

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil et Hydraulique

Référence :...../ 2022



جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية والري

المرجع: / 2022

Mémoire de Master

2^{ème} année

Option: STRUCTURE

THEME

***ETUDE D'UN BATIMENT (R+12) A USAGE
D'HABITATION AVEC CONTREVENTEMENT
MIXTE A ALGER***

Etudiant:

• SERRAOUI Sohaib

Encadreur:

• M MGHEZZI LARAFI Ismail

PROMOTION: 2022

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment contreventement mixte à usage multiple constitué d'un RDC de chaussée plus (12) étages, implanté à la wilaya de Alger . Cette région est classée en zone de élevée sismicité III selon le RPA99 version 2003.

Cet ouvrage est une structure contreventé mixte, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements parasismiques (RPA99V2003) et règlement B.A.E.L91 (modifié99). L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT 2018, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements

المخلص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متنوع يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى طابق (12) يقع في ولاية الجزائر. تصنف هذه المنطقة في منطقة III المرتفعة زلزالية وفقاً لإصدار RPA99 2003

هذه البنية هي بنية مدعمة (هياكل + أشعة الخرسانة المسلحة) ، وقد تم إجراء الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة وفقاً للأنظمة الزلزالية, (RPA99V2003) تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج حساب ROBOT لعام 2018 ، لتحديد متطلبات التحميل المختلفة

Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord Allah

Je souhaite avant tout à remercier mon encadreur "**meghezzi larafi ismail**" pour le suivi et les précieux conseils qu'elle m'a fait part et pour la qualité de son encadrement, mener à bien ce travail.

Un grand merci à mes chers parents, j'aimerais qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude pour leur support et leur aide tant réconfortante.

Je remercie du fond du cœur mes amies adorées pour leur soutien, tout en leur souhaitant la réussite dans tout ce qu'ils entreprennent

Je ne terminerai pas mes remerciements sans avoir une pensée sympathique pour toutes les amies de Département de génie civil

Dédicace

Avant tous, je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce travail malgré toutes les difficultés rencontrées.

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents et ma chère tante, que Dieu les garde et les protège pour leur soutien moral et financier, pour leurs encouragements et les sacrifices qu'ils ont endurés.

A mes frères A mes sœurs

A tous mes amis (es) d'études surtout ceux du génie civil.

SOMMAIRE

Résumé	I
Remerciement	II
Dédicace	III
Sommaire	IV
Introduction générale	00

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction et Présentation de projet	01
I.2. Caractéristiques géométriques	01
I.3. Données de base	01
I.3.1. Règles de calcul.....	01
I.3.2. Conception.....	02
I.4. Caractéristiques des matériaux	03
I.4.1 Le Béton	03
I.4.2. Les Aciers	08
I.5. Hypothèses de calcul	10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments	11
II.3. Evaluation des charges et les surcharges	20
II.4. La descente des charges	24

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère	31
III.2. L'escalier	36
III.3. Balcon	43
III.4. Plancher	47

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1.Introduction	62
IV.2 : Choix de la méthode de calcul	62
IV.3 : Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	63
IV.4 : Spectre de réponse de calcul	63
IV.5 :Analyse de la structure	64

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.2.Ferraillage des poteaux	81
V.3.Ferraillage des poutres	94
V.4.Ferraillage des voiles	102

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRA STRUCTURE

VI.1.Introduction.....	109
VI .2 . Etude de type de semelle dans ce projet	110
VI .3 . Etude de radier général	111
VI.4. Etude des nervures	144
VI.5.LONGRINE.....	148

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHI

Liste des figures

➤ Chapitre I : Présentation de projet

Figure. I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	05
Figure. I.2: Diagramme contrainte déformation d acier.....	07
Figure I.3 : Diagramme déformation – Contrainte.....	10

➤ Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

Figure .II.1 .Schéma de la dalle corps creux	12
Figure .II.2 Schéma de poutrelle.....	12
Figure. II.3. coupe de l'escalier	14
Figure .II.4. Schéma de l'acrotère	15
Figure. II.5. Coupe transversale d'un voile	16
Figure .II.6. les Poutres secondaires et poutres principales.....	18
Figure .II.7. Coupe transversale de poteaux	19
Figure .II.8. Schéma d'un plancher terrasse	20
Figure. II.9. Schéma d'un plancher d'étage courant	20
Figure. II.10. Schéma du mur double cloisons.....	22
Figure .II.11. La surface afférente par poteau intermédiaire.....	25

➤ Chapitre III. LES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure.III.1: Schéma statique de l'acrotère.....	32
Figure.III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	36
Figure III.3 : Schéma d'Escalier.....	36
Figure III.4 : Schéma statique	37
Figure III.5 : ferrailage d'Escalier	41

Figure III.6 : Schéma du ferrailage de la poutre palier.....	42
Figure III.7 : schéma statique du balcon.....	43
Figure III.8 : ferrailage du balcon.....	46
Figure III.9 : Ferrailage des planchers.....	60

➤ **Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE**

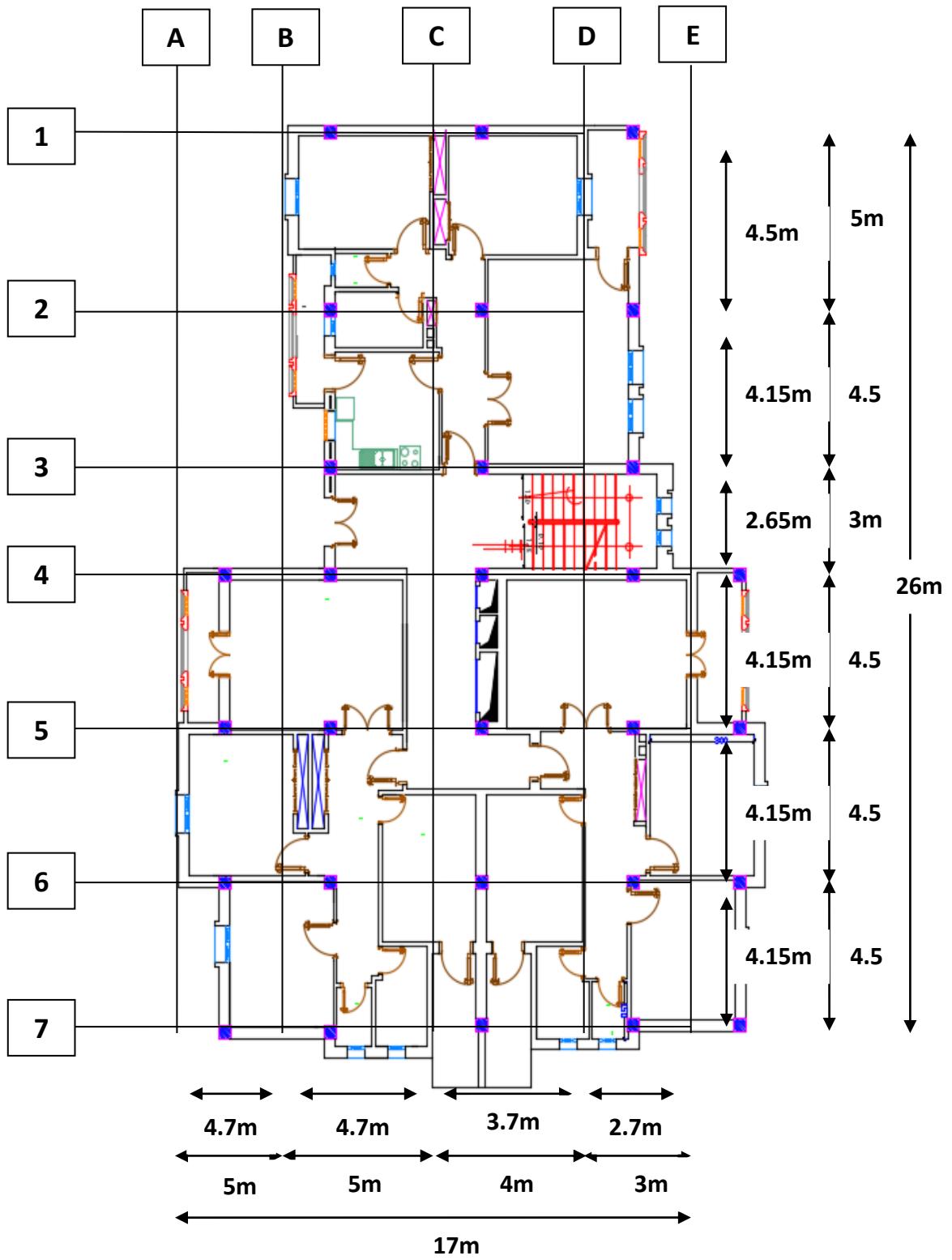
Figure IV.1 : Spectre de calcul.....	62
Figure IV.2 : variante n : 01 d'un voile.....	63
Figure IV.3 : variante n : 02d'un voile.....	64
Figure IV.4 : Premier mode de vibration. Vue en plan.....	65
Figure IV.5 : Deuxième mode de vibration. Vue en plan.....	65
Figure IV.6 : Troisième mode de vibration. Vue en plan.....	66
Figure IV .7 : Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation sens X.....	75
Figure IV .8 : Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation sens Y.....	76

➤ **Chapitre V : FERRALLIAGE DES ELEMENTS PORTEURS**

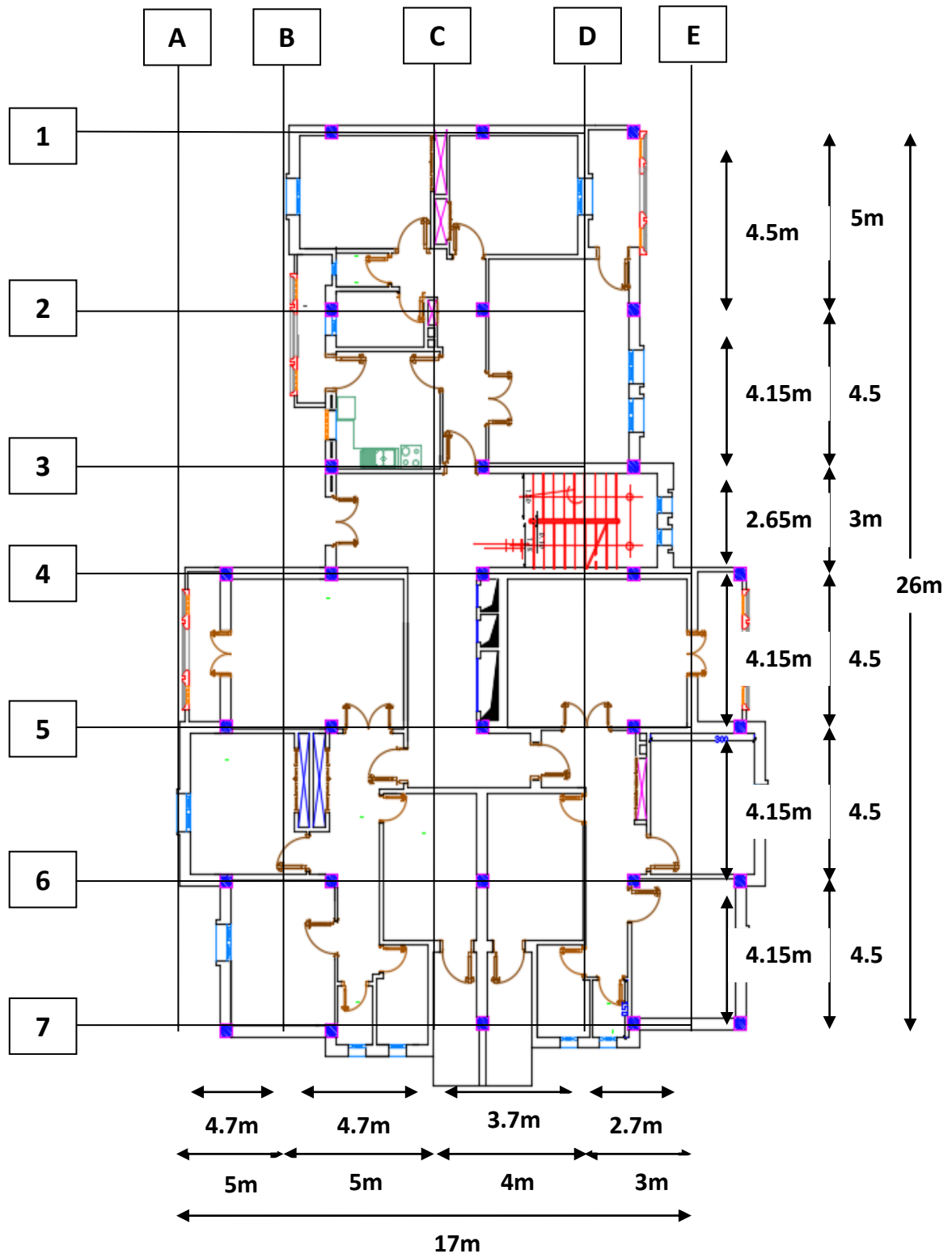
Figure .V.1 .Schéma de Ferrailage des poteaux.....	99
Figure .V.2 : ferrailage de poutre principale.....	108
Figure.V.3 : ferrailage de poutre secondaire.....	109
Figure.V.4 : ferrailage de voile.....	119

