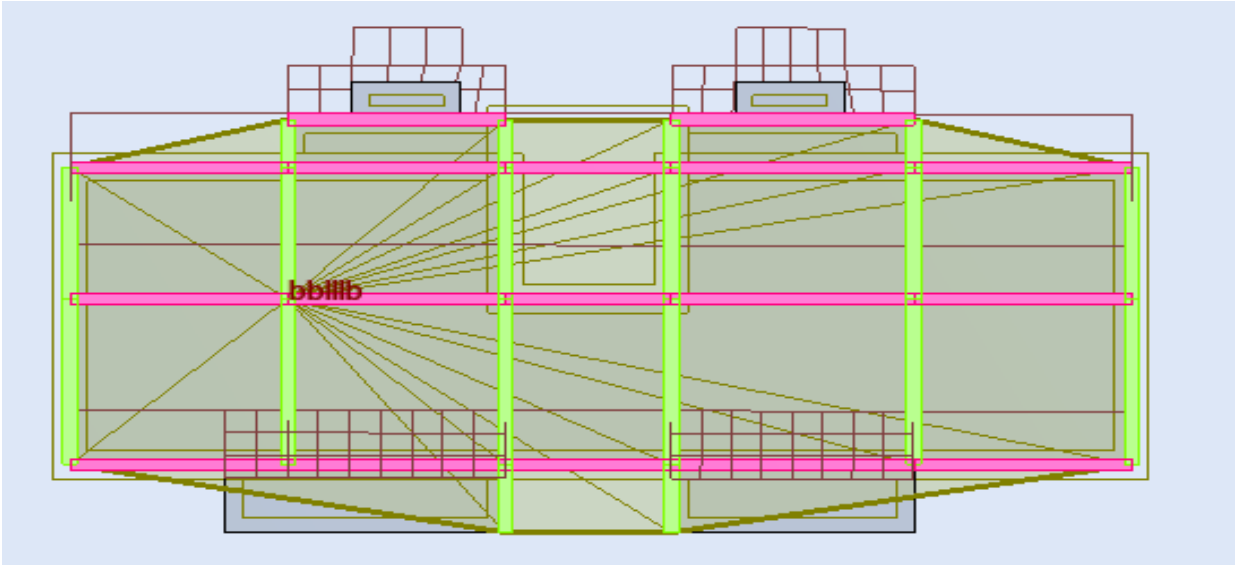
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification des périodes ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification de déplacement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ .

IV.4.1.Vérification de comportement :

Mode 01



Mode 02



Mode 03

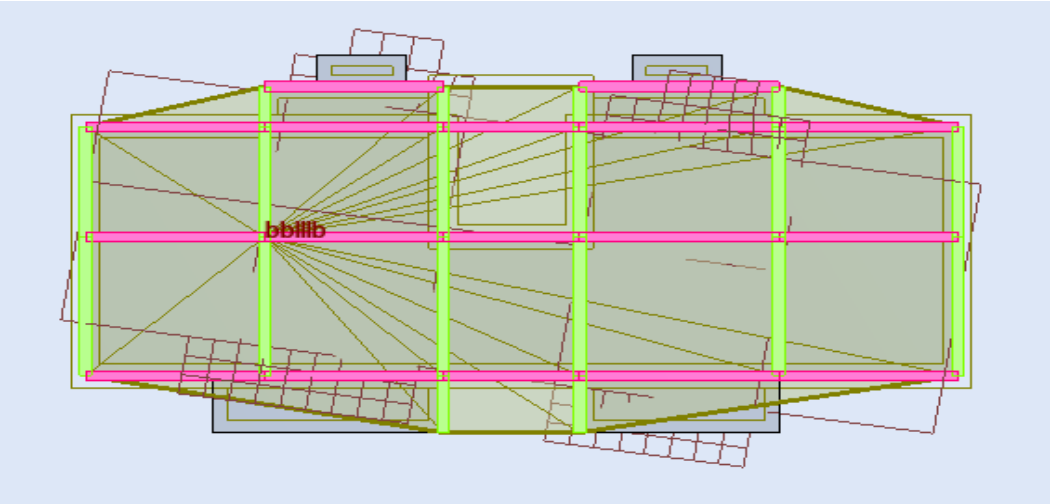


Figure IV.4. : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.6. Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
1	0,00	76,14	0,00
2	76,41	0,00	0,00
3	0,00	0,01	0,02

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant X	translation pure suivant Y	rotation autour de l'axe Z

IV. 4. 2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.6.Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens X	Sens Y	Sens Z
1	0,55	0,00	76,14	0,00
2	0,50	76,41	76,14	0,00
3	0,41	76,41	76,15	0,00
4	0,24	76,41	89,09	0,00
5	0,23	89,14	89,09	0,00
6	0,18	89,14	89,09	0,00
7	0,11	89,14	93,95	0,00
8	0,11	94,07	93,95	0,00

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 8ème mode pour notre bloc.

IV. 4.3.Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.RPA99 Version2003.

Tableau IV.7. Vérification des périodes

$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1,3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
0,44	0,55	0,57	CV

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} > 0,8$

***Calcul de la force sismique totale** [2. Art 4.2.3] :*

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**
  A = 0,15
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0,4s, tableau 4.7 (avec site S2)
η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882
T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :
$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]
Dx= 2,36
Dy= 2,36

- **R : coefficient de comportement global de la structure**
  R = 3,5
- **Q : facteur de qualité**
  Q_x=Q_y=1,2

- **W : poids total de la structure**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0,2 tableau 4.5

W=18068,8 Kn

Tableau IV.8. Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0,15	2,36	2,36	3,50	1,20	1,20	18068,8	1707,55	1707,55

Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	1707,55	2046,13	1366,04	CV
Y	1707,55	2096,58	1366,04	CV

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement:

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx} = Y_G . W_i$, $M_{tY} = X_G . W_i$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

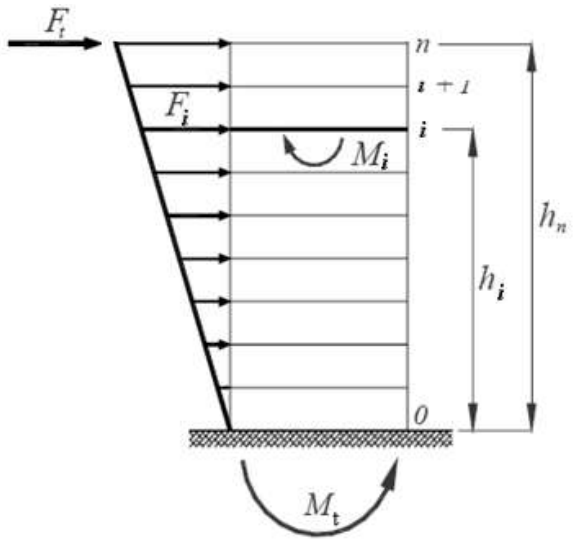


Figure IV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a :

- $T_X = 0{,}54$ s → Ft = 0
- $T_Y = 0{,}54$ s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

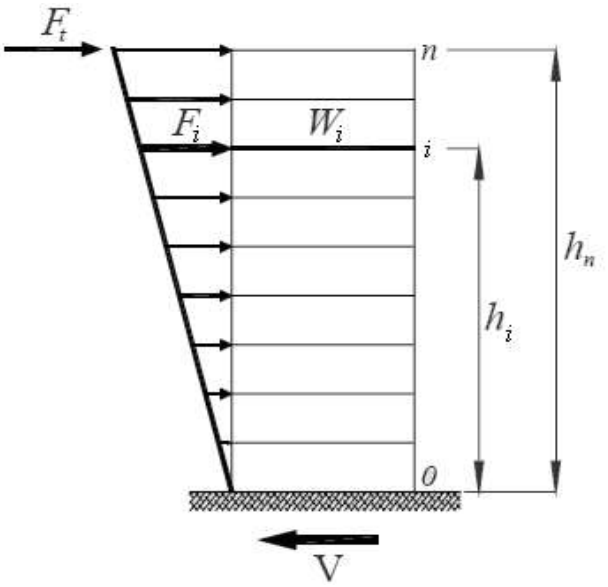


Figure IV.6.Distribution des forces sismiques

V_X = 2946,13 Kn

Tableau IV.10. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
18,36	1714,84	31484,46	0,26	779,04
15,30	1872,39	28647,57	0,24	708,84
12,24	1872,39	22918,05	0,19	567,08
9,18	1872,39	17188,54	0,14	425,31
6,12	2050,95	12551,81	0,11	310,58
3,06	2050,95	6275,91	0,05	155,29
SOMME		119066,34	1,00	2946,13

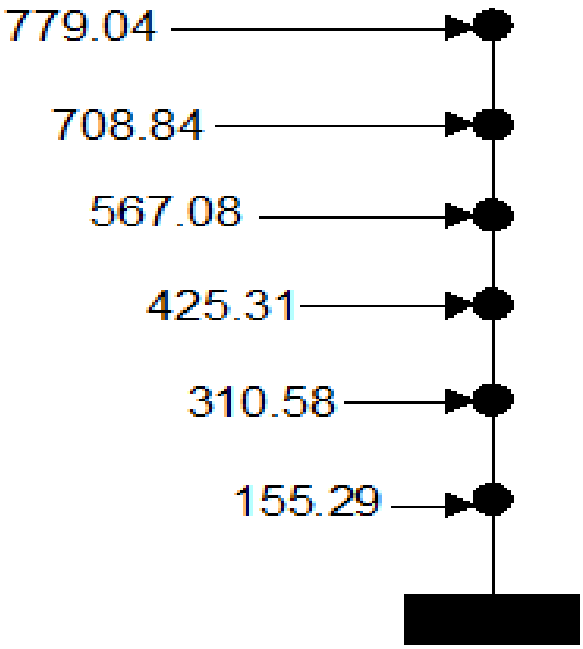


Figure IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_y = 3096,58 kN

Tableau IV.10. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
18,36	1714,84	31484,46	0,26	818,82
15,30	1872,39	28647,57	0,24	745,04
12,24	1872,39	22918,05	0,19	596,03
9,18	1872,39	17188,54	0,14	447,03
6,12	2050,95	12551,81	0,11	326,44
3,06	2050,95	6275,91	0,05	163,22
SOMME		119066,34	1,00	3096,58

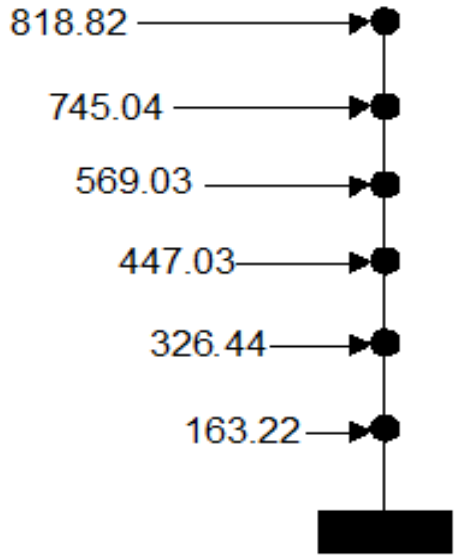


Figure IV.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

Tableau IV.11.Calcul le moment de renversement

h_i (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
18,36	779,04	818,82	14303,16	15033,57
15,30	708,84	745,04	10845,31	11399,15
12,24	567,08	596,03	6941,00	7295,46
9,18	425,31	447,03	3904,31	4103,69
6,12	310,58	326,44	1900,73	1997,80
3,06	155,29	163,22	475,18	499,45
$\sum M_o$			38369,69	40329,12

IV. 4.5.3. Moment stabilisant :

Tableau IV.12.Calcul le moment stabilisant

h_i (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	$M_{t\,xi}$ (KN.m)	$M_{t\,yi}$ (KN.m)
18,36	1714,84	10,63	5.63	9654,55	18228,75
15,30	1872,39	10,63	5.63	10541,56	19903,51
12,24	1872,39	10,63	5.63	10541,56	19903,51
9,18	1872,39	10,63	5.63	10541,56	19903,51
6,12	2050,95	10,63	5.64	11567,36	21801,60
3,06	2050,95	10,63	5.72	11731,43	21801,60
$\sum M_t$				64578,01	121542,46

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.13. Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	$\frac{M_{tx}}{M_{0x}}$	$\frac{M_{ty}}{M_{0y}}$	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
64578,01	121542,46	38369,69	40329,12	1,68	3,01	CV

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.4.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niv (m)	δ_e (cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
18,36	1,7	5,95	1.05	3.06	CV
15,30	1,4	4.9	0.70	3.06	CV
12,24	1,2	4.2	1.05	3.06	CV
9,18	0,9	3.15	2.10	3.06	CV
6,12	0,3	1.05	0.70	3.06	CV
3,06	0,1	0.35	0.35	3.06	CV

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niv (m)	δ_e (cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
18,36	1,6	5,60	0.70	3.06	CV
15,30	1,4	4.9	1.05	3.06	CV
12,24	1,1	3.85	1.05	3.06	CV
9,18	0,8	2.80	1.75	3.06	CV
6,12	0,3	1.05	0.70	3.06	CV
3,06	0,1	0.35	0.35	3.06	CV

IV. 4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.16.Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
18,36	1714,84	779,04	779,04	1.05	0,00126	CV
15,30	3587,23	708,84	1487,88	0.70	0,01103	CV
12,24	5459,62	567,08	2054,96	1.05	0,00228	CV
9,18	7332,01	425,31	2480,26	2.10	0,00676	CV
6,12	9382,96	310,58	2790,84	0.70	0,00385	CV
3,06	11433,91	155,29	2946,13	0.35	0,00444	CV

Tableau IV.17. Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY} (KN)	Δ_{kY} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
18,36	1714,84	818,82	818,82	0.70	0,00080	CV
15,30	3587,23	745,04	1563,86	1.05	0,01574	CV
12,24	5459,62	596,03	2159,90	1.05	0,00217	CV
9,18	7332,01	447,03	2606,92	1.75	0,00536	CV
6,12	9382,96	326,44	2933,36	0.70	0,00366	CV
3,06	11433,91	163,22	3096,58	0.35	0,00422	CV

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV.5.Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique du bâtiment

CHAPITRE V

V. Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants a été effectue selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99ver.03.

V.2 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de la superstructure vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens c.a.d dans le sens longitudinal et le sens transversal, donc il est sollicité en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes ;

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

TABLEAU V.1 CALCUL DES CONTRAINTES

- ***Combinaison des charges***

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ***Selon BAEL 91***

E L U ……1,35 G + 1,5 Q

E L S ..... G + Q

- ***Selon RPA 99* VER.03** (situation accidentelle)

G + Q ± E

0.8G6E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

N^{max} ; $M^{correspondant}$

M^{max} ; $N^{correspondant}$

N^{min} ; $M^{correspondant}$

- ***Recommandations des règles parasismiques algérien RPA99 VER.03***

1. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

2. Leur pourcentage en zone IIa est limité par :

0,8% ≤ (A/b.h) ≤4 %…….en zone courante ;

0,8% ≤ (A/b.h) ≤6 %…….en zone nodale ;

3. Le diamètre minimal est de 12 mm.

4. La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø en zone IIa.

5.La distance verticale entre les barres sur une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

1. Situation durable :

- *Combinaison* : ***1,35G+1,5Q***

a. (N^{max},M^{corr})

Tableau .V.2 : Ferraillages des poteaux situation durable *(N^{max},M^{corr})*

Niveaux	***Sections (cm^2)***	***N^{max} (kN)***	***M^{corr} (kNm)***	***Sollicitation***	***A'_s (cm^2)***	***A_s (cm^2)***	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC,1er	*45x45*	*1365,25*	*6,93*	*SEC*	*1,03*	*3,35*	*16,20*
2ème,3ème	*40x40*	*891,61*	*18,70*	*SEC*	*0,47*	*2,03*	*12,80*
4ème,5ème	*35x35*	*429,57*	*18,91*	*SEC*	*0,56*	*2,51*	*9,80*

2. Situation accidentelle :

- *Combinaison* :***G+Q±E***

b. (M^{max},N^{corr})

Tableau. V.3 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle *(M^{max},N^{corr})*

Niveaux	***Sections (cm^2)***	***M^{max} (kNm)***	***N^{corr} (kN)***	***Sollicitation***	***A'_s (cm^2)***	***A_s (cm^2)***	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC,1er	*45x45*	*100,24*	*353,93*	*SEC*	*0*	*0*	*16,20*
2ème,3ème	*40x40*	*99,59*	*131,99*	*SEC*	*0*	*0*	*12,80*
4ème,5ème	*35x35*	*75,29*	*45,76*	*SEC*	*0*	*0*	*9,80*

- *Combinaison* : ***0,8G±E***

a. (N^{min},M^{corr})

Tableau. V.4 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle *(N^{min},M^{corr})*

Niveaux	***Sections (cm²)***	***N^{min} (kN)***	***M^{corr} (kNm)***	***Sollicitation***	***A'_s (cm²)***	***A_s (cm²)***	$A^{\min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC,1er	*45x45*	*222,87*	*10,37*	*SEC*	*0*	*0*	*16,20*
2ème,3ème	*40x40*	*87,57*	*53,13*	*SEC*	*0*	*3,12*	*12,80*
4ème,5ème	*35x35*	*38,59*	*8,07*	*SPC*	*0*	*0,14*	*9,80*

V.2.1. Choix des armatures

Tableau. V.5 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	***Sections (cm²)***	A_s^{cal} (cm^2)	$A_s^{\min}$ (cm^2)	***Choix des armatures***	A_s^{adp} (cm^2)
RDC,1er	*45x45*	*3,35*	*16,20*	*4HA20+4HA16*	*20,60*
2ème,3ème	*40x40*	*2,03*	*12,80*	*8HA16*	*16,08*
4ème,5ème	*35x35*	*2,51*	*9,80*	*8HA14*	*12,32*

✓ Vérification a L'E.L.S

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous *(M_{ser} , N_{ser})*, puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- ***Béton* :**

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

- ***Acier* :**

- fissuration peu nuisible : Pas de limitation.
- fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_S = \min\left\{2/3 f_e ;\ \max(0{,}5\, f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}})\right\}$.
- fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_S = \min\left\{1/2 f_e ; \max(0{,}4\, f_e ; 88\sqrt{\eta . f_{tj}})\right\}$.