➤ **Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

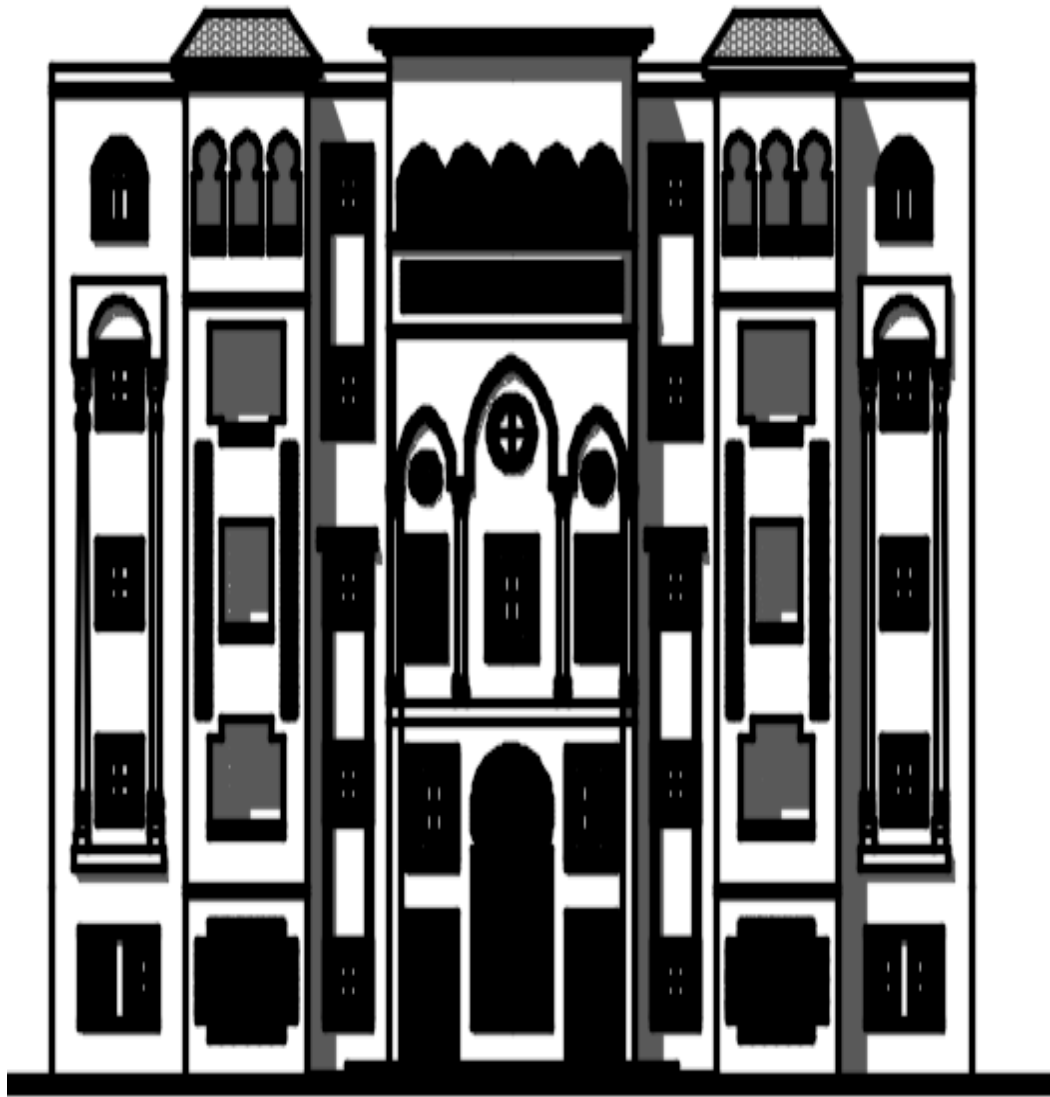
Figure .VI.1 .ferrailage de radier.....	137
Figure.VI.2 .ferrailage de nervures.....	137
Figure.VI.3 .ferrailage de longrine.....	165



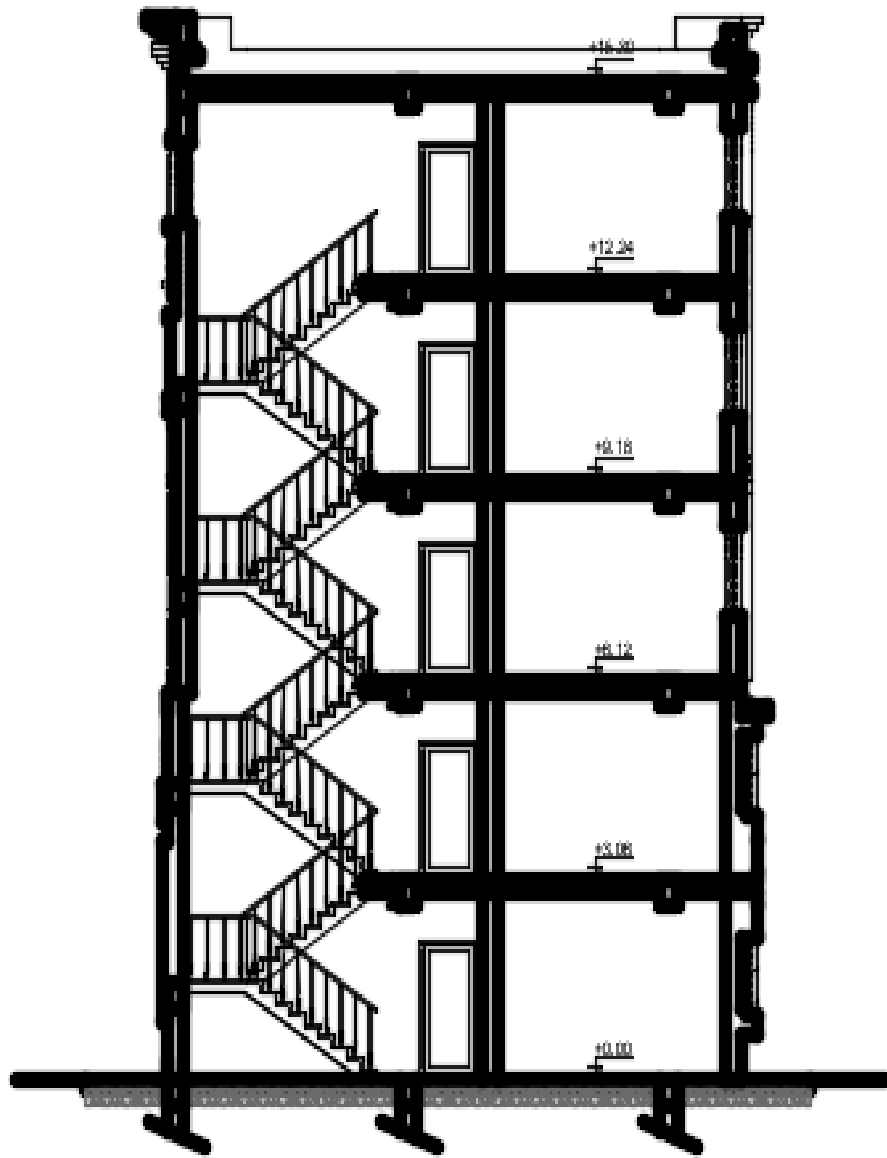
Plan RDC



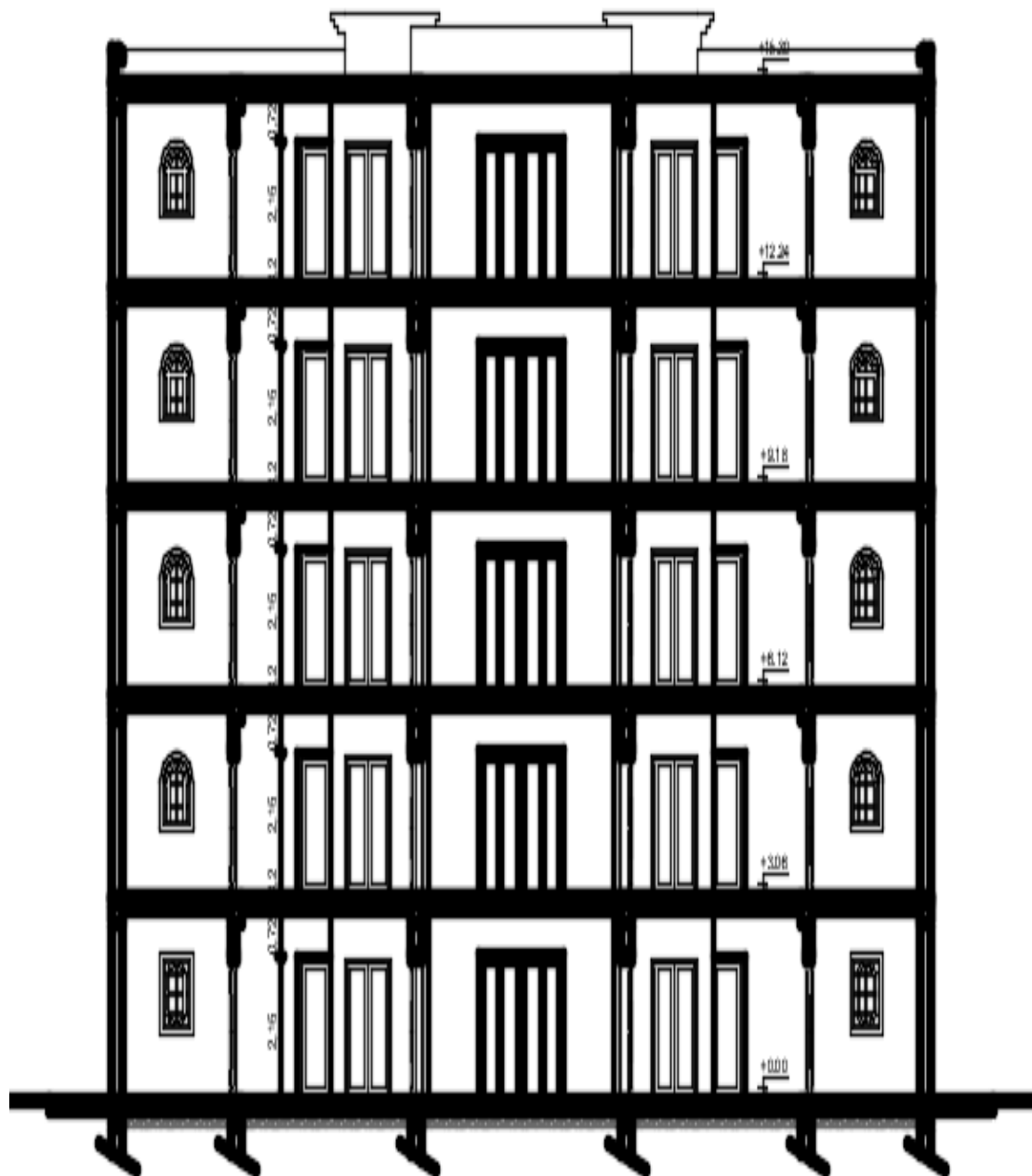
Plan étage Courant



La façade principale



COUPE A-A



COUPE B-B

Introduction Générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les deux années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un (R+12), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction Portiques voiles.

Notre présente étude s'articule sur six (6) chapitres, Dans le premier chapitre, nous présentons des généralités sur l'immeuble objet de notre étude et à la fin de ce dernier nous avons établi tous les hypothèses de calcul.

Nous présentons les différentes caractéristiques des matériaux (acier, béton).

Dans le second chapitre, on a dimensionné les différents éléments structuraux, et dans la descente des charges, on permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure.

Le troisième chapitre est consacré pour le ferrailage des éléments secondaire de la structure (acrotère, balcon, les planchers et les escaliers)

Le quatrième chapitre comporte le calcul dynamique et sismique de la structure selon le règlement parasismique Algérienne (RPA99 ver 2003) de l'aide de logiciel ROBOT 2018.

Le cinquième chapitre est consacré pour le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement C.B.A 93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

Le seizième chapitre contient l'étude de fondation qui assurée stabilité des constructions. On termine par une conclusion générale.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I : Présentation de l'ouvrage :

I.1 : Introduction :

Nous voulons dans ce projet de fin d'étude étudier un bâtiment en R+12 qui est constitué d'un rez-de-chaussée et 12 étages a usage habitation avec une terrasse inaccessible dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Alger est classée comme une zone de forte sismicité zone III selon la classification des zones établies par le règlement parasismique Algérien RPA99 (version2003).

Notre projet d'étude est en portiques et des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

I.2 : Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un RDC et 12 étage.

On va étudier un bâtiment constitué de :

La hauteur de RDC = 3.06m.

La hauteur d'étage = 3.06m

Hauteur totale du Bâtiment sans l'acrotère : $H = 39.78$ m

Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : $H = 40.38$ m

Longueur totale de Bâtiment : $L = 26$ m.

Largeur du Bâtiment: $B = 17$ m.

La circulation en élévation est assurée par un escalier.

Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses.

Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.3 : Données de base :

I.3.1. Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1- réglés parasismique algérienne (RPA99version 2003 ; DTR-BC.2.48).

2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).

3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.3.2 : Conception :

a) système porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on a proposé une structure à contreventement mixte (voile+portiques) pour répondre d'une part aux exigences du RPA qui vise d'assurer la rigidité de la structure vis-à-vis des efforts sismiques.

b) Poutres :

Les poutres longitudinales (secondaires)

Les poutres transversales (principales)

c)Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d) Maçonnerie :

Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

e)Revêtement :

Carrelage pour les planchers et les escaliers (avant le carrelage, il faut faire une couche de mortier de pose et lite de sable).

Enduit en ciment pour les murs extérieurs des murs de façade.

Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Céramique pour les salles d'eau.

f) Plancher :

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

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force Sismique.
- Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

g) Escaliers :

Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place et réalisation s'effectuera d'étage par étage.

f) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.4 : Caractéristiques mécanique Des Matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différent

Un matériau hétérogène qui est le béton.

Un matériau homogène qui est l'acier.

I.4.1 : Béton :

❖ **Définition :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

❖ Compositions :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle de liant entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b. Granula :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels proviennent de concassage des roches.

c. Sables :

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

d. Les adjuvants : Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ses propriétés.

❖ Résistance mécanique du béton :

a- Résistance à la compression : La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16 cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,6 + 0,83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ \\ \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

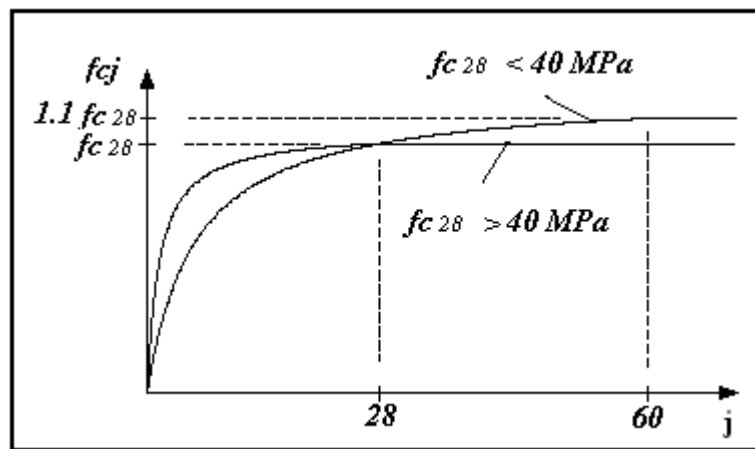


Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour notre projet on va prendre :

La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

b-Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ \\ \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$$

❖ Coefficient de poisson ν : C.B.A [A.2.1.3] :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

❖ Déformation du béton :

-Déformations instantanées « E_{ij} » C.B.A [A.2.1.2.1]

$E_{ij} = 32164,2 [MPa]$, déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$ pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

-Déformations différées « E_{vj} » C.B.A [A.2.1.2.2]

$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} [MPa]$; Dans notre cas $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 [MPa]$, pour le calcul charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

❖ Diagrammes déformations –contraintes de béton C.B.A 93

[A.4.3.4] : On distingue :

- Le diagramme [parabole - rectangle]
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole - rectangle].