Avec :

$\eta = 1{,}6$ pour les aciers *H.A*

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 201{,}6MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm^2)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC,1er	45x45	4,95	993,66	SEC	68,9	201,6	4,6	15	cv
2ème,3ème	40x40	13,43	649,29	SEC	65,3	201,6	4,5	15	Cv
4ème,5ème	35x35	13,58	313,49	SEC	52,2	201,6	3,7	15	Cv

b. N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max} :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm^2)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC,1er	45x45	18,36	820,88	SEC	66,5	201,6	4,6	15	Cv
2ème,3ème	40x40	17,98	481,26	SEC	55,7	201,6	3,9	15	Cv
4ème,5ème	35x35	17,89	148,47	SEC	42,8	201,6	3,3	15	Cv

✓ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau}_u$ doit être inferieure aux valeurs suivantes :

**** Selon le BAEL 91 modifie 99 :***

$\overline{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ……Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**** Selon le RPA 99 version 2003 :***

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

ρ_d=*0,075*…….si l'élancement $\lambda \geq 5$
ρ_d=*0,040*…….si l'élancement $\lambda < 5$

Avec : λ: L'élancement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i}$

i : Rayon de giration $i = \left(\frac{I}{B}\right)^{\frac{1}{2}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f: Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	***τ_u (MPa)***	***λ***	***ρ_d***	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	***Vérification***
RDC,1er	*45x45*	*108,35*	*0,59*	*16,48*	*0,075*	*1,875*	*3,25*	*cv*
2ème,3ème	*40x40*	*100,32*	*0,69*	*18,55*	*0,075*	*1,875*	*3,25*	*cv*
4ème,5ème	*35x35*	*81,53*	*0,73*	*21,20*	*0,075*	*1,875*	*3,25*	*cv*

V.2.2. Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du ***BAEL91 modifié 99*** et celles du ***RPA99 version 2003*** ; elles sont données comme suit :

**** Selon BAEL91 modifié 99 :***

$$\begin{cases} S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) \\ \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

**** Selon le RPA99 version 2003* :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$…….si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$……...si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

St ≤ Min ($10\Phi_1$,15cm) ……...Zone nodale (zone IIa).

St ≤ 15 Φ_1 ……...Zone courante (zone IIa).

$Ø_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \text{.....} si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{.....} si\ \lambda_g \leq 3 \\ Interpolation\ entre\ les\ valeurs \lim ites\ précédentes\ si\ 3 \prec \lambda_g \prec 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400MPa$ *(FeE400)*.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.9 : Espacements maximales selon RPA99

Niveaux	*Section (cm^2)*	*Barres*	*$Ø_l$ (mm)*	*S_t (cm)*	
				Zone nodale	*Zone courante*
RDC,1er	*45x45*	*4HA20+4HA16*	*20 et 16*	*10*	*15*
2ème,3ème	*40x40*	*8HA16*	*16*	*10*	*15*
4ème,5ème	*35x35*	*8HA14*	*14*	*10*	*15*

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	*Section (cm^2)*	*L_f (m)*	*λ_g (%)*	*ρ_a*	*T_u^{max} (kN)*	*Zone*	*S_t (cm)*	*A_t^{cal} (cm^2)*	*A_s^{min} (cm^2)*	*Choix*	*A_s^{adp} (cm^2)*
RDC,1er	*45x45*	*2,14*	*4,76*	*3,75*	*79,99*	*N*	*10*	*1,67*	*1,62*	*4 Ø8*	*2,01*
						C	*10*	*1,67*	*1,62*	*4 Ø8*	*2,01*
2ème,3ème	*40x40*	*2,14*	*5,35*	*2,5*	*69,27*	*N*	*10*	*1,08*	*1,2*	*4 Ø8*	*2,01*
						C	*15*	*1,62*	*1,68*	*4 Ø8*	*2,01*
2ème,3ème	*35x35*	*2,14*	*6,11*	*2,5*	*53,82*	*N*	*10*	*0,96*	*1,05*	*4 Ø8*	*2,01*
						C	*14*	*1,35*	*1,47*	*4 Ø8*	*2,01*

V.2.3. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :$L_r=40Ø_l$ en zone IIa.

Pour : *HA20*…….$L_r=80cm$

HA16…….$L_r=64cm$

HA14…….$L_r=56cm$

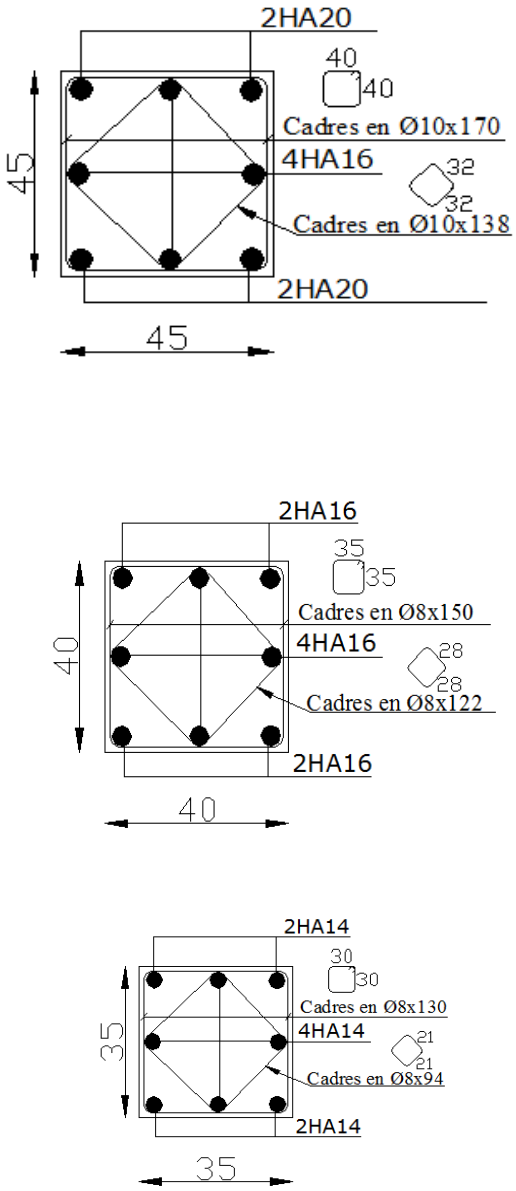


Figure .V.1 : Dessin de ferraillages des poteaux

V.3. Ferraillage des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : *1,35G+1,5Q*
- Situation accidentelle : *G+Q±E*

V.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de *0,5%* en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- *4%* en zone courante.
- *6%* en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de *40Ø* en zone IIa.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à *90°*.

V.3.3. Calcul du ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques selon les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

a. Situation durable **:** *1,35G+1,5Q*

Tableau V.11 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	***Section (cm²)***	***Position***	M^{max} ***(kNm)***	A_s ***(cm²)***	A_s' ***(cm²)***	A_{sRPA}^{min} ***(cm²)***
RDC,1er	*30x40*	*Travée*	42,97	3,08	0	6
		Appui	49,46	3,57	0	6
2ème, 3ème	*30x40*	*Travée*	45,50	3,27	0	6
		Appui	60,05	4,37	0	6
4ème, 5ème	*30x40*	*Travée*	46,06	3,31	0	6
		Appui	64,41	4,71	0	6

Situation accidentelle **:** *G+Q+E*

Tableau V.12 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	***Section (cm²)***	***Position***	M^{max} ***(kNm)***	A_s ***(cm²)***	A_s' ***(cm²)***	A_{sRPA}^{min} ***(cm²)***
RDC,1er	*30x40*	*Travée*	51,89	3,75	0	6
		Appui	113,74	8,39	0	6
2ème, 3ème	*30x40*	*Travée*	52,30	3,78	0	6
		Appui	121,97	9,07	0	6
4ème, 5ème	*30x40*	*Travée*	44,69	3,21	0	6
		Appui	112,29	8,27	0	6

2- Sens non porteur :

a. Situation durable : *1,35G+1,5Q*

Tableau V.13 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	***Section (cm²)***	***Position***	M^{max} ***(kNm)***	A_s ***(cm²)***	A_s' ***(cm²)***	A_{sRPA}^{min} ***(cm²)***
RDC,1er	*30x40*	*Travée*	4,71	0,37	0	6
		Appui	14,75	1,16	0	6
2ème, 3ème	*30x40*	*Travée*	4,69	0.37	0	6
		Appui	21,07	1,67	0	6
4ème, 5ème	*30x40*	*Travée*	5,15	0,40	0	6
		Appui	27,20	2,17	0	6

b. Situation accidentelle **:** *G+Q+E*

Tableau V.14 : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	***Section (cm²)***	***Position***	M^{max} ***(kNm)***	A_s ***(cm²)***	A_s' ***(cm²)***	A_{sRPA}^{min} ***(cm²)***
RDC,1er	*30x40*	*Travée*	22,00	1,77	0	6
		Appui	115,36	8,69	0	6
2ème, 3ème	*30x40*	*Travée*	24,26	1,95	0	6
		Appui	122,19	9,22	0	6
4ème, 5ème	*30x40*	*Travée*	20,96	1,68	0	6
		Appui	104,12	7,76	0	6

***Remarque* :**

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons *« 1,35G+1,5Q »* et *« G+Q+E »*, on constate que le ferraillage maximum est obtenu par la combinaison *« G+Q+E »*.

VI.3.4. Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Tableau V.15 : Choix des armatures pour les poutres principales

Niveaux	***Section (cm²)***	***Position***	A_s^{max} ***(ZN)(cm²)***	A_s^{max} ***(ZR)(cm²)***	A_{sRPA}^{min} ***(cm²)***	A_s^{cal} ***(cm²)***	***Choix des armatures***	A_s^{adp} ***(cm²)***
RDC,1er	*30x40*	*Travée*	48	72	6	3,75	*6HA14*	9,24
		Appui				8,39	*6HA14*	9,24
2ème, 3ème	*30x40*	*Travée*	48	72	6	3,78	*6HA14*	9,24
		Appui				9,07	*6HA14*	9,24
4ème, 5ème	*30x40*	*Travée*	48	72	6	3,21	*6HA14*	9,24
		Appui				8,27	*6HA14*	9,24

2- Sens non porteur :

Tableau V.16 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	***Section (cm²)***	***Position***	A_s^{max} ***(ZN)(cm²)***	A_s^{max} ***(ZR)(cm²)***	A_{sRPA}^{min} ***(cm²)***	A_s^{cal} ***(cm²)***	***Choix des armatures***	A_s^{adp} ***(cm²)***
RDC,1er	*30x40*	*Travée*	48	72	6	1,77	*3HA14*	4,62
		Appui				8,69	*6HA14*	9,24
2ème, 3ème	*30x40*	*Travée*	48	72	6	1,95	*3HA14*	4,62
		Appui				9,22	*6HA14*	9,24
4ème, 5ème	*30x40*	*Travée*	48	72	6	1,68	*3HA14*	4,62
		Appui				7,76	*6HA14*	9,24

✓ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}=2{,}1MPa$; $f_e=400MPa$

Tableau V.17 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ *(cm²)*	$A_s^{\min}$ *(cm²)*	*Vérification*
30x40	9,24	*1,304*	*Vérifiée*
30x40	4,62	*1,304*	*Vérifiée*

✓ Vérification a L'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que : $\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y \prec \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \leq \overline{\sigma}_s = 201{,}6MPa \end{cases}$

1- Sens porteur : ***(30x40)***

Tableau V.18 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	*Position*	M_{ser} *(kNm)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*Vérifié*
RDC,1er	*Travée*	*30,71*	*5,1*	*15*	*154,7*	*201,6*	*cv*
	Appui	*35,78*	*5,1*		*154,0*		
2ème, 3ème	*Travée*	*32,54*	*5,4*	*15*	*163,9*	*201,6*	*cv*
	Appui	*43,47*	*6,2*		*143,5*		
4ème, 5ème	*Travée*	*32,93*	*5,5*	*15*	*165,9*	*201,6*	*cv*
	Appui	*46,63*	*6,6*		*154,0*		

2- Sens non porteur : ***(30x40)***

Tableau V.19 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	*Position*	M_{ser} *(kNm)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*Vérifié*
RDC,1er	*Travée*	*4,01*	*0,7*	*15*	*20,2*	*201,6*	*cv*
	Appui	*18,72*	*2,7*		*61,8*		
2ème, 3ème	*Travée*	*6,05*	*1,0*	*15*	*30,5*	*201,6*	*cv*
	Appui	*19,18*	*2,7*		*63,3*		
4ème, 5ème	*Travée*	*6,79*	*1,1*	*15*	*34,2*	*201,6*	*cv*
	Appui	*19,61*	*2,9*		*75,5*		

✓ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	***Section (cm²)***	T_u^{max} ***(kN)***	***τu(MPa)***	$\bar{\tau}_u$ ***(MPa)***	***Vérifié***
RDC,1er	*30x40*	*179,07*	*1,49*	*2,5*	*cv*
	30x40	*140,25*	*1,16*	*2,5*	*cv*
2ème, 3ème	*30x40*	*174,62*	*1,45*	*2,5*	*cv*
	30x40	*145,46*	*1,21*	*2,5*	*cv*
4ème, 5ème	*30x40*	*116,99*	*0,97*	*2,5*	*cv*
	30x40	*120,85*	*1,00*	*2,5*	*Cv*

V.3.5. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE40 (f_e=400MPa)*.

- ***Selon le BAEL 91 modifié 99***

$$\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} \quad (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

- ***Selon le RPA 99 version 2003***

$$\begin{cases} A_t = 0{,}003 S_t b \\ S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale \\ S_t \leq \frac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b}{10}\right)=1{,}14cm$$

On prend : $Ø_t=8mm$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.21 : Calcul des armatures transversales

Sens	T_u(kN)	τ_u(MPa)	BAEL91	ZN		ZC		A_t^{max}	Choix
			S_t(cm)	S_t(cm)	At	S_t(cm)	At	(cm²)	
Porteur	179,07	1,49	32,4	10	0,80	20	1,61	2,01	4 Ø8
Non porteur	145,46	1,21	32,4	10	0,82	20	1,66	2,01	4 Ø8

V.3.6. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r=40Ø$ (zone IIa).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $Ø=14mm$……$L_r=56cm$

V.3.7. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a. Appuis intermédiaires

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u-\frac{M_a}{0{,}9d}\prec 0\Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u-\frac{M_a}{0{,}9d}\succ 0\Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s\geq\frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u-\frac{M_{ua}}{0{,}9d}\right)$

Tableau V.22 : Vérification de la section d'armatures

Niveaux	*Section (cm^2)*	*T_u (kN)*	*M_{ua} (kNm)*	*$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)*	*$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)*
RDC,1er	*30x40*	*71,78*	*54,18*	*167,22*	*<0*
	30x40	*120,85*	*75,18*	*231,94*	*<0*
2ème, 3ème	*30x40*	*81,74*	*72,76*	*224,56*	*<0*
	30x40	*145,46*	*95,02*	*293,27*	*<0*
4ème, 5ème	*30x40*	*82,25*	*73,82*	*227,83*	*<0*
	30x40	*140,25*	*90,99*	*280,83*	*<0*

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

✓ **Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui**

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante : $\sigma_{bc}^{m} = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma^b}$

Avec :

a=Min(à ; 0,9d).

à : Largeur d'appuis sans l'enrobage (à=*c-c'-2cm*)

c' : L'enrobage (*c'=3cm*).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

Tableau V.23 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

Niveaux	*Section(cm^2)*	*à(cm)*	*a(cm)*	*T_u^{max} (kN)*	*σ_{bc}^{m} (MPa)*	*$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)*	*Vérification*
RDC,1er	*30x40*	*45*	*32,4*	*71,78*	*0,73*	*21,67*	*Vérifiée*
	30x40	*45*	*32,4*	*120,85*	*1,24*		
2ème, 3ème	*30x40*	*40*	*32,4*	*81,74*	*0,84*	*21,67*	*Vérifiée*
	30x40	*40*	*32,4*	*145,46*	*1,49*		
4ème, 5ème	*30x40*	*35*	*32,4*	*82,25*	*0,84*	*21,67*	*Vérifiée*
	30x40	*35*	*32,4*	*140,25*	*1,44*		

b. Appuis de rives

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0{,}267 b.a.f_{c28}$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a=Min(à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (*à=c-c'-2cm).*

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Vérification dans les appuis de rives

Vérifications			***section d'armature longitudinale***			***contrainte de compression du béton***		
Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ ***(cm²)***	A_s^{adp} ***(cm²)***	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	***a (cm)***	***0,267.b.a.f_{c28} (kN)***	***$T_u \leq$ 0,267.b.a.f_{c28}***
RDC,1er	*30x40*	*104,97*	*3,02*	*13,86*	*Vérifiée*	32,4	648,81	*Vérifiée*
	30x40	*101,76*	*2,93*	*13,86*	*Vérifiée*	32,4	648,81	*Vérifiée*
2ème, 3ème	*30x40*	*112,14*	*3,22*	*13,86*	*Vérifiée*	32,4	648,81	*Vérifiée*
	30x40	*107,34*	*3,09*	*13,86*	*Vérifiée*	32,4	648,81	*Vérifiée*
4ème, 5ème	*30x40*	*103,68*	*2,98*	*13,86*	*Vérifiée*	32,4	648,81	*Vérifiée*
	30x40	*92,07*	*2,65*	*12,63*	*Vérifiée*	32,4	648,81	*Vérifiée*

V.3.8. Arrêt des barres

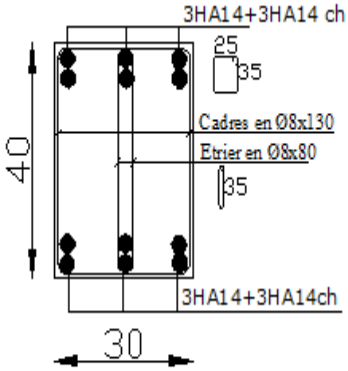
Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

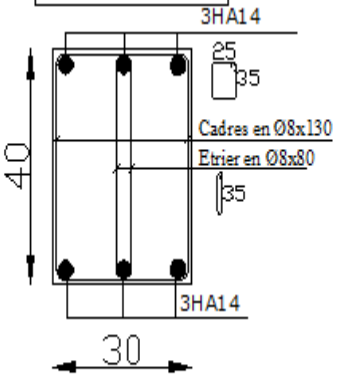
Avec :*L=Max(L_{gauche} ; L_{droite}).*

POUTRE SECONDAIRE

EN APPUI

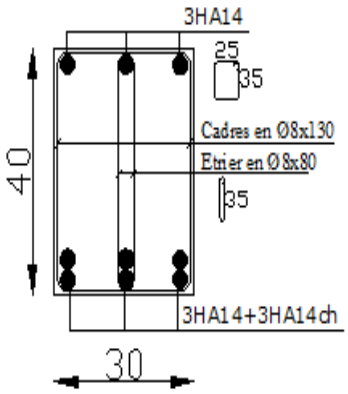


EN TRAVEE

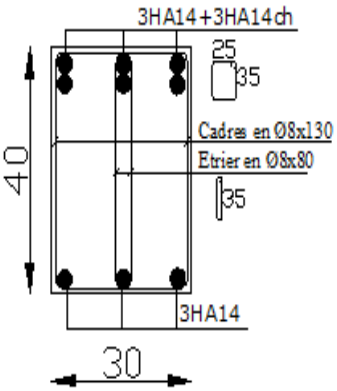


POUTRE PRINCIPALE

EN TRAVEE



EN APPUI



V.4. Ferraillage des voiles

V.4.1 Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, son appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.4.2. Introduction au ferraillage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La **figure.V.3** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale *N* et une charge horizontale *V* en tête.