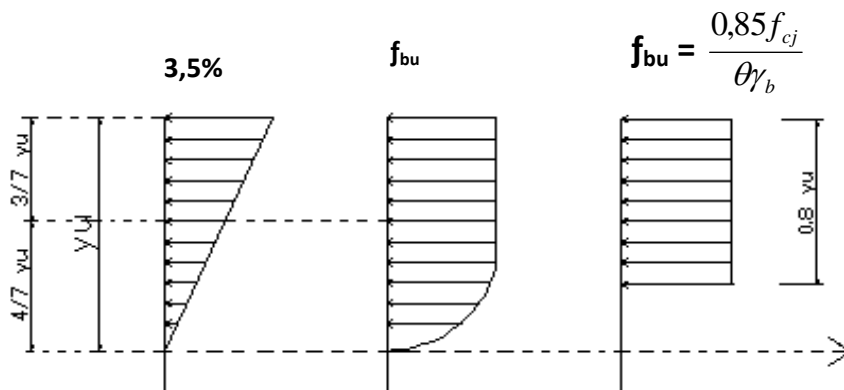


Diagramme des Déformations Diagramme parabole –rectangle Diagramme rectangulaire

Avec : f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5.

f_{bu} : Contrainte de calcul.

❖ Les contraintes limites :

Etat limite ultime C.B.A 93 [A.3.3.2]

Les sollicitations de calcul à considérer résultantes des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14,17 [MPa]$$

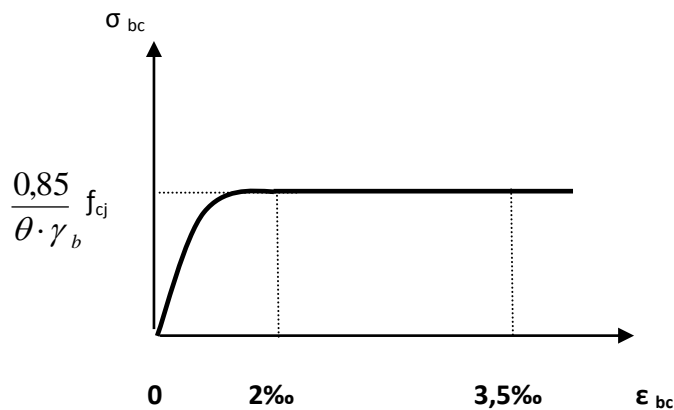


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de calcul

$\gamma_b = 1,5$ Combinaisons courantes ; $\gamma_b = 1,15$ Combinaisons accidentelles.

Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par : $\tau_u = \frac{V_U}{b_0 d}$ (Mpa).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$ fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

I.4.2 : Acier :

❖ Définition :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

❖ Différents types d'aciers :

Les armatures pour béton armée sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et état de surface :

Rond lisses	}	feE215 → fe = 215MPa
		feE235 → fe = 235MPa
Haute adhérence	}	feE400 → fe = 400MPa
		feE500 → fe = 500MPa

Dans notre cas on prend :

- Les ronds lisses de nuance feE235 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance *FeE400* pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps-creux.
- Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

❖ Module d'élasticité longitudinale :

$$E_s = 2 \times 10^5 [\text{MPa}]$$

❖ **Contraintes limites :** C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

- **Etat limite ultime** : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
 - Barre lisse : $\sigma_s = 186,96[\text{MPa}]$
 - Barre H.A : $\sigma_s = 347,83[\text{MPa}]$
- $\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.
- $\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

- **Etat limite de service** :

- Cas de fissuration peut préjudiciable $\bar{\sigma}_s = f_e$, dans notre cas $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$
- Cas de fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \max\left\{\frac{1}{2}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$, dans notre cas

$$\bar{\sigma}_s = 201,63[\text{MPa}]$$

Avec : η coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour rondes lisses.

$\eta=1,6$ pour acier HA.

❖ **Diagramme déformations-contraintes :**

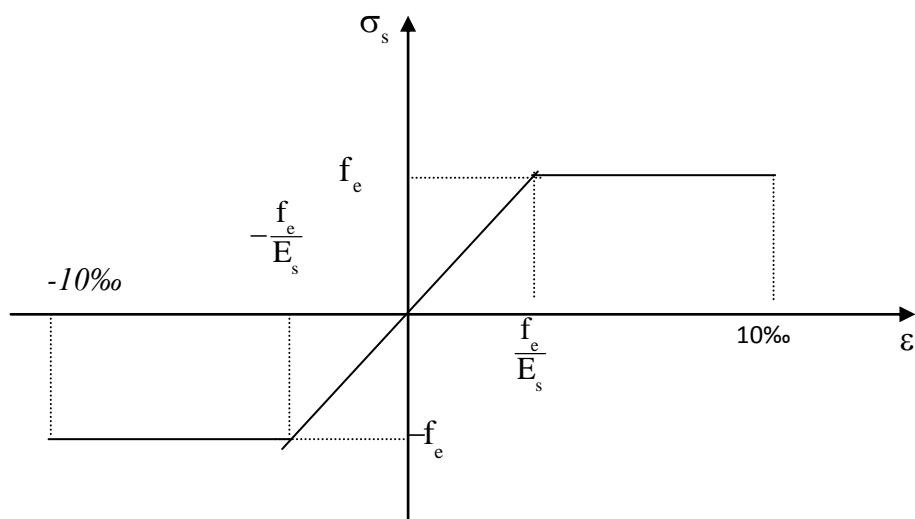


Figure I.3 : Diagramme déformation - Contrainte.

I.5 : Hypothèses de calcul C.B.A 93 [A.4.3.2] :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰, pour les raccourcissements unitaires du béton à 3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple.

On peut supposé, concentrer en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 : Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et DTR le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges →poutrelles →planchers →poutres →poteaux →fondations →sol.

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, ils comportent :

- ✓ Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, l’acrotère, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).
- ✓ Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.2 : Pré dimensionnement:

a) - Les planchers :

BAEL91 (art B.6.8, 424) on doit dimensionner le plancher suivant la

condition suivante : $h_t \geq \frac{L}{22,5}$

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

h_t : Hauteur du plancher

$$L = 450\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{450}{22,5} = 20\text{cm}.$$

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

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

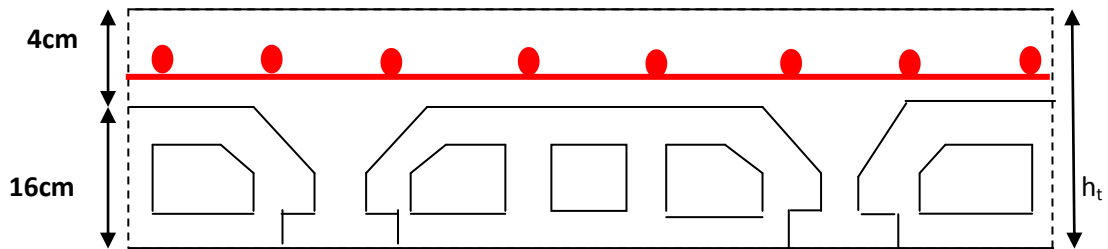


Figure II.1 : Plancher à corps creux

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 12$$

Soit $b_0 = 10$ cm.

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

$$L_n = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

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

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

$$b_1 = \min(L_n/2 ; L/10) = \min(55/2 ; 450/10)$$

$$= \min(27.5 ; 45) \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27,5$ cm

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

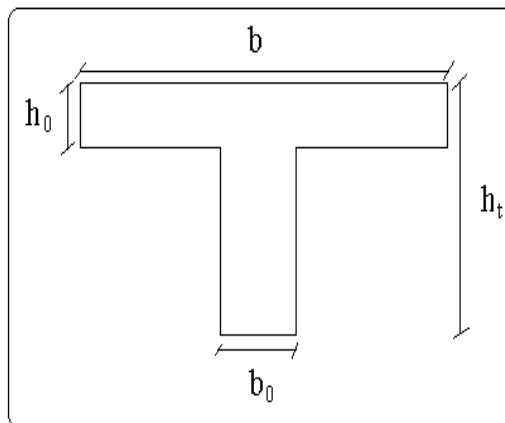


Figure II.2 : Schéma des poutrelles

b) - Dalle pleine:

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après.

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe de feu. (E2p2.1)
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe de feu.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coupe de feu.

➤ Isolation phonique :

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

On limite donc notre épaisseur à : 13 cm

➤ La résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq ht \leq L_x / 40$.

Type de panneau : $L_y = 4,50$ m, $L_x = 450$ m

$L_x / L_y = 1 > 0,4 \rightarrow$ dans ce cas la dalle repose sur 4 cotés.

$$\text{Donc : } ht = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x \implies ht = (9,1 \div 11,37)$$

D'après les 3 conditions on adopte une épaisseur de dalle pleine **15 cm**.

c)-balcon :

Le balcon est une dalle pleine encadrée dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L / 15 < e < L / 20 + 7 \Rightarrow$ on a : $L = 1$ m

$6,66 \leq e \leq 12$ cm On prend une épaisseur de : 15cm.

d)-Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- H_0 : demi-hauteur d'étage.
- L_0 : longueur totale d'escalier.
- g : le giron.
- h : hauteur de la contre marche.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2 \times h \leq 0,66m$$

Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H=3,06m$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varie de 22 cm à 33 cm.

Pour : $h = 17 \text{ cm}$.

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59\text{cm} < 64\text{cm} < 66\text{cm} \quad (\text{CV})$$

$$N_c = H / h = 306 / 17 = 18 \quad \text{On aura 18 contre marche, entre chaque étage}$$

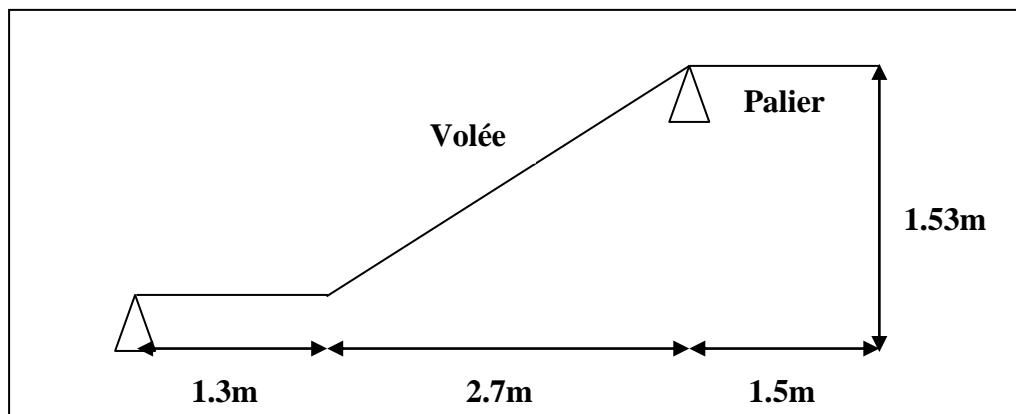


Figure II.3 : Schéma de Les escaliers

➤ Inclinaison de la paillasse :

$$\text{➤ } \text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$\text{➤ } H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 17 \Rightarrow H' = 1.53m$$

$$\text{➤ } L' = n \times g \Rightarrow L' = 9 \times 30 \Rightarrow L' = 2.4m$$

- $Tg \alpha = 1.53/2.7 \Rightarrow \alpha = 32.8^\circ$
- La longueur de volée est : $L = 1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L = 3.1 \text{ m}$
- L'épaisseur de la paillasse est : $L/40 < e < L/30 \Rightarrow 440/40 < e < 440/30 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$.
- L'épaisseur du le palier est la même que celle de la paillasse.

d) - L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnés dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60 \text{ cm}$.

$$S_{inacce} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0,0685 \text{ m}^2$$

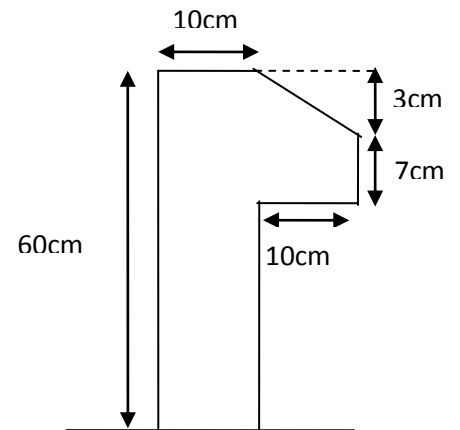


Figure II.4: L'acrotère

e) - Les voiles :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est

De 15 cm ; et : $a \geq h_e / 20$

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$$

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

$$a \geq \max \left[\frac{2.61}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [13,05; 15 \text{ cm}]$$

Soit $a = 15 \text{ cm}$ pour tout les étages.

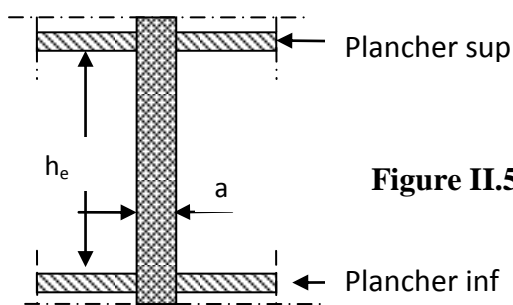


Figure II.5: Coupe transversale d'un voile

f) - Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003. **Selon BAEL91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \end{array} \right.$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 pour la zone III.