Le voile est donc sollicité par un effort normal *N* et un effort tranchant *V* constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

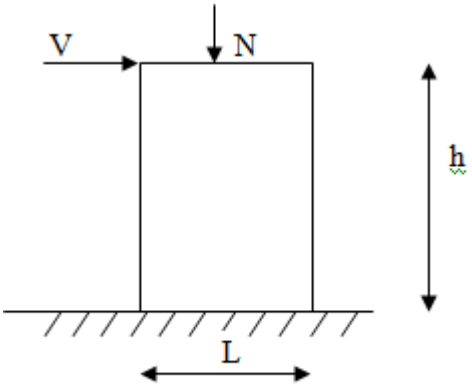


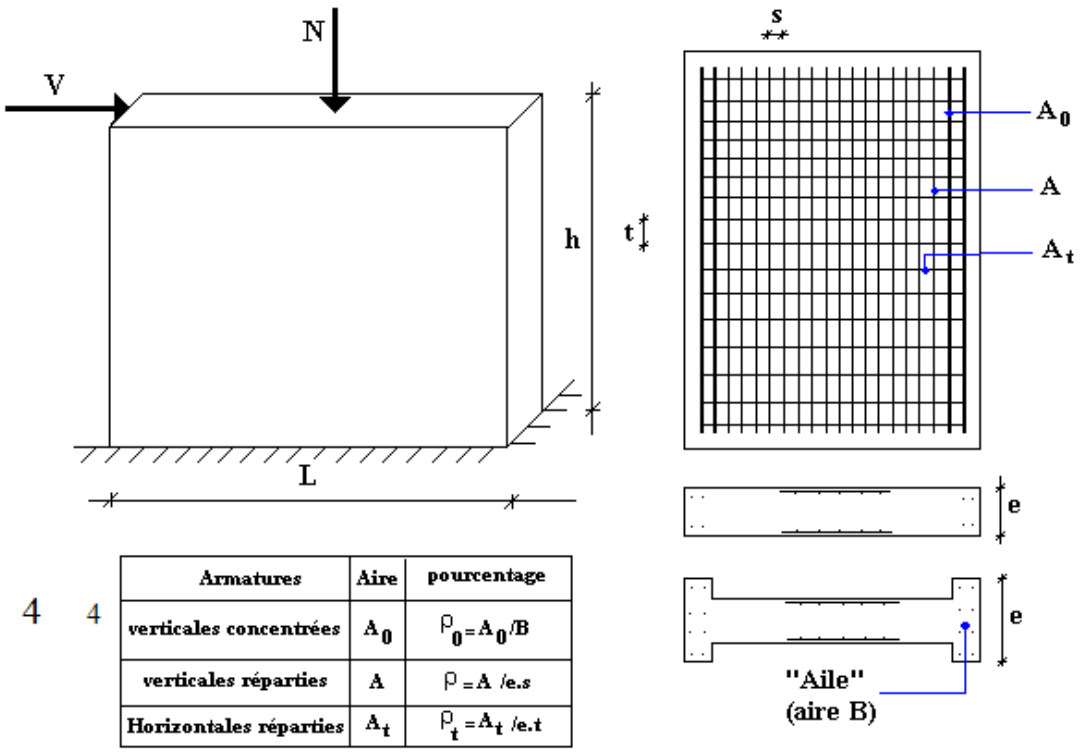
Figure .V.3

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

1- D'armatures verticales concentrées aux deux extremités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément reparies (de pourcentage ρ_V)
2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistante à l'effort tranchant.



4 4

Armatures	Aire	pourcentage
verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = A_0/B$
verticales réparties	A	$\rho = A/e.s$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t = A_t/e.t$

FigureV.4 Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

V.4.3. Procédure de ferraillage des trumeaux

V.4.3.1. Introduction

Pour le ferraillage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements ***B.A.E.L 91*** et ***RPA 99.***

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, l'adoption d'un bon ferraillage (ou ferraillage adéquat).

V.4.3.2. Méthode Simplifiée pour les voiles rectangulaires

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes.
- Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.v}{I}$$

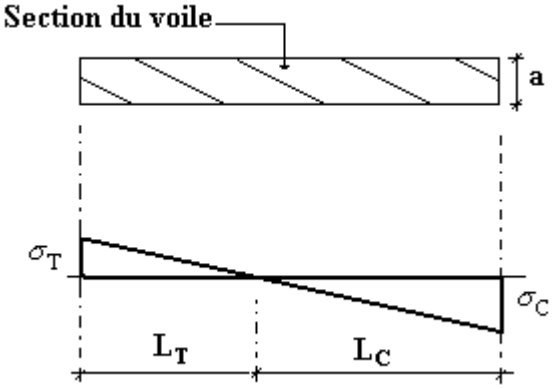
$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.v}{I}$$

Avec $v = \frac{L_{voile}}{2}$

$A = l.\ a$; $I = \frac{e\ L^3}{12}$

N : effort normal

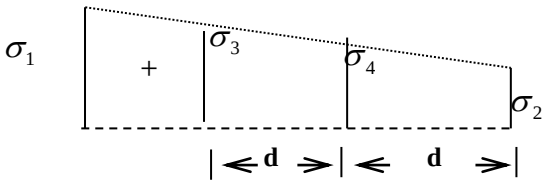
M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)



On détermine l'effort agissant dans chaque bande suivant les cas

- premier cas : section entièrement comprimée (SEC)

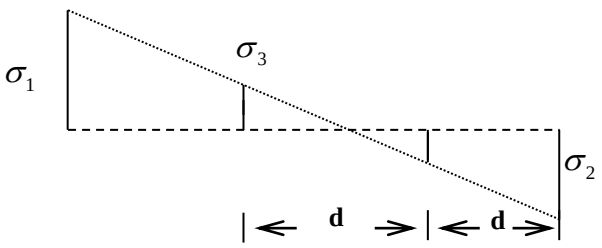
$N_{sec} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}.d.e$ ……..e : épaisseur du voile.



Section entièrement comprimée

- Deuxième cas : section partiellement comprimée (SPC)

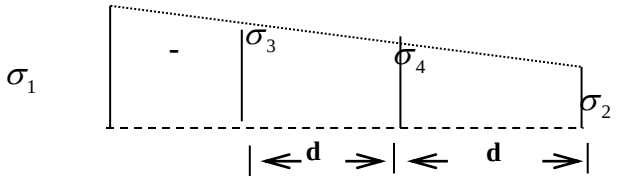
$N_{spc} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}.d.e$



Section partiellement comprimée

- Troisième cas : section entièrement tendue (SET**)**

$$N_{set} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}.d.e$$



Section entièrement tendue

La section d'armatures pour chaque bande sera calculée comme suit :

***** section entièrement comprimée

$$A_1 = \frac{N_{SER} - B.\sigma_{BC}}{\sigma_{2\%}}.d.e$$

B : bande de béton avec B=d.e

σ_{bc} : Contraintes limite du béton égale à 14.2 MPa

$\sigma_{2\%}$: Contrainte d'acier à une déformation $\xi_s = 2\%_0$ tel que $\sigma_{2\%0} = Fe/\gamma s$

- section partiellement comprimée et section entièrement tendue (SPC et SPT)

Armatures verticales

$$L_{tendue} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma 1} \times L$$

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e$$

$$A_2 = \frac{F}{f_e}$$

✓ Vérification des voiles à l'effort tranchant

D'après le RPA99V2003 la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec une majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte du cisaillement est limitée par la condition suivante :

$\tau = 1.4\ v/b_0 d \leq \bar{\tau} = 0.2\ f_{c28}$

V.4.3.3. Aciers horizontaux

Selon le **BAEL91** la section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$A_t/b_0\ S_t \geq (\tau_u - 0.3\ f_{tj}\ K)/0.8\ f_e$

K= 0 en cas de fissuration très préjudiciable ; en cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

D'autre part le **RPAV2003** prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$

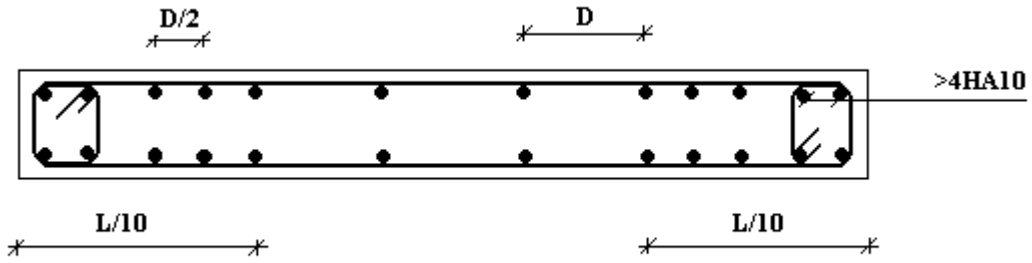
0.25 % de la section de voile si $\tau_b > 0.025\ f_{c28}$

V.4.3.4.Préconisation du règlement Parasismique algérien

(RPA99 version 2003)

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de *0,2%*.
- Il est possible de concentrer des 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 tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies 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. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à *15cm*.