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

Avec : L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Les poutres principales :

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

➤ Par BAEL 91 :

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max} = 500cm$. : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$\Rightarrow 33,33cm \leq h \leq 50cm \quad \longrightarrow \quad \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow 9,99 \leq b \leq 35 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{b = 35cm}$$

***Vérifications :**

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

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45\text{cm}$ et $b = 35\text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35\text{ cm} > 20\text{ cm} \\ h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm} \\ h / b = 45 / 35 = 1,29 < 4 \end{array} \right. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (35 \times 45)\text{ cm}^2$

Les poutres secondaires :

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

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

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

$$L_{\max} = 4,9\text{m} \Rightarrow 32,66\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}.$$

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

Vérifications :

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

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

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

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h / b = 35 / 30 = 1,16 < 4$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

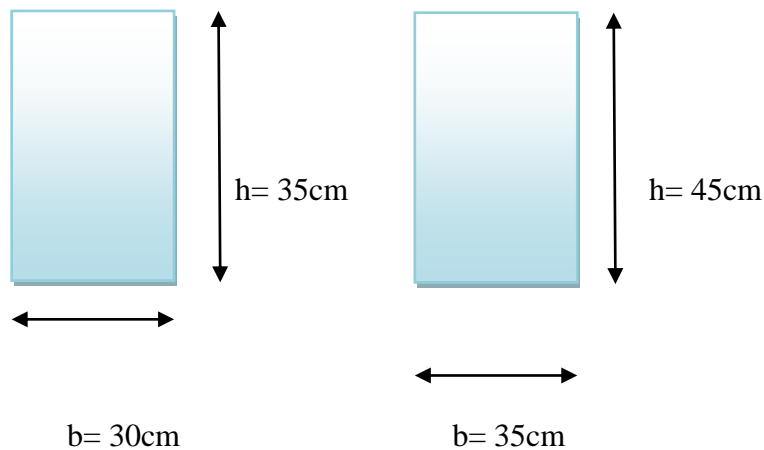


Figure II.6: les Poutres secondaires et poutres principales

g) - Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III :

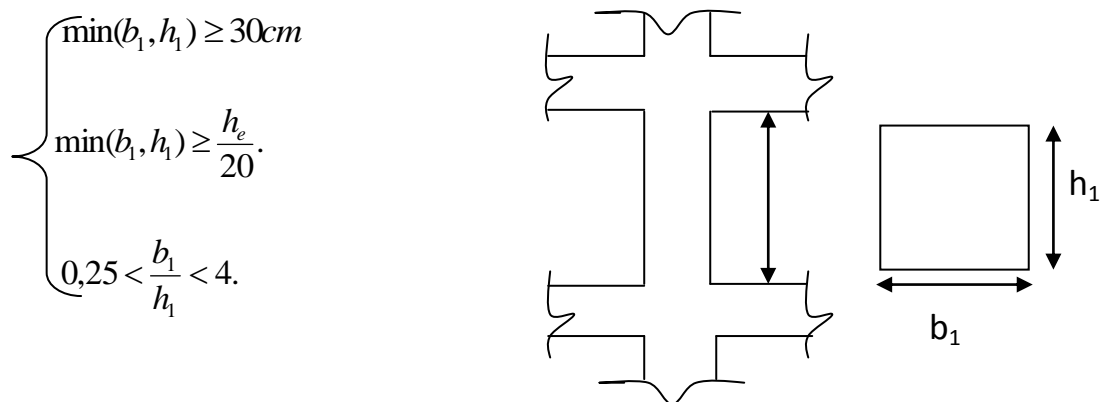


Figure II.7: Coupe transversale de poteaux

Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3,06m$ Pour les étages 1 jusqu'au 13 étage.

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30cm \Rightarrow 55cm \geq 30cm \quad \text{CV} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{261}{20} = 13.05 \leq 70 \quad \text{CV} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,78 < 4 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on adopte une section de (**55 x 70**) **cm²**.

$$b_1 = 55 \text{ cm}^2 ; h_1 = 70 \text{ cm}^2$$

II.3 : Evaluation des charges et surcharges

(descente de charges) :

II.3.1 : Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient et ce jusqu'à la fondation.

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.3.1 : Etapes de calcul :

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait la vérification au RPA 2003.

II.3.3 : les Plancher :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit:

a) **Plancher terrasse:** (terrasse inaccessible)

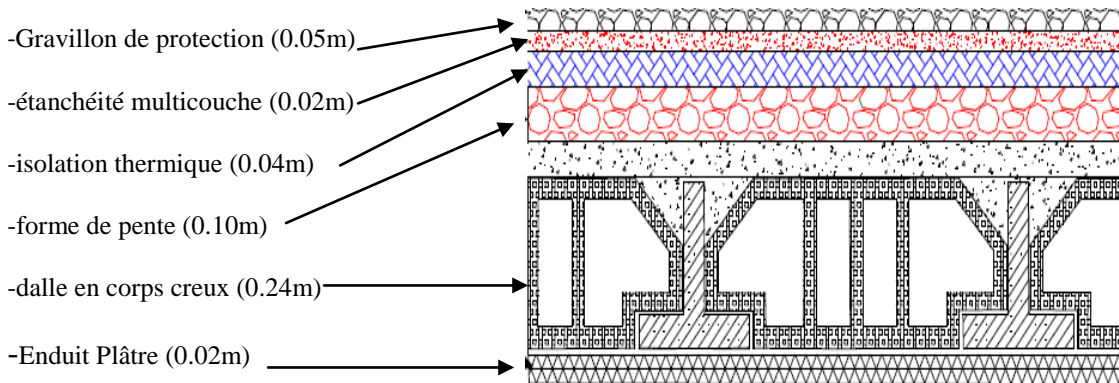


Figure II.8: Schéma d'un plancher terrasse

N	Composant	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	0.05	1
02	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
03	Isolation thermique	0.04	0.14
04	Forme de pont	0.10	1.10
05	Plancher à corps creux	0.20	2.80
06	Enduit en plâtre	0.02	0.20
Charge permanente			5.36
Charge d'exploitation			1.00

Tableau II.1 : Charge permanente d'un Plancher terrasse

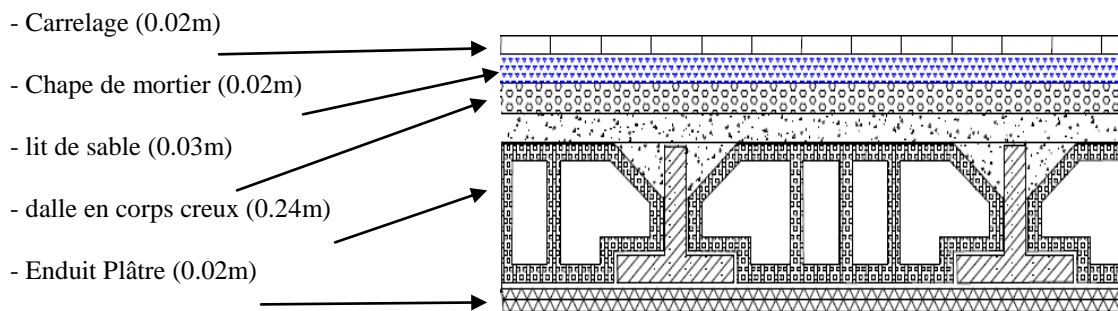
b) Plancher étage courant :

Figure II.9: Schéma d'un plancher d'étage courant

N	Composant	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
01	Revêtement de carrelage	0.02	0.4
02	Couche de sable	0.02	0.36
03	Mortier de pose	0.02	0.4
04	Enduit en plâtre	0.02	0.2
05	Plancher à corps creux	0.24	2.8
06	Cloison de séparation	/	1
Charge permanente			5.20
Charge d'exploitation			1.5

Tableau II.2 : Charge permanente d'un d'étage courant

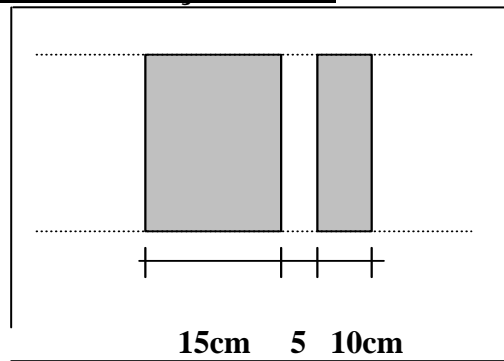
II.3.5 : Murs extérieurs en maçonnerie :

Figure II.10: Schéma du mur double cloisons

N	Composant	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
01	Enduit en ciment	0.02	0.4
02	Brique creuse	0.15	1.3
03	Lame d'air	0.05	/
04	Brique creuse	0.10	0.9
05	Enduit en plâtre	0.02	0.24
Charge permanente			2.84

Tableau II.3 : Charge permanente du mur double cloisons

Avec 30% d'ouverture : $4.14 \times 0.7 = 2.89 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 1.99 \text{ KN/m}^2$

II.3.6 : Acrotère :

Charge:

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire

$$G = S \times P \times 1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.71 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{mortier}} = 0.324 \text{ KN}$$

$$G = 2.034 \text{ KN/m}$$

Surcharge: D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicitant l'acrotère due à la main courante est : 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN/ml}$$

II.3.7 : Escalier :

a. Pour la paillasse :

N	Composant	Épaisseur (m)	G (KN/m ³)
01	Carrelage	0.02	0.44
02	Mortier de pose	0.02	0.4
03	Poids des marches	0.17/2	1.87
04	Poids de la paillasse	0.15/cos alfa	3.75
05	Enduit en plâtre	0.02	0.2
Charge permanente			6.66
Charge d'exploitation			2.5

Tableau II.4 : Charge permanente du la paillasse

b. Pour le palier de repos :

N	Composant	Épaisseur (m)	G (KN/m ³)
01	Carrelage	0.02	0.44
02	Mortier de pose	0.02	0.4
03	Poids du palier	0.18	3.75
04	Enduit en plâtre	0.02	0.2
Charge permanente			4.71
Charge d'exploitation			2.5

Tableau II.5 : Charge permanente du la palier de repos

II.3.8 : Balcon Etage:

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.02	0.36

4	Dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit plâtre	0.4	0.4
Charge permanente			5.35
Charge d'exploitation			3.50

Tableau II.6 : Charge permanente d'un Balcon étage

II.4 : La descente des charges :**II.4.1 : Introduction :**

La descente de charge a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure au niveau de chaque niveau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

II.4 .2 : Le Rôle de la descente des charges :

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

II.4 .3 : Charges et surcharges :

	Charges permanentes (KN/m²)	Surcharges (KN/m²)
Plancher-terrasse	5.36	1
Plancher étage courant	5.20	1.5
Acrotère	2.34	1
Escalier	6.66 / 4.65	2.5
Mur extérieur	2.84	-
Balcon	5.35	3.5

Tableau II.7 : Charges et surcharges des l'élément de la structure

II.4.4 : Loi de dégression (Charge d'exploitation) : art 6.3 (B.C.2.2)

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

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

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

II.4.5 : Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2) :

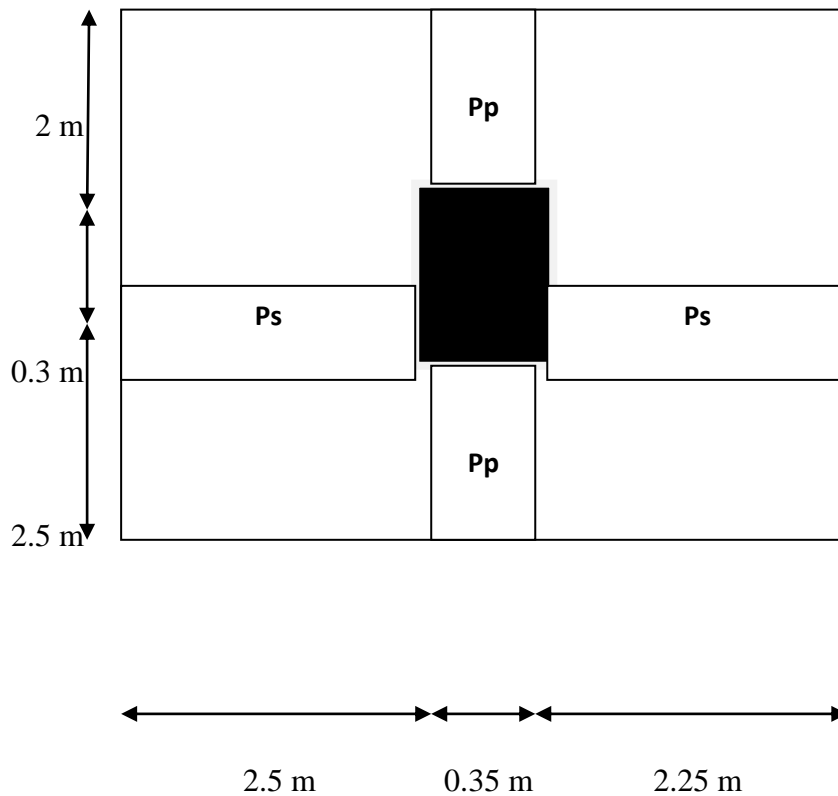


Figure II.11 : La surface afférente par poteau intermédiaire

- **Surface afférente pour poteau intermédiaire :**

$$S_G = (2.5+2) \times (2.5+2.25) = 21.4 \text{ m}^2$$

$$S_{Q \text{ terrasse}} = (2.5+0.35+2.25) \times (2+0.3+2.5) = 24.48 \text{ m}^2$$

$$S_{Q \text{ étage}} = 24.48 - (0.5 \times 0.6) = 24.18 \text{ m}^2$$

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$0.55 \times 0.7 \times 2.61 \times 25$	25.12
Poutre principal	$0.35 \times 0.45 \times (2 + 2.5) \times 25$	17.72
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times (2.5 + 2.25) \times 25$	12.47
Plancher terrasse	21.4×5.36	114.7
Plancher étage courant	24.18×5.20	125.74

Tableau II.8 : Poids des l'élément de la structure

Descente des charges :

sur le poteau intermédiaire C2 :

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse	114.7	
	poutre principale	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	surcharge= 24.48×1		24.48
	Total	144.89	24.48
2-2	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= 24.18×1.5		36.27
	Total	325.94	60.75
3-3	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	

	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.9$		32.64
	Total	506.99	93.39
4-4	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.8$		29.02
	Total	688.04	122.41
5-5	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.7$		25.4
	Total	869.09	147.8
6-6	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.6$		21.76
	Total	1050.14	169.56
7-7	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.5$		18.14
	Total	1231.19	187.7
8-8	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	

	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.5$		18.14
	Total	1412.24	205.84
9-9	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.5$		18.14
	Total	1593.29	223.98
10-10	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.5$		18.14
	Total	1774.34	242.12
11-11	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge= $24.18 \times 1.5 \times 0.5$		18.14
	Total	1955.39	260.26
12-12	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	

	surcharge=24.18×1.5×0.5		18.14
	Total	2136.44	278.4
13-13	Plancher étage	125.74	
	poutre principal	17.72	
	poutre secondaire	12.47	
	Poteau	25.12	
	surcharge=24.18×1.5×0.5		18.14
	Total	2317.49	296.54
14-14	Poteau	25.12	
	Mur	1.38	
	Total	2343.99	296.54

Tableau II.9 : Descente des charges du poteau C2

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 2343.99 + 1.5 \times 296.54 = 3609.2 \text{ KN}$$

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

$$N_{ser} = 2343.99 + 296.54 = 2640.53 \text{ KN}$$

- **Vérification de la section de poteau : C.B.A.93 (B.8.4.1)**

Poteau (55×70) :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c0.9}}{0.9 \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

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

$$Br = (55-2)(70-2) = 3604 \text{ cm}^2$$

$$A_{\square_i\square}^{\text{RPA}} = 0.9 \% B \quad (\text{zone III})$$

$$A_{\square_i\square}^{\text{RPA}} = \frac{0.9(b.\square)}{100} = \frac{0.9(55.70)}{100} = 34.65 \text{ cm}^2$$

$$Lf = 0.7L_0 = 193.2 \text{ cm} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b\square^3}{12 b\square}} = \sqrt{\frac{0.55 \times 0.7^3}{12 \times 0.55 \times 0.7}} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{193.2}{20} = 9.66 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 + \left(\frac{9.66}{35}\right)^2} = 0.67$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad \gamma_{\square} = 1,15 \quad ; \quad Fe = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad fc28 = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad \mathbf{Nu = 3609.2 \text{ KN}}$$

$$N = 0.67 \times \left(\frac{360400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{3465 \times 400}{1.15} \right) = 5279125.28 \text{ N} = \mathbf{5279.13 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Donc: Nu = 3609.2 \text{ KN} \leq N = 5279.13 \text{ KN} \dots\dots\dots (CV)}$$

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

$$V = \frac{Nd}{Bc \times Fc28} \leq 0.3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

fc28 : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

Avec : Nd = NG + NQ

$$V = \frac{2640.53}{550 \times 700 \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \quad (\mathbf{CV})$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

• Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

L'ensemble des éléments secondaires, constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement est énumère comme suit :

- Acrotère
- Porte à faux
- Escaliers
- Planchers

III.1: L'acrotère :

III.1.1 : Introduction :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

III.1.2 : Mode De Travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Une force sismique F_p
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

III.1.3 : Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement.

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = G = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = Q = 100 \text{ kg.}$$

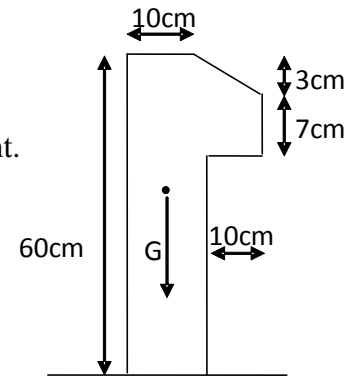


Figure III.1: Schéma de L'acrotère

III.1.4 : Combinaison d'action :

1) E.L.U :

- $N_u = 1 \times G = 1 \times 1712.5 = 1712.5 \text{ N/ml}$; L'effort n'est pas pondéré puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.
- $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$
- $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N}$

2) E.L.S :

- $N_{ser} = N = 1712.5 \text{ N/ml}$
- $M_{ser} = M = 600 \text{ N.m}$

III.1.5 : D'après le RPA 9 (v 2003) article 6-2-3 :

- le force sismique de calcul (F_p) agissant sur l'élément non structural et les équipements ancrés à la structure est calculée suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone varie selon la zone et le groupe d'usage.

On détermine le coefficient A selon notre zone (zone III) groupe 2

$A = 0.25$ selon le tableau 4.1 (RPA 99/2003)

C_p : facteur de Force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1 (RPA 99/2003)

W_p : poids de l'acrotère.

$W = 1.7125$ kN/ml

$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.7125 = 1.37$

$F_p = 1.37$ kN/ml $< Q = 1.5$ kN/ml (CV)

III.1.6 : Calcul du ferrailage :

III.1.6.1 : Armatures Longitudinales :

- E.L.U :

a) Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.525 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow e_G = 0.525 \text{ m} > e/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

b) Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_{\square} = M_u + N_u \left(\frac{\square}{2} - c \right)$$

$$M_{\square} = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\square}}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7^2)} = 0.0134 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$A_{\square}^u = \frac{M_{\square}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{\square}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}}{0.8} = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993$$

$$A_{\square}^u = \frac{934.25}{348 \times 7 \times 0.993} = 0.386 \text{ cm}^2$$

c) Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_{\square}^u - \frac{N}{100\sigma_{\square}} ; A' = A_{\square}'$

$$A^u = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

a) Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{\square_{er}}}{N_{\square_{er}}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

b) La contrainte de traction d'armature :

Fissuration Préjudiciables : $\sigma_{\square} \leq \min\left(\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta f_{\square\square\square\square}}\right)$

η Coeffi de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{\square} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_{\square} \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{\square} = 201.63 \text{ Mpa}$$

c) Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_{\square}^{sre} = M_{\square_{er}} + N_{\square_{er}} \left(\frac{\square}{2} - c\right) = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\square}}{\sigma_{\square} \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{0.956 \times 7^2 \times 100} = 0.0006$$

$$\mu = 0.0006 \Rightarrow \beta = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \cdot \bar{\sigma} = 0.0095 \times 201.63 = 1.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

d) Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{17125}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

e) Condition de non fragilité BAEL (A.4.2.1) :

$$A^{\min} \geq 0.25 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.25 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

f) Pourcentage minimal d'armature longitudinale BAEL(B.5.3.1) :

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 4 \text{ } \emptyset 8 = 2 \text{ cm}^2.$$

III.1.6.2 : Vérification De l'effort Tranchant : CBA article(A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.6.3 : Armatures de répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.283 \div 0.565).$$

On adopte : $A^r = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

III.1.6.4 : Espacement des armatures :

$SL = (33 ; 25) \text{ cm} \leq \min (4e ; 45 \text{ cm}) = \min (40 ; 45) \text{ cm}$

$$A_\ell = 4\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 4\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

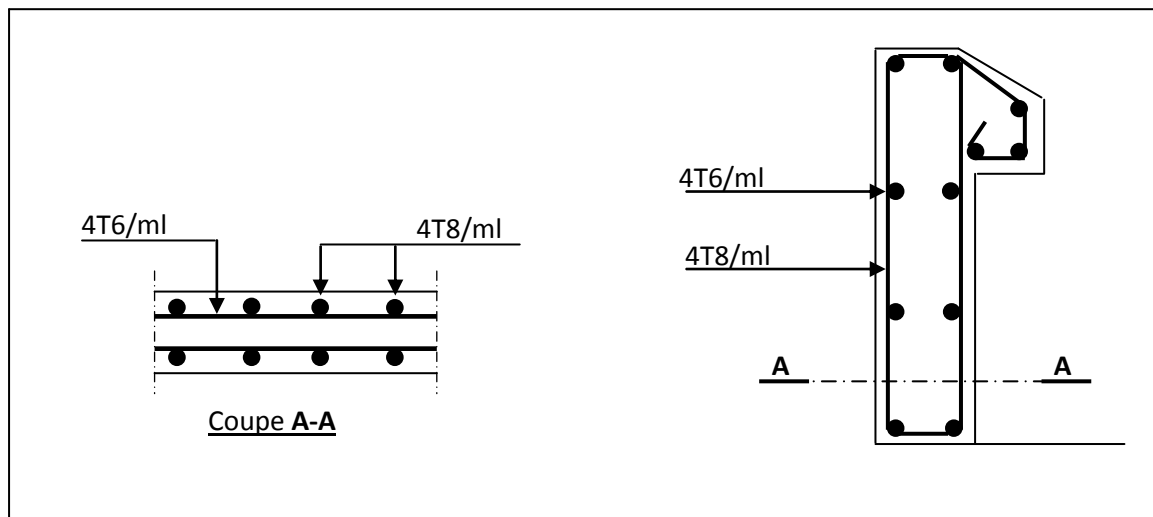


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2 : Escalier :

III.2.1: Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction .la cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés est sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.2.1: Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm

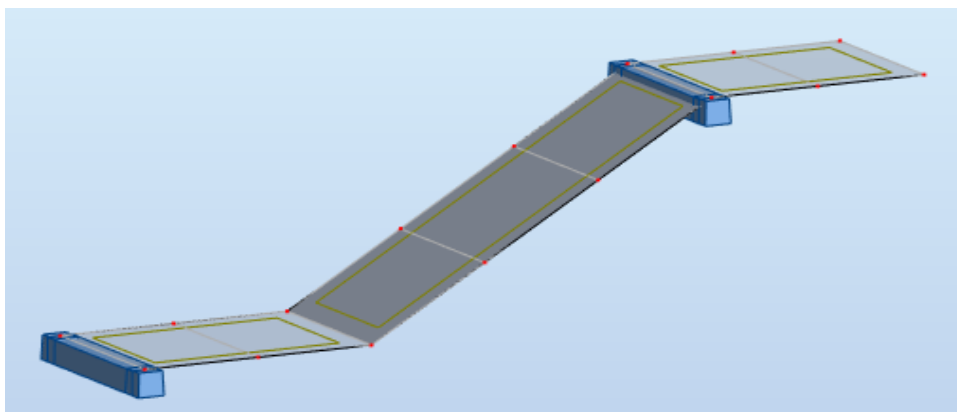


Figure III.3 : Schéma d'Escalier.

III.2.3 : Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire, travaillant à la flexion simple.

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

Elément	G (N/ml)	Q (N/ml)
Paillasse	6600	2500
palier de repos	4710	2500

III.2.2 : Combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q$$

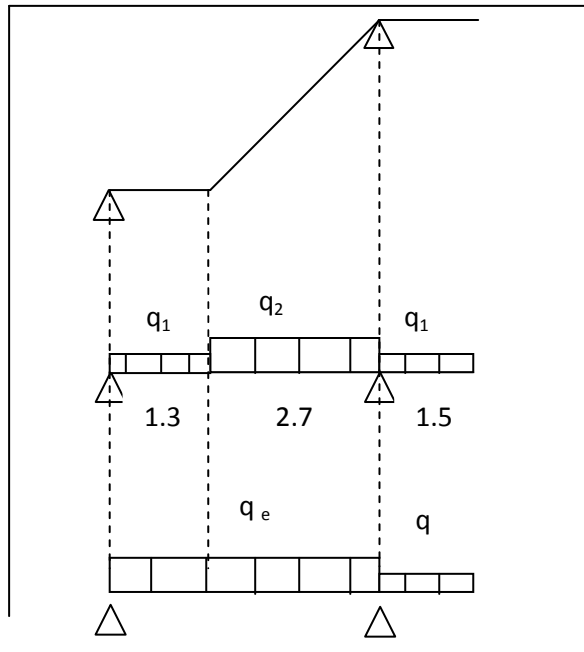


Figure III.4 : Schéma statique

$$\text{E.L.U : } P_{u1} = 1,35 \times 6.6 + 1,5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

$$P_{u2} = 1,35 \times 4.71 + 1,5 \times 2.5 = 10.11 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{10.11 \times 1.3 + 12.66 \times 2.7}{1.3 + 2.7} = 11.83 \text{ KN.ml}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 23.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 20.11 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 7.1 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S: } P_{s1} = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s2} = 4.71 + 2.5 = 7.21 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{7.21 \times 1.3 + 9.1 \times 2.7}{1.3 + 2.7} = 8.5 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 14.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 5.1 \text{ KN.m}$$

III.2.4 : Calcul de ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

• E.L.U :

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

$$\mu_\ell = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \quad A = \frac{M^u}{f_{su} \cdot d \cdot \beta}$$

Désignation	Mu (kN.m)	μ	μ_ℓ	Condition	A'	α	β	As (cm ²)
appui	7.1	0.042	0.392	V	0	0.054	0.978	1.74
Travée	20.11	0.012	0.392	V	0	0.015	0.994	5.8

• E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

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

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

	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	γ	fc28 (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En appuis	7.1	5.1	1.4	25	0.054	0.45	CV
Sur travée	20.11	14.45	1.39	25	0.015	0.445	CV

➤ **Conditions de non fragilité :**

Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{1 \min} \geq 0,23 b d f_{t28} / F_e$$

$$A_{1 \min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1 / 400 = 1,45 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_2 \min \geq 0.001 b h = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}, A_{\min}/2)$$

	Au (cm²)	A₁ min (cm²)	A₂ min/2 (cm²)	A max (cm²)	A adp (cm²)
Appuis	1.74	1.45	0.75	2.8	7T12=7.92
Travée	5.8	1.45	0.75	1.07	7T12=7.92

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

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

$$V = \frac{q l}{2} = 23.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{0.024}{1 \times 0.12} = 0.2 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

$$A_t = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures longitudinales :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) \leq \min (45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } St = \frac{100}{7} = 14,3 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\text{Appuis: } St = \frac{100}{7} = 14,3 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{CV}$$

Armatures de répartition :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \leq \min (60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\text{Appuis: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)**

$$1/\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,038 \leq 0,0625 \dots \dots \dots (cnv)$$

$$2/\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92}{100 \times 13} = 0,0066 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,038 \leq 0,085 \dots \dots (cnv)$$

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

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

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

Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

a-Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 15 \frac{15}{2} + 15 \times 7.92 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 7.92} = 8.35 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 15 - 8.35 = 7.65 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 6.35 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 38424.07 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7.92}{100 \times 12} = 0.00480$$

Pour les déformations instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0048} \Rightarrow \lambda_i = 4.375$$

Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.75$$

Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

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

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

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

$$g = \frac{2(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{2L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g = 5784 \text{ N/ml}$$

$$P = g + q = 5784 + 2500 = 8284 \text{ N/ml}$$

$$j = 5140 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85gl^2}{8} = 15363.75 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85jl^2}{8} = 13653.12 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^q = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = 22004.37 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de traction :

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.480$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.480 \Rightarrow \beta_1 = 0.895$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{15363.75}{0.895 \times 6.77 \times 14} = 181.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{13653.12}{0.895 \times 6.77 \times 14} = 160.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{22004.37}{0.895 \times 6.77 \times 14} = 259.39 \text{ MPa}$$

-Calcul du coefficient $\ll \mu \gg$:

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 160.95 + 2.1} = 0.291$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 181.11 + 2.1} = 0.341$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 259.39 + 2.1} = 0.480$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

Calcul des inerties :

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{38424.07}{1 + 4.375 \times 0.341} = 16974.48 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{38424.07}{1 + 4.375 \times 0.291} = 18619.59 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{38424.07}{1 + 1.75 \times 0.341} = 26582.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{qser} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{qser}} = 1.1 \times \frac{38424.07}{1 + 4.375 \times 0.480} = 13634.34 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot J^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{15363.75 \times (500)^2}{10 \times 32164.20 \times 16974.48} = 0.70 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot J^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{13653.12 \times (500)^2}{10 \times 32164.20 \times 18619.59} = 0.57 \text{ cm}$$

$$f_{qser} = \frac{M_{ser}^{qser} \cdot J^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{qser}} = \frac{22004.37 \times (500)^2}{10 \times 32164.20 \times 13634.34} = 0.92 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot J^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{15363.75 \times (500)^2}{10 \times 10818.86 \times 26582.68} = 1.33 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = 1.33 - 0.57 + 0.92 - 0.70 = 0.98 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$f_{adm} = 1.00 \text{ cm} \geq \Delta f_t = 0.98 \text{ cm} \quad CV$$

III.2.4 : ferrailage d'Escalier:

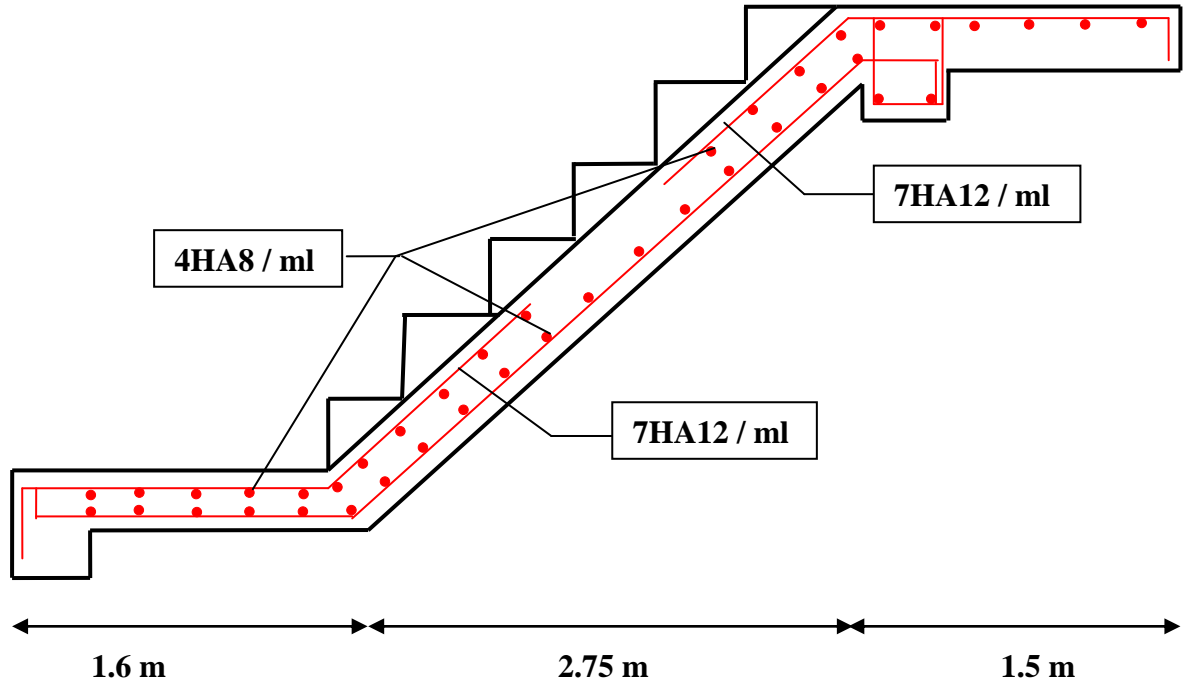


Figure III.5 : ferrailage d'Escalier.

III.2.5 : Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion et à la torsion.

*Poids propre de la poutre :

$$P_p = 0,35 \times 0,30 \times 25000 = 2625 \text{ N/ml}$$

*poids propre de mur intérieur :

$$P_{\text{mur}} = \frac{h_{\text{étage}} - (h_{\text{ps}} + h_{\text{p palier}})}{2} \times G_{\text{mur}}$$

$$P_{\text{mur}} = \frac{3,06 - (0,35 + 0,30)}{2} \times 2760 = 3325,8 \text{ N/ml}$$

$$G = P_{\text{mur}} + P_{\text{poutre}} = 3325,8 + 2625 = 5950,8 \text{ N/ml}$$

➤ **Calcul de la poutre palière à la flexion :**

E.L.U :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 3,83 + 1,5 \times 2,5 = 8,920 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{8,920 \times 3^2}{8} = 16,96 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 5,08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 14,41 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{P_u \times L}{2} = 17,394 \text{ KN}$$

E.L.S

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 3,08 + 2,5 = 5,58 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{5,58 \times 3^2}{8} = 10,60 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 3,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{P_s \times L}{2} = 10,88 \text{ KN}$$

1) Ferrailage :

E.L.U

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad , \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) \quad , \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot d \cdot \beta}$$

L'enrobage $c = 2 \Rightarrow d = 28 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}$, $F_e E = 400$, $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Tableau récapitulatif des résultats :

	M_u (KN .m)	M	A	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	12,77	0,046	0,0589	0,976	1,65
Appuis	4,509	0,016	0,0201	0,992	1,23

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

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

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	α	M_u (KN .m)	M_s (KN.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
Travée	0.0589	12,77	9,01	1.4	25	0.45	C.V
Appui	0.0201	4,509	5,63	1.4	25	0.38	C.V

• **Condition non fragilité :**

Section minimale d'armatures : B.A.E.L 91 (A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (en travée et en appui)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures : BAEL 91(B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 bh = 0,75 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : R.P.A

$$A = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Elément	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_m (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	1,34	0,84	0,75	3,75	6T12 = 6.8
Appui	0,46	0,84	0,75	3,75	6T12 = 6.8

Vérification de La contrainte de cisaillement : B.A.E. L91(A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91.A.5.1.211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) \text{ Comme la fissuration peu nuisible (BAEL 91.A.5.1.211)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,42 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0,220 < \bar{\tau}_u = 4,34 \quad \text{(Condition vérifié)}$$

- armature de répartition : ϕ_t B.A.E.L 91 (A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \frac{h}{35} = 0,86$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres ϕ_{10} d'où :

$$A_t = 3,75 / 4 = 0,94$$

$$A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

-l'espacement des cadres S_t : B.A.E.L 91(A.5.1. 22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9d. 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times F_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 25} = 125,6 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times F_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \times 3,14 \times 400}{25(0,220 - 0,3 \times 2,1)} = 110,28 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 25,2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

Calcul de la poutre à la torsion :

• **le moment de torsion :**

$$M_t = M_a$$

M_a : Devient un moment de torsion sur la poutre palière

$$M_t = M_a = 14,41 \text{ N.m}$$

➤ D'après B.A.E.L 91

Nous remplaçons la section pleine par la section creuse, pour la quelle :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{tot}} = \frac{M}{2\Omega e}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{tot}} = \frac{1441}{2 \times 750 \times 5} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau + \tau = 0,19 + 0,159 = 0,351 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,351 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

• **Armature de la torsion :**

$$A_{\text{tor}} = \frac{\mu M_t}{2\Omega \frac{F_e}{\gamma_s}}$$

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{100 \times 14410}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 1,24 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{tor} = 2T12 = 2,26cm^2$$

$$A_{tot} = A_{tor} + A_{flex} = 2T12 + 6T12 = 9.06 cm^2$$

- Les armatures totales :

	A_{total}	A_{adopt}
Travée	9.06	2T12 + 6T12
Appui	9.06	2T12 + 6T12

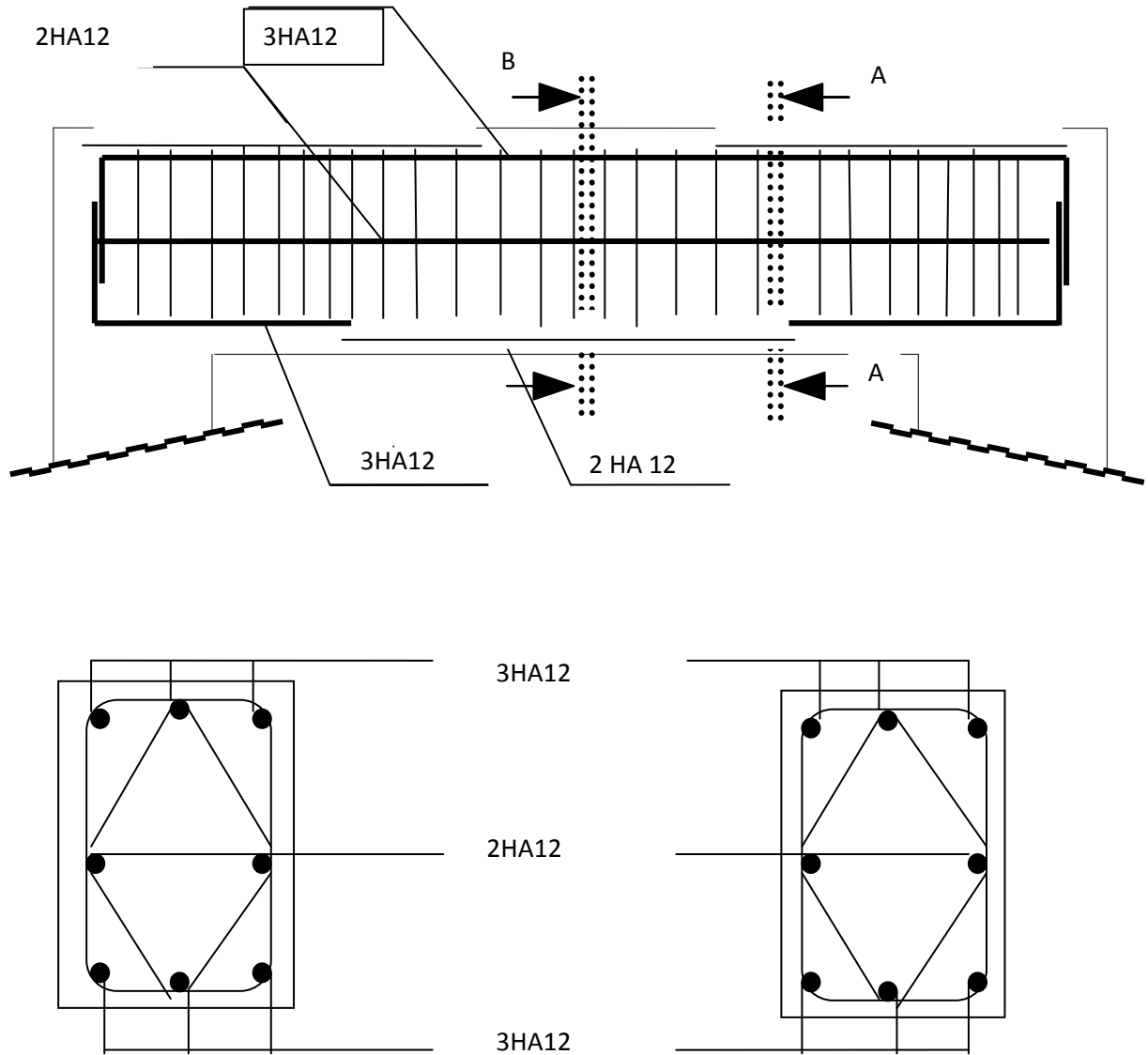


Figure III.6 : Schéma du ferrailage de la poutre palière

III.3 : Balcon :

III.3.1 : Introduction :

Dans les bâtiments usage d'habitation, le balcon Le balcon est un élément décoratifs, les balcons sont ancrés dans les poutres et sont sollicités en flexion simple.

Le type de balcon à étudier est représenté par la figure ci-dessous :

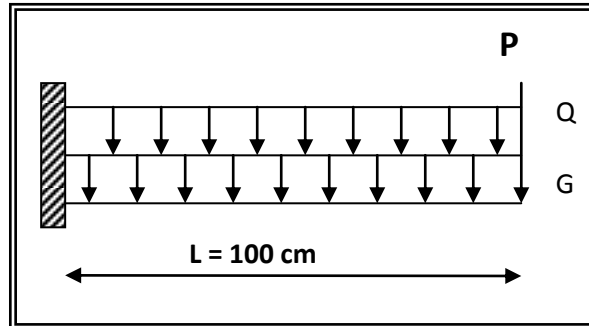


Figure III.7 : schéma statique du balcon.

III.3.2 : Caractéristique du balcon :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{500} = 0.2 < 0,4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens

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

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable dans l'E.L.S.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow 6.67 \leq e \leq 12 \quad \text{on a : } L = 1 \text{ m}$$

On prend une épaisseur de : 15 cm.

-D'après le DTR BC.2.2 ; on a :

❖ Charge permanente:

$$\triangleright G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge d'exploitation:

$$\triangleright Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3 : Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2$$

$$M_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1/2 = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L^2 / 2$$

$$M_{\text{ser}} = (5.35 + 3.5) \times 1/2 = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L$$

$$T_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.47 \text{ KN}$$

III.3.4 : Calcul du ferrailage a L'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.24 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (12)^2} = 0.031 < \mu_t = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.031 \rightarrow \alpha = 0.032 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M^u}{f_{su} \cdot d \cdot \beta} = \frac{6.24 \times 10^3}{348 \times 12 \times 0.987} = 1.5 \text{ cm}^2$$

III.3.5 : VERIFICATION:

- **Vérification à l'E.L.U :**

- Condition de non fragilité : BAEL 91**

$$A_{min1} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{c\Box\Box}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : CBA93 article (B.5.3.1)**

$$A_{min1} \geq 0.001 \times b \times \Box = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)**

$$T_u = 12.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{12.47 \times 1000}{100 \times 120} = 0.104$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 F_{c\Box\Box}}{\gamma_\beta} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.104 \text{ Mpa} \quad (\text{CV})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c\Box\Box}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.41$$

$$\alpha = 0.056 \leq 0.455 \Rightarrow (\text{CV})$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A ; A_{min1} ; A_{min2}) = (1.5 ; 1.45 ; 1.5) = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A=1.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit: } A = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A / 4 = 3.14 / 4 = 0.79 \quad \text{Soit : } A_r = 3T6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures :

A) armature longitudinal :

$$S_L = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad (\text{CV})$$

B) armature de répartition :

$$S_r = 100/ 3 = 33.3\text{cm} \leq \min (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad (\text{CV})$$

III.3.6 : Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1)

$$\frac{\square}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.15 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00393 \leq 0.0105 \quad \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{\square}{l} \geq \frac{Mt}{10M_{\square}} \Rightarrow 0.15 \geq 0.085 \quad \Rightarrow \text{CV}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.7 : Ferrailage du balcon :

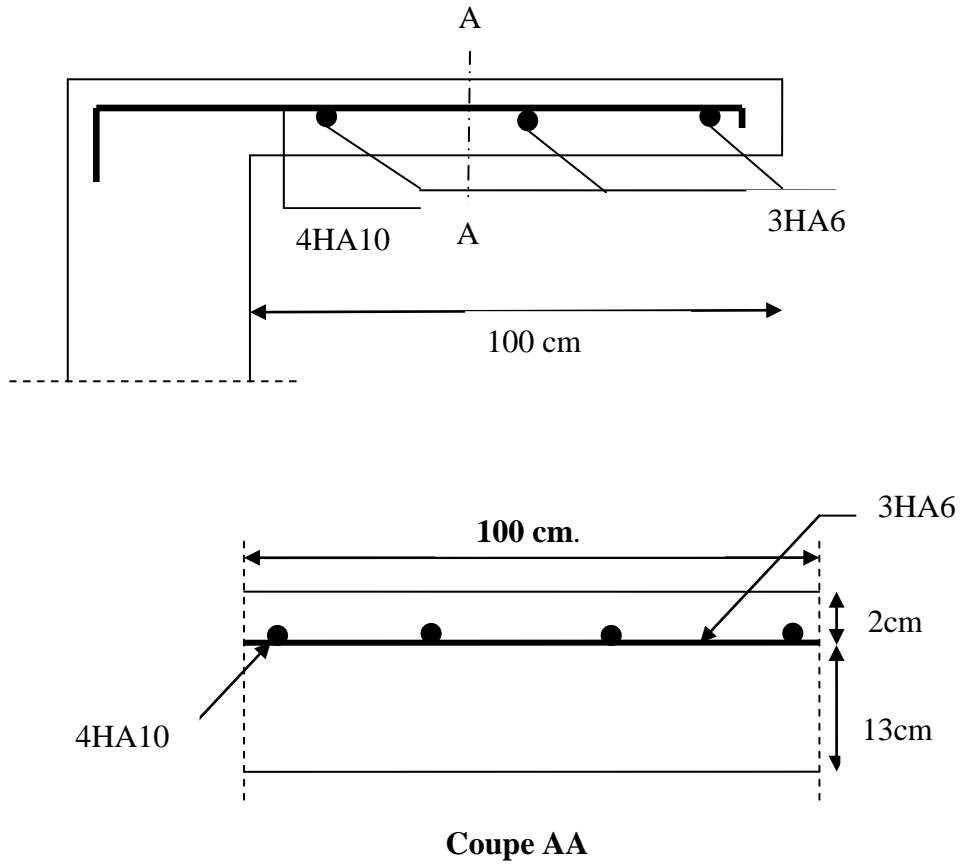


Figure III.8 : ferrailage du balcon.