Disposition des Armatures verticales das les voiles

b. Aciers horizontaux :

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 crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile *0,15%*
  - En zone courante *0,10%*
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1{,}5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser *1/10* de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1{,}1\frac{\overline{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.4.Calcul de Ferraillage

V.4.4.1.Exemple de calcul :

On prendre comme un exemple de calcul le voile V3 de RDC

A partir du fichier résultat on a tiré les sollicitations suivantes :

- M^{max},N^{cor} = (1016,57KNm,854,67KN)
- N^{max} ,M^{cor} = (1195,59KN , 3,62 KNm)
- N^{min} ,M^{cor} = (234,75KN , 106,70KNm)

Les caractéristiques géométriques du voile V3 de RDC :

L= 1,0 m

$b_0 = 0{,}2\ m$

$h_e = 2{,}66\ m$

Armatures transversales

Sollicitations : M^{max},N^{cor} = (1016,57KNm,854,67KN)

$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I}\frac{l}{2}$ avec :

$$A = b_0 \times L = 0.2 \times 1{,}0 = 0{,}20 cm^2, \qquad I = \frac{b_0 L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1{,}8^3}{12} = 0{,}097 m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{854{,}67}{0{,}20} + \frac{1016{,}57}{0{,}097}\frac{1{,}8}{2} = 11786{,}12 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{854{,}67}{0{,}20} - \frac{1016{,}57}{0{,}097}\frac{1{,}8}{2} = -7037{,}95 KN/m^2$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul des longueurs de traction et de compression

On a : $$Lt = L\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} = 1{,}8\frac{7037{,}95}{7037{,}95 + 11786{,}12} = 0.672m \quad \Rightarrow$$

$$Lc = L - Lt = 1{,}8 - 0.6 = 1{,}12m$$

$$Nt = \frac{\sigma_2}{2} Lt.e \ , Nt = \frac{7037{,}95}{2} \times 0{,}672 \times 0{,}2 = 472{,}95KN \ \Rightarrow \ Nt = 472{,}95KN$$

$$Nc = \frac{\sigma_1}{2} Lc.e \ , Nc = \frac{11786{,}12}{2} \times 1{,}12 \times 0{,}2 = 1320{,}04 KN/m^2 \ \Rightarrow Nc = 1320{,}04KN$$

Calcul de la section des armatures :

Zone tendue :

$$At = \frac{Nt}{fe/\gamma_s} = \frac{472,95}{400} \Rightarrow At = 11,82cm^2$$

Zone comprimée :

$$Ac = \frac{Nc - B\sigma_{bc}}{fe} = \frac{1320,04\times10^{-3} - 0.2\times1,12\times15}{400} \prec 0$$

Nous allons ferrailler avec la section minimale.

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A\min \geq 0.23\frac{f_{t28}}{fe}\times b\times d = \frac{0.23\times0.2\times1,8\times2.1}{400}\times10^{-4} = 4,34cm^2 \Rightarrow At \succ A\min$$

Armature de couture :

$$Avj = 1.1\frac{V}{fe} \quad \text{avec : } Avj = 1.1\frac{275,75}{400} \Rightarrow Avj = 7,58cm^2$$

Armatures verticales adoptées :

$$Av_{total} = At + Avj = 11,82 + 7.58 = 19,4cm^2$$

Espacement :

$$S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$$

$$\Rightarrow St \leq 30cm.$$

✓ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

On prend comme un exemple de calcul le voile V3 de RDC :

τ_u =1.4 v/ b_0d

τ_u = 1.4×0.275/0.2×0.9×1,8 = 1,18 MPa

$\bar{\tau}$ =0.13×25 = 3,25 Mpa

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ ……condition vérifiée

Ferraillage horizontal

$A_t \geq b_0\ S_t\ \tau_u\ /0.8\ f_e$

$A_t \geq (0.2\times0.2\times1,18)/(0.8\times400) \Rightarrow A_t = 1,47cm^2$

On prend: **2HA10 (A_t= 1.57cm^2)**

Avec un Espacement St= 20cm

V.4.4.2.Ferraillage longitudinal

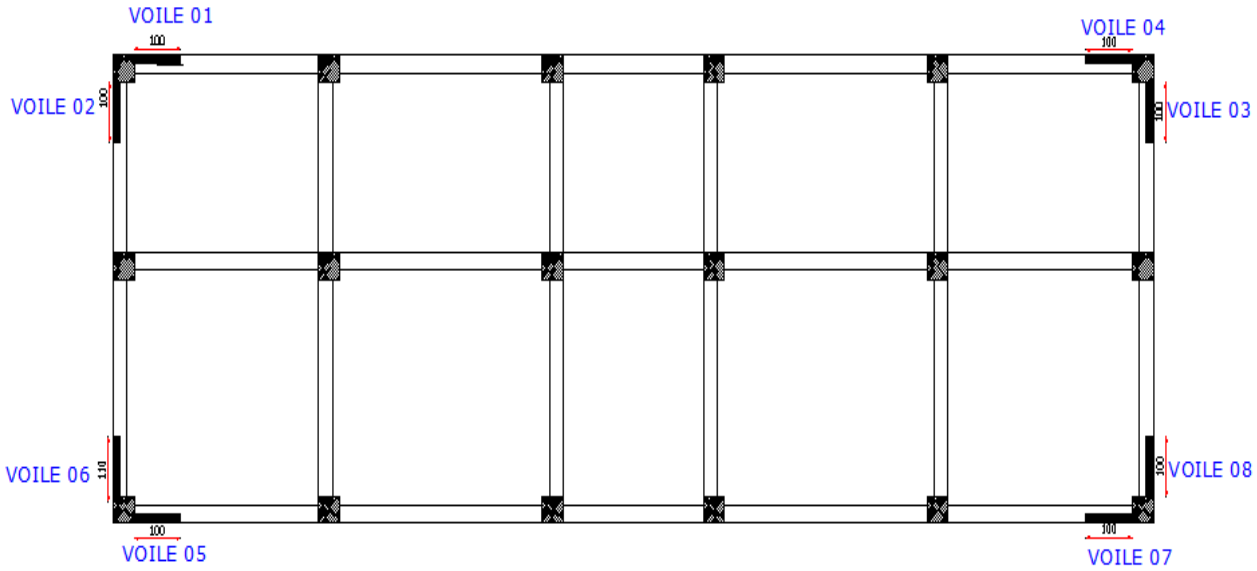


Figure. V.5.Disposition des voiles en plan .

- Sens XX

- **RDC et 1eme étage.**

Voile	M	N	L	Lt	A_{tcal}	V	A_{vj}	A_v
V_1, V_2	503,53	675,1	1,0	0,39	11,39	118,86	3,27	14,66
V_3, V_6	1016,57	854,67	1,0	0,67	11,84	275,75	7,58	19,42
V_4, V_5	327,59	230,43	1,0	0,44	9,57	137,03	3,77	13,34
V_7, V_8	461,91	611,21	1,0	0,39	10,52	118,5	3,26	13,78

	A_v	Lt	Lc	Zone dabout		Zone courant		A_{adop}	A_{min}
				Armat/l/2	St	Armat/l/2	St		
V_1, V_2	14,66	0,39	0,22	6HA12	10	4HA12	10	36,44	3,00
V_3, V_6	19,42	0,67	0,46	6HA12	10	4HA12	15	48,76	5,40
V_4, V_5	13,34	0,44	0,12	6HA12	10	4HA12	10	36,44	3,00
V_7, V_8	13,78	0,39	0,22	6HA12	10	4HA12	10	36,44	3,00

- **2eme et 3eme étage.**

Voile	M	N	L	Lt	A_{tcal}	V	A_{vj}	A_v
V_1, V_2	188,87	250,77	1	0,39	4,29	111,19	3,06	7,35
V_3, V_6	527,41	487,80	1,8	0,65	5,74	220,35	6,06	11,80
V_4, V_5	234,18	268,43	1	0,4	5,74	87,81	2,41	8,15
V_7, V_{10}	154,42	373,10	1	0,3	2,08	85,29	2,35	4,43

	A_v	Lt	Lc	Zone dabout		Zone courant		A_{adop}	A_{min}
				Armat/L/2	St	Armat/L/2	St		
V_1, V_2	7,35	0,39	0,22	6HA12	10	4HA12	10	27,52	3,00
V_3, V_6	11,80	0,65	0,5	6HA12	10	4HA12	15	36,57	5,40
V_4, V_5	8,15	0,4	0,2	6HA12	10	4HA12	10	27,52	3,00
V_7, V_{10}	4,43	0,3	0,4	6HA12	10	4HA12	10	27,52	3,00