III.4 : Les planchers :

III.4.1 : Introduction

Les planchers sont des plates-formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, des charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les autres accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de grande rigidité.

III.4.2 : Conception des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs, des poutrelles coulées sur place et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(20 \times 20 \times 60)$ cm³, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

III.4.3 : Les Méthodes de calcul :

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

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

Méthodes forfaitaire :

- Condition d'application, il faut que :

- $Q \leq \min(2.G ; 5)$ KN /m² plancher à surcharge modérées
- Inertie constante (I) sur toute la travée
- fissuration peu nuisible

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

Méthode de Caquot :

- Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges d'exploitation sont élevées.

- Calcul des moments :

1-Les moments en appui

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L' \cdot w^3 + q_e \cdot L' \cdot e^3}{8,5 \cdot (L' \cdot w + L' \cdot e)}$$

$L' = L$ en cas des travées de Rive

$L' = 0.8L$ en cas des travées intermédiaire

2- Les moments en travées :

$$M_{\square} = \frac{q \cdot x^2}{2} + M_w$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

$$V = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Vérification vis-à-vis les Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 2G$	Vérifiée
$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5KN$	Vérifiée
Inertie constante (I)	Vérifiée
Fissuration peu nuisible	Vérifiée

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 ; 450/300 = 1.5 \quad \text{Non Vérifiée}$$

Alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on applique la méthode de Caquot.

III.4.4 : Calcul des planchers :

Les résultats obtenus par la méthode de Caquot (M, T).

Combinaisons d'actions :

- **E.L.U**

$$\begin{aligned} \text{- Travée chargée} \Rightarrow q_u &= (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,60 = (1,35 \times 5,2 + 1,5 \times 1,50) \times 0,60 \\ &= 5,56 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Travée déchargée} \Rightarrow q_u &= (1,35 G) \cdot 0,60 = (1,35 \times 5,2) \times 0,60 \\ &= 4,21 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

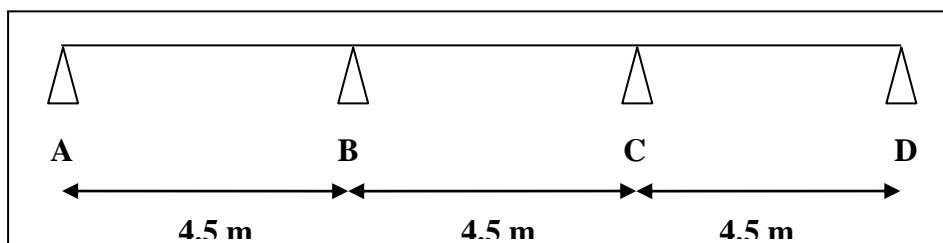
- **E.L.S**

$$\begin{aligned} \text{- Travée chargée} \Rightarrow q_{ser} &= (G + Q) \cdot 0,60 = (5,2 + 1,50) \times 0,60 \\ &= 4,02 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Travée déchargée} \Rightarrow q_{ser} &= (G) \cdot 0,60 = 5,2 \times 0,60 \\ &= 3,12 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

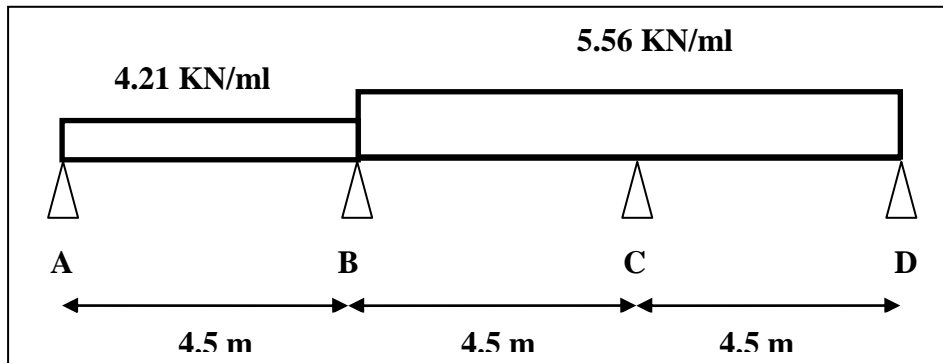
Plancher étage courant :

Travées type 1 :



* 1^{er} cas de chargement :

$$MA = MD = 0$$



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C	D
Moment(KN.m)	0	-9.34	-11.13	0

Moments des travées :

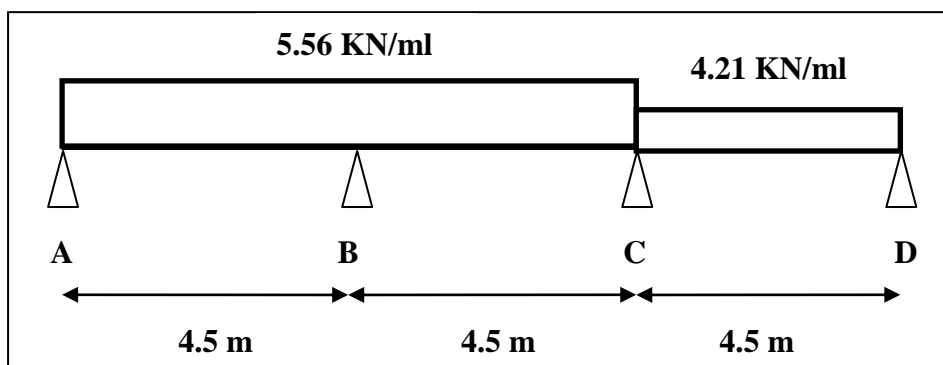
Travée	AB	BC	CD
Moment (KN.m)	6.52	3.87	8.97

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D
V (KN)	-11.54	7	-14.98	14.59	-14.59	14.98

* 2^{ème} cas de chargement :

$$MA = MD = 0$$



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C	D
Moment(KN.m)	0	-11.13	-9.34	0

Moments des travées :

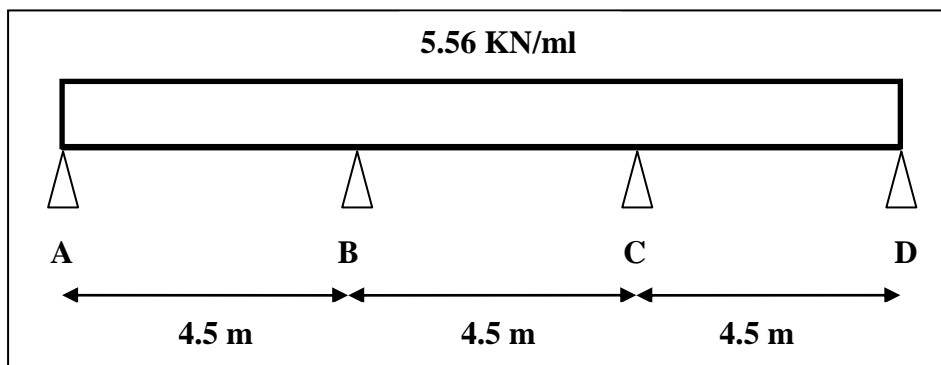
Travée	AB	BC	CD
Moment (KN.m)	9.11	3.83	6.48

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D
V (KN)	-14.98	10.24	-10.24	14.98	-14.98	11.74

* 3ème cas de chargement :

$$M_A = M_D = 0$$



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C	D
Moment(KN.m)	0	-10.21	-10.21	0

Moments des travées :

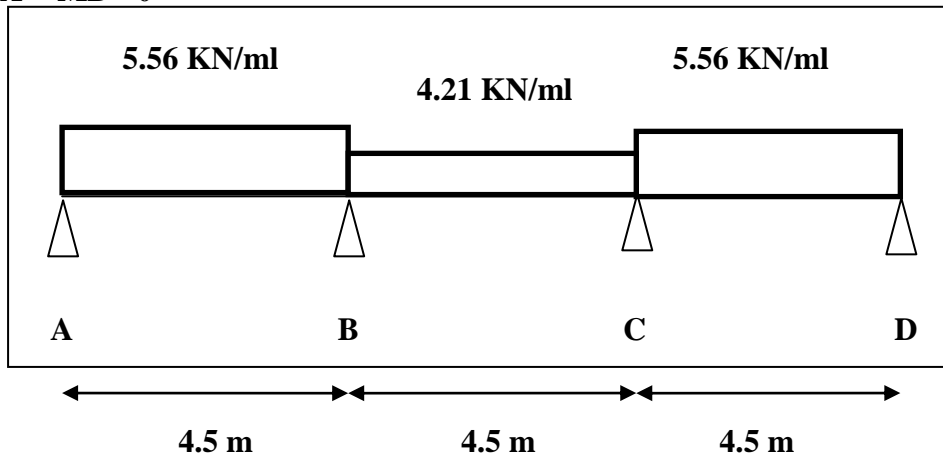
Travée	AB	BC	CD
Moment (KN.m)	9.41	0.45	9.46

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D
V (KN)	-14.78	10.24	-11.74	11.74	-10.24	14.78

* 4ème cas de chargement :

MA = MD = 0



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C	D
Moment(KN.m)	0	-11.13	-11.13	0

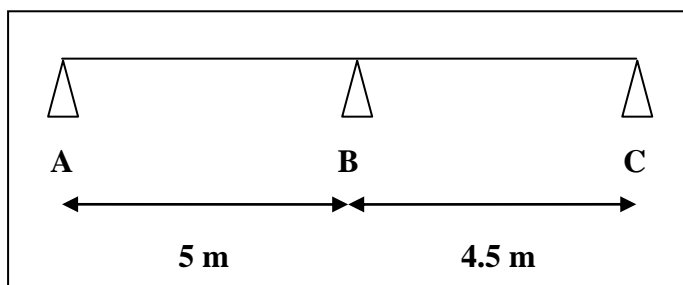
Moments des travées :

Travée	AB	BC	CD
Moment (KN.m)	9.11	2.94	9.12

L'effort tranchant :

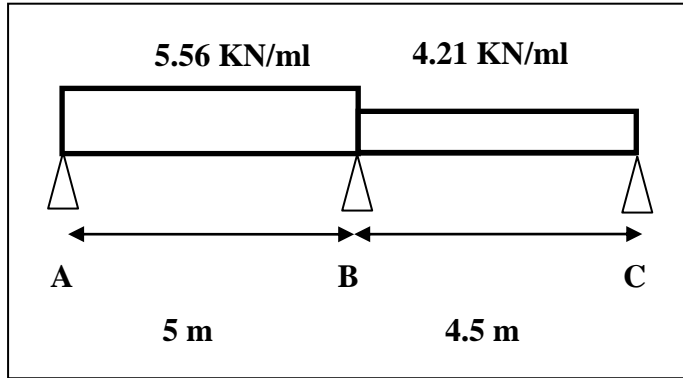
Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D
V (KN)	-14.98	10.04	-14.98	14.98	-14.98	14.98

Travées type 2 :



* 1^{er} cas de chargement :

$MA = MC = 0$



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C
Moment(KN.m)	0	-13.36	0

Moments des travées :

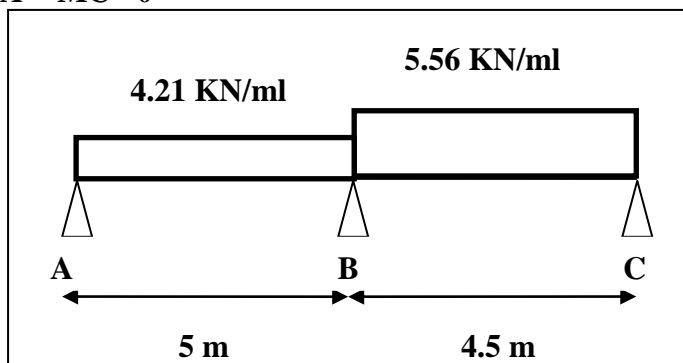
Travée	AB	BC
Moment (KN.m)	11.34	8.13

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	-16.57	13.9	-9.47	12.44

*** 2ème cas de chargement :**

$MA = MC = 0$



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C
Moment(KN.m)	0	-13.36	0

Moments des travées :

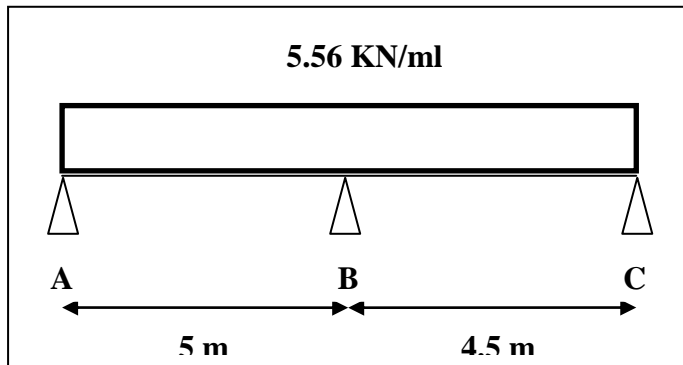
Travée	AB	BC
Moment (KN.m)	7.28	8.13

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	-13.2	10.53	-12.51	15.48

* 3ème cas de chargement :