- **4eme et 5eme étage.**

Voile	M	N	L	Lt	A_{tcal}	V	A_{vj}	A_v
V_1, V_2	144,12	118,92	1	0,43	4,02	25,87	0,71	4,73
V_3, V_6	326,79	217,67	1,8	0,72	4,36	58,58	1,61	5,97
V_4, V_5	179,47	255,04	1	0,38	3,92	59,6	1,64	5,56
V_7, V_{10}	107,71	177,37	1	0,36	2,13	15,97	0,44	2,57

	A_v	Lt	Lc	Zone dabout		Zone courant		A_{adop}	A_{min}
				Armat/L/2	St	Armat/L/2	St		
V_1, V_2	4,73	0,43	0,14	6HA12	10	4HA12	10	22,62	3,00
V_3, V_6	5,97	0,72	0,36	6HA12	10	4HA12	15	31,67	5,40
V_4, V_5	5,56	0,38	0,24	6HA12	10	4HA12	10	22,62	3,00
V_7, V_{10}	2,57	0,36	0,28	6HA12	10	4HA12	10	22,62	3,00

- Sens YY

- **RDC et 1eme étage.**

Voile	M	N	L	Lt	A_{tcal}	V	A_{vj}	A_v
V_1, V_2	656,00	625,89	1,5	0,57	9,51	184,65	5,08	14,59
V_7, V_{10}	674,10	526,91	1,5	0,6	10,97	211,96	5,83	16,80
V_8, V_9	825,67	1736,16	1,2	0,35	8,66	251,13	6,91	15,57

	A_v	Lt	Lc	Zone dabout		Zone courant		A_{adop}	A_{min}
				Armat/l/2	St	Armat/l/2	St		
V_1, V_2	14,59	0,57	0,36	6HA12	10	4HA12	17	35,44	4,5
V_7, V_{10}	16,80	0,6	0,3	6HA12	10	4HA12	17	39,52	4,5
V_8, V_9	15,57	0,35	0,5	6HA12	10	4HA12	17,5	36,44	3,6

- **2eme et 3eme étage.**

Voile	M	N	L	Lt	A_{tcal}	V	A_{vj}	A_v
V_1, V_2	374,22	472,98	1,5	0,51	4,38	152,52	4,19	8,57
V_7, V_{10}	393,13	475,25	1,5	0,52	4,79	184,79	5,08	9,87
V_8, V_9	471,07	1347,80	1,2	0,26	2,71	338	9,30	12,01

Voile	A_v	Lt	Lc	Zone dabout		Zone courant		A_{adop}	A_{min}
				Armat/l/2	St	Armat/l/2	St		
V_1, V_2	8,57	0,51	0,48	6HA12	10	4HA12	17	29,78	4,5
V_7, V_{10}	9,87	0,52	0,46	6HA12	10	4HA12	17	29,78	4,5
V_8, V_9	12,01	0,26	0,68	6HA12	10	4HA12	17,5	27,52	3,6

- **4eme et 5eme étage.**

Voile	M	N	L	Lt	A_{tcal}	V	A_{vj}	A_v
V_1, V_2	149,44	232,05	1,5	0,46	1,4	70,73	1,95	3,35
V_7, V_{10}	193,49	288,00	1,5	0,47	1,9	95,76	2,63	4,53
V_8, V_9	177,47	552,24	1,2	0,23	0,79	70,36	1,93	2,72

	A_v	Lt	Lc	Zone dabout		Zone courant		A_{adop}	A_{min}
				Armat/l/2	St	Armat/l/2	St		
V_1, V_2	3,35	0,46	0,58	6HA12	10	4HA12	17	24,88	4,5
V_7, V_{10}	4,53	0,47	0,56	6HA12	10	4HA12	17	24,88	4,5
V_8, V_9	2,72	0,23	0,74	6HA12	10	4HA12	17,5	22,62	3,6

V.4.4.Calcul de Ferraillage horizontale

- **RDC et 1eme étage.**

	Voile	L	V	τ_u	$\bar{\tau}$	St	At	Choix	A_{adopt}	A_{min}
xx	V_1, V_2	1,00	146,32	1,14	3,25	0,20	1,42	13x(2HA10)	20,42	5
	V_3, V_6	1,00	346,89	1,50	3,25	0,20	1,87	13x(2HA10)	29,41	9
	V_4, V_5	1,00	138,44	1,08	3,25	0,20	1,35	13x(2HA10)	20,42	5
	V_7, V_8	1,00	125,22	0,97	3,25	0,20	1,22	13x(2HA10)	20,42	5
yy	V_1, V_2	1,00	259,68	1,35	3,25	0,20	1,68	13x(2HA10)	29,41	7,5
	V_3, V_6	1,00	270,48	1,40	3,25	0,20	1,75	13x(2HA10)	29,41	7,5
	V_7, V_8	1,00	277,91	1,80	3,25	0,20	2,25	13x(2HA10)	29,41	6

- **2eme et 3eme étage.**

	voile	L	V	τ_u	$\bar{\tau}$	St	At	Choix	A_{adopt}	A_{min}
xx	V_1, V_2	1,00	111,25	0,87	3,25	0,25	1,35	10x(2HA10)	15,71	5
	V_3, V_6	1,00	220,70	0,95	3,25	0,25	1,49	10x(2HA10)	15,71	9
	V_4, V_5	1,00	130,81	1,02	3,25	0,25	1,57	10x(2HA10)	15,71	5
	V_7, V_8	1,00	85,29	0,66	3,25	0,25	1,04	10x(2HA10)	15,71	5
yy	V_1, V_2	1,00	152,52	0,79	3,25	0,25	1,24	10x(2HA10)	15,71	7,5
	V_3, V_6	1,00	184,60	0,96	3,25	0,25	1,50	10x(2HA10)	15,71	7,5
	V_7, V_8	1,00	221,23	1,43	3,25	0,25	2,24	10x(2HA10)	22,62	6

- **4eme et 5eme étage.**

	voile	L	V	τ_u	$\bar{\tau}$	St	At	Choix	A_{adopt}	A_{min}
xx	V_1, V_2	1,00	79,54	0,62	3,25	0,25	0,97	10x(2HA10)	15,71	3
	V_3, V_6	1,00	122,03	0,53	3,25	0,25	0,82	10x(2HA10)	15,71	5,4
	V_4, V_5	1,00	100,19	0,78	3,25	0,25	1,22	10x(2HA10)	15,71	5
	V_7, V_8	1,00	58,90	0,46	3,25	0,25	0,72	10x(2HA10)	15,71	3
yy	V_1, V_2	1,00	75,84	0,39	3,25	0,25	0,61	10x(2HA10)	15,71	4,5
	V_3, V_6	1,00	101,31	0,53	3,25	0,25	0,82	10x(2HA10)	15,71	4,5
	V_7, V_8	1,00	187,23	1,21	3,25	0,20	1,52	10x(2HA10)	29,41	6

CHAPITRE VI

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol $\overline{\sigma}_{sol}$ est égale à 1,68bars.

VI .2 Choix du type de fondation

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- Assurer la stabilité de la structure.
- Adopter un choix économique.

VI.2.1. Calcul des semelles isolées:

VI.2. 1.1.Dimensionnement des semelles isolées:

Le dimensionnement des semelles se fait par la combinaison suivante :

G+Q

Données :

- N : Effort normale agissant à l'ELS ;
- σsol : Contrainte admissible du sol ;
- a : Petit côté du poteau ;
- b : Grand côté du poteau ;

$$\sigma = \frac{N}{AB} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A.B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

avec : S=A×B

S : surface de la semelle

A : longueur de la semelle

B : largeur de la semelle

On peut considérer que : $$A = \frac{a}{b} B$$

Donc on aura : $$B \geq \sqrt{\frac{N}{\frac{a}{b}\sigma_{sol}}}$$

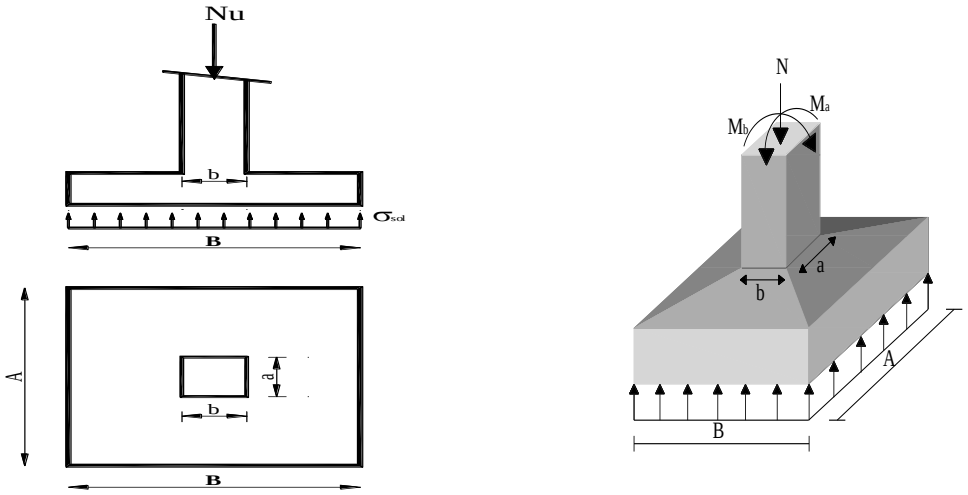


Figure VII.2.Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Tableau VI.1. *Dimensionnement des semelles isolées*

Sem-elle	N_{ELS} (KN)	a (m)	b (m)	a/b	B (m)	A (m)	A_{adopt} (m)	B_{adopt} (m)	h (cm)
S1	724.78	0,45	0,45	1	1,90	1,90	2,00	2,00	40
S2	676.11	0,45	0,45	1	1,39	1,39	1,60	1,60	30
S3	673.41	0,45	0,45	1	1,35	1,35	1,60	1,60	30

VI.2.1.2. Vérification des contraintes

La contrainte obtenue sera calculée par la plus défavorable des combinaisons cité ci-dessous :

- G+Q

L'excentricité de la résultante des efforts est : $e = \frac{M}{N}$

a .Suivant (OX)

$e \leq B/6 \longrightarrow \sigma_M = \frac{N}{AB}(1+\frac{6e}{B}) \leq 1.33\ \overline{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes trapézoïdales

$e \geq B/6 \longrightarrow \sigma_M = \frac{2N}{3A(0.5B-e)} \leq 1.33\ \overline{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes triangulaires

Tableau VI.2.Vérification des contraintes suivant OX

Sem-elle	N_{ELS} (KN)	B (m)	A (m)	e (m)	B/6 (m)	diagra	σ_M (KN/m²)	$1,33\sigma_{sol}$ (KN/m²)	Vérification
S1	724.78	2,00	2,00	$21x10^{-4}$	0,33	Trap	182,32	223	CV
S2	676.11	1,60	1,60	$22\ x10^{-4}$	0,27	Trap	216,45	223	CV
S3	673.41	1,60	1,60	$22\ x10^{-4}$	0,27	Trap	215,69	223	CV

b .Suivant (OY)

$e \leq A/6 \longrightarrow \sigma_M = \frac{N}{AB}(1+\frac{6e}{A}) \leq 1.33\ \overline{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes trapézoïdales

$e \geq A/6 \longrightarrow \sigma_M = \frac{2N}{3B(0.5A-e)} \leq 1.33\ \overline{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes triangulaires

Tableau VI.3.Vérification des contraintes suivant OY

Sem-elle	N_{ELS} (KN)	B (m)	A (m)	e (m)	A/6 (m)	diagra	σ_M (KN/m²)	$1,33\sigma_{sol}$ (KN/m²)	Vérification
S1	724.78	2,00	2,00	$51x10^{-4}$	0,33	Trap	181.74	223	CV
S2	676.11	1,60	1,60	$55x10^{-4}$	0,27	Trap	214,05	223	CV
S3	673.41	1,60	1,60	$55x10^{-4}$	0,27	Trap	213,46	223	CV

VI.2.1.3. Ferraillages des semelles isolées

Combinaison de calcul

Le ferraillage obtenu sera calculée par la plus défavorable des combinaisons cité ci-dessous :

- 1,35G+1,5Q

On utilise la méthode des bielles si (e<B/18)
On utilise la méthode des consoles si (e>B/18)

Et on a :

$$N1 = N\left(1 + \frac{3e}{B}\right)$$

$$As = \frac{N1(B-b)}{8\,d\,\sigma_S}$$

a-suivant OX

Tableau.VII.4. Ferraillages des semelles suivant OX

sem -elle	N_{ELU} (KN)	ex (m)	B (m)	b (m)	d (m)	$N_1(x)$ (KN)	As // B (cm^2)	B/18	ex-(b/18)
S1	1006,4	0,03	2	0,45	0,4	1046,76	12,68	0,1111111	-0,08
S2	937,32	0,05	1,6	0,45	0,3	1031,07	12,35	0,0888889	-0,04
S3	928,71	0,05	1,6	0,45	0,3	1022,46	12,25	0,0888889	-0,04

b-suivant OY

A : Petit côté de la semelle.
a : Petit côté du poteau.

Tableau VII.5. Ferraillages des semelles suivant OY

Sem-elle	N_{ELU} (KN)	ey (m)	A (m)	a (m)	d (m)	$N_1(y)$ (KN)	As // B (cm^2)
S1	1006,4	0,0003	2	0,45	0,4	1006,83	12,19
S2	937,32	0,05	1,6	0,45	0,3	1031,07	12,35
S3	928,71	0,05	1,6	0,45	0,3	1022,46	12,25

Récapitulation:

Tableau VII.6 .Ferraillage final des semelles isolées

Semelle	A(m)	B(m)	A_{finale} (cm^2)
S1	2,0	2,0	20HA12=22,62
S2	1,6	1,6	16HA12=18,10
S3	1,6	1,6	16HA12=18,10

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2,80 MPa.
La longueur de scellement égale à : $ls \geq \phi.fe/4\tau s$

Tableau VII.7. Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées

Sem-elle	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A /4	A/8(cm)	A/8≤Ls
S1	2.0	2.0	40	45	CV	25	CV
S2	1.6	1.6	40	45	CV	20	CV
S3	1.6	1.6	40	45	CV	20	CV

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais ne peuvent pas comporter des crochets.

Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste al 'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$).

Tableau VII.8.Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées

Sem-elle	N_{ELU} (KN)	M/x (kN.m)	M/y (kN.m)	e_X (m)	e_y (m)	B (m)	B/4 (m)	$e \leq$ **B/4**
S1	1006,4	0,67	1,66	$1,10x10^{-3}$	$4,80x10^{-3}$	2,00	0,50	CV
S2	937,32	1,54	1,06	$0,80x10^{-3}$	$1,17x10^{-3}$	1,60	0,40	CV
S3	928,71	1,53	0,08	$0,06x10^{-3}$	$1,14x10^{-3}$	1,60	0,40	CV

VII.5. Les longrines :

VII.5.1.Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VII.5.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².
On adopte: (b x h) = (30 x 40) cm².

VII.5.3.Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ KN

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1426,06 KN
α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
Dans notre cas : α = 15 (Zone II_a ; Site S_2)

=> $F = \frac{1426,06}{15} = 95,07\,KN$

VII.5.4. Ferraillage:

A l'ELU

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \frac{N}{\sigma_S}$

Donc : A = 7,13 cm2

Condition de non fragilité: (CBA 93)

$A_{\min} \geq \frac{b \times h}{1000} = \frac{40 \times 30}{1000} = 1{,}2 \ \text{cm}^2$

Alors : Amin = 1,2 cm2

Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$\overline{\sigma_S} = \min[\frac{2}{3}F_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}] = 202 \ \text{MPa}$

Avec : Nser = 1040,03 KN

Alors : Aser = 8,54 cm2

Section minimale donnée par le RPA99 Version2003

$A_R \geq 0{,}6\%B$

Alors : $A_R \geq \frac{0{,}6}{100} \times (40 \times 30)$

A_R = 7,2 cm2

Résultat

A = Max [A_U ; A_{min} ; A_{ser} ; A_R] = 8,54 cm^2

On adopte : A = 6HA14 = 9,23 cm^2

Armatures transversales

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4{,}67 \ \text{mm}$

On adopte : ϕ = 8 mm

Espacement

$S_t \leq$ Min [20 cm ; 15φ_l] = Min [20cm ; 21cm]

On adopte : S_t = 15 cm.

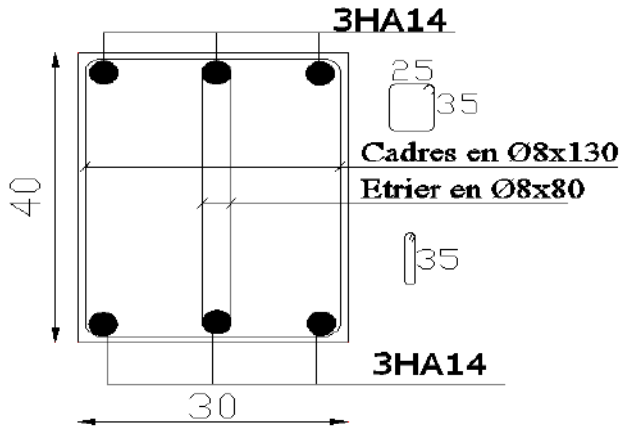


Figure VII.8. Ferraillage des longrines

Conclusion générale

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le ROBOT

Grâce au logiciel ROBOT, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.

La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Pour le ferraillage on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferraillés par le minimum proposé par le RPA.

S'agissant de la fondation du bâtiment, la solution radier général, s'est imposée dans notre cas. Son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures et l'hourdis).

En fin, ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'étude, de prendre connaissances des différents règlements en vigueur et de les appliquer sur un cas réel.

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Règles BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin , Edition eyrolles 2000;
- ✓ Règle de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A 93 « DTR-B.C25-41 » ;
- ✓ Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » ;
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4)HENRY Thonier ;
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé ; M. BELAZOUGUI.
- ✓ Formulaire du Béton Armé: Volume 1;'Eléments de Calcul', par Victor Davidovici.
- ✓ Formulaire du Béton Armé: Volume 2 ; Construction, par Victor Davidovici.
- ✓ DTR-BC 2.331 Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Etude d'un bâtiment R+5 a usage d'habitation et commercial contreventé par un system mixte, par HAMADENE Lynda et TOUDA Fatiha, Thèse de PFE, INGM, 2010.

Logiciels utilisés

- ✓ ROBOT 2010.
- ✓ AUTOCAD 2014 ;
- ✓ SOCOTEC.
- ✓ EXEL.