MA = MC = 0



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C
Moment(KN.m)	0	-14.88	0

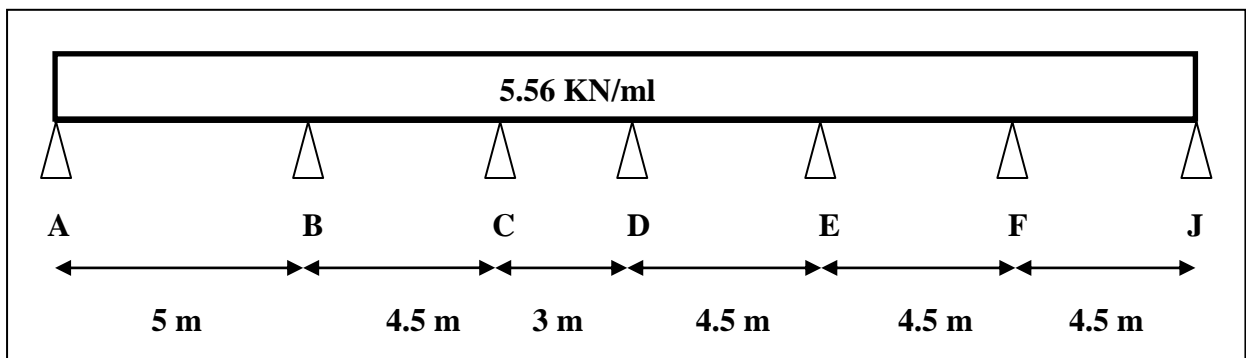
Moments des travées :

Travée	AB	BC
Moment (KN.m)	10.68	7.7

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	-16.9	13.9	-12.51	15.85

Travées type 3 :



Moments des appuis :

$$MA = MJ = 0$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	J
Moment(KN.m)	0	-13.06	-6.59	-6.59	-8.48	-11.13	0

Moments des travées :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FJ
Moment(KN.m)	11.46	4.45	-0.34	6.5	4.25	9.14

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	-16.51	12.58	-13.97	13.97	-6.18	7.71
	D ₂	E ₁	E ₂	F ₁	F ₂	J
	-12.93	11.5	-13.52	14.39	-10.63	14.98

III.4.5 : Calcul du Ferrailage :

On calcule le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

➤ Les armatures longitudinales :

$$b = 60\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$$

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

L'enrobage:

$$C \geq 1 + \frac{\phi_{\text{max}}}{2} + \phi_{\text{min}} = 1 + \frac{1.4}{2} + 0.6 = 2.3 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{max}} = 10 \text{ à } 14 \text{ mm}; \quad \phi_{\text{min}} = 6 \text{ mm}$$

$$C \geq 2.3 \text{ cm} ; \text{ soit } C = 3.00 \text{ cm}$$

E. L. U :

- **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

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

$$M = 14.2 \times 60 \times 4 \times (17-2) = 51120 \text{ N.m}$$

$$M_{\square}^{\max} = 11.46 \text{ KN.m (travée type 1 cas de chargement N° 01)}$$

$$M_{\square}^{\max} = 11460 \text{ N.m} \leq M = 51120 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 60\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = 0.047 \leq 0.392 \quad \text{Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\mu = 0.047 \Rightarrow \alpha = 0.06 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A = \frac{11460}{348 \cdot 17 \cdot 0.976} = 1.99 \text{ cm}^2$$

En Appui : $M_a^{\max} = 15.01 \text{ KN.m}$ (travée type 3 cas de chargement N° 03)

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

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = 0.363 \leq 0.392 \quad \text{Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\mu = 0.363 \Rightarrow \alpha = 0.6 \Rightarrow \beta = 0.76$$

$$A = \frac{14880}{348 \cdot 17 \cdot 0.76} = 3.31 \text{ cm}^2$$

E. L. S :

D'après le BAEL83

La fissuration est peut nuisible, Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

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

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

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.06	11460	9231	1.24	25	0.370	cv
Sur Appui	0.6	14880	8655	1.47	25	0.610	cv

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

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

• **En Travée :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.23 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

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

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

• **En travée :**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

✓ **Tableau Récapitulatif Du Ferrailage : $A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min})$**

Elément	A calcul (cm ²)	Amin (cm ²)	Amin' (cm ²)	A (cm ²)	A adopte (cm ²)
Travée	1.99	1.23	1.2	1.99	2HA12 = 2.26
Appui	3.31	0.21	0.2	3.31	3HA12 = 3.39

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

La contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$.

Tu : La valeur de calcul de l'effort tranchant (travée type 3 cas de chargement N° 03)

b0 : Désigne le largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15810}{100 \times 170} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

- Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.93 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors la condition est vérifiée les armatures de cisaillements, ne sont pas nécessaires.

➤ **Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10} \right). \phi_t : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10} \right) = \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(5.71, 10, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc en adopte des étires $\phi 6$

D'où : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm.}$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49 \text{ cm.}$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.93 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 38.83 \text{ cm}$$

Soit $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm}$

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

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

BAEL91 (A.5.1 ,313)

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

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$

$$Tu = 158100 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 100 \times 153 \times 25}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

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

doit être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$A = 3.31 \text{ cm}^2$. $A = 331 \text{ mm}^2$.

$$\gamma_s \frac{T_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{15810}{400} = 45.45 \text{ mm}^2$$

$$A = 331 \text{ mm}^2 \geq 45.45 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

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

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

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

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{n-1} = \frac{100}{6-1} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1,02}{2} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $3\phi 5 = 0,60 \text{ cm}^2$; espacement $100/3 = 33,3 \text{ cm}$

Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles $(200 \times 200) \text{ mm}^2$. Ou $(200 \times 300) \text{ mm}^2$.

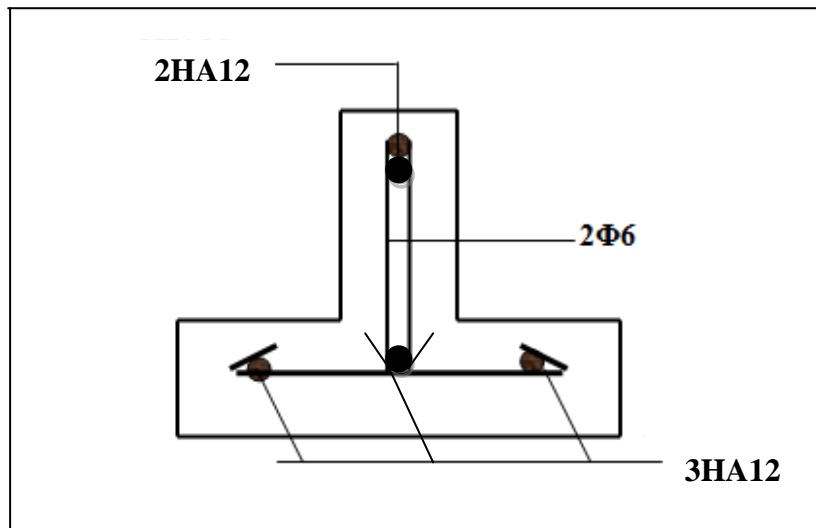
➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{500} = 0,04 \geq 0,04 \quad (\text{CV})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{500} = 0,04 \geq 0,029 \quad (\text{CV})$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{1,99}{60 \times 17} = 0,002 \geq 0,009 \quad (\text{CV})$$

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

III.4.6 : Présentation du ferrailage :**Figure III.9 : Ferrailage des planchers.**

Chapitre IV : Etude de dynamique

IV.1 : Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.
- Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2 : Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1 : Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents 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.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

IV.2.2 : méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

- **Buts de l'analyse dynamique :**

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

IV.3 : Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'ALGER donc en Zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble catégorie S3.

IV.4 : Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

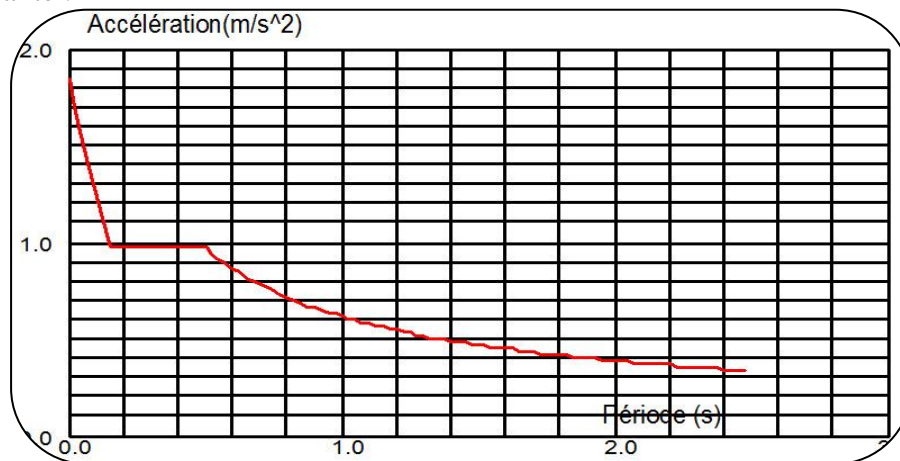


Figure IV.1 : Spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

IV.5 : Analyse de la structure :

IV.5.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale

et commentaires : On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

Première variante :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,16	71,26	0,59	71,26	0,59
3/ 2	1,04	72,29	63,90	1,03	63,30
3/ 3	0,82	73,22	66,34	0,93	2,45
3/ 4	0,34	85,65	66,35	12,43	0,01
3/ 5	0,23	85,67	83,27	0,01	16,92
3/ 6	0,18	85,74	85,16	0,08	1,89
3/ 7	0,17	90,56	85,16	4,82	0,00
3/ 8	0,10	93,30	85,18	2,74	0,02
3/ 9	0,10	93,32	90,89	0,01	5,71

Tableau IV.1 : Périodes et coefficients de participation modaux variante 1

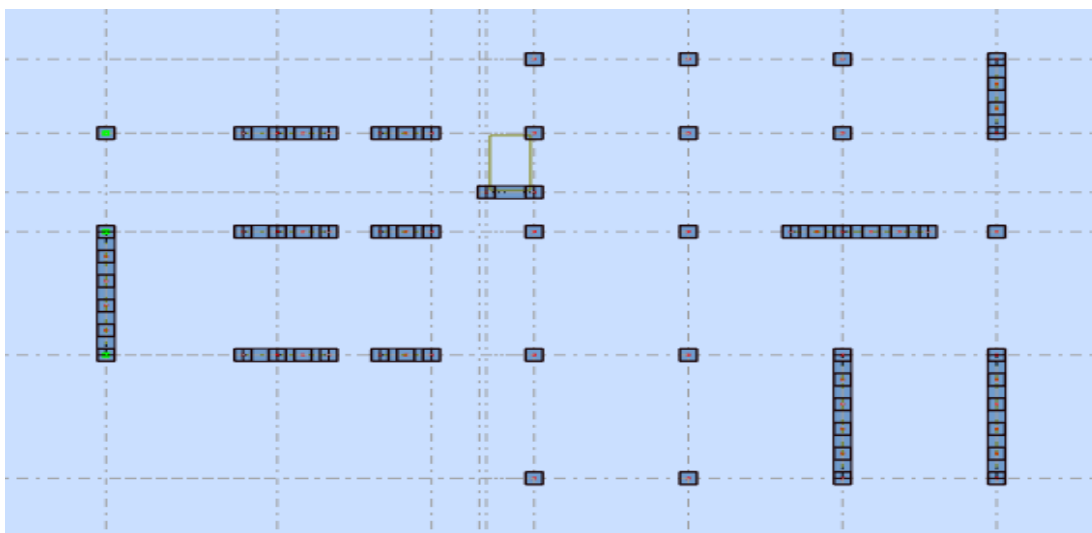


Figure IV.2 : variante n : 01 d'un voile

- le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 71.26\%$.
- le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 63.30\%$.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

Deuxième variante :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,97	1,13	67,43	1,13	67,43
3/ 2	0,91	63,78	68,58	62,65	1,15
3/ 3	0,78	70,55	68,59	6,77	0,01
3/ 4	0,24	81,94	72,40	11,39	3,81
3/ 5	0,24	85,13	85,69	3,19	13,30
3/ 6	0,18	85,53	85,72	0,39	0,02
3/ 7	0,11	91,01	85,85	5,48	0,14
3/ 8	0,11	91,12	91,91	0,12	6,06
3/ 9	0,08	91,22	91,92	0,09	0,01

Tableau IV.2: Périodes et coefficients de participation modaux variante2

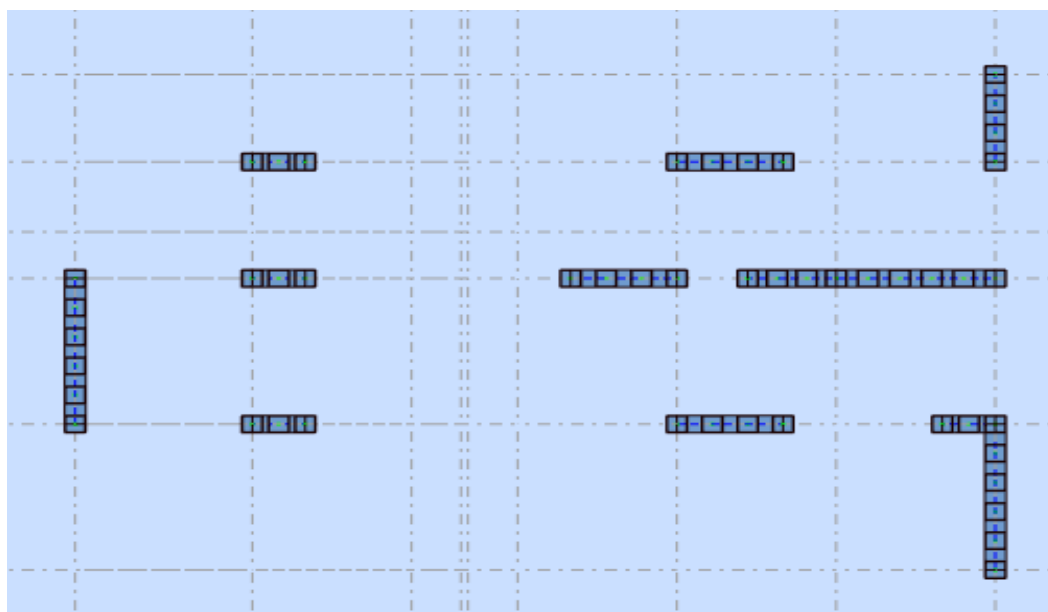


Figure IV.3 : variante n : 02d'un voile

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1er mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 67.43\%$ de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 62.65\%$.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99version 2003).

➤ Les schémas des trois premiers modes de vibration :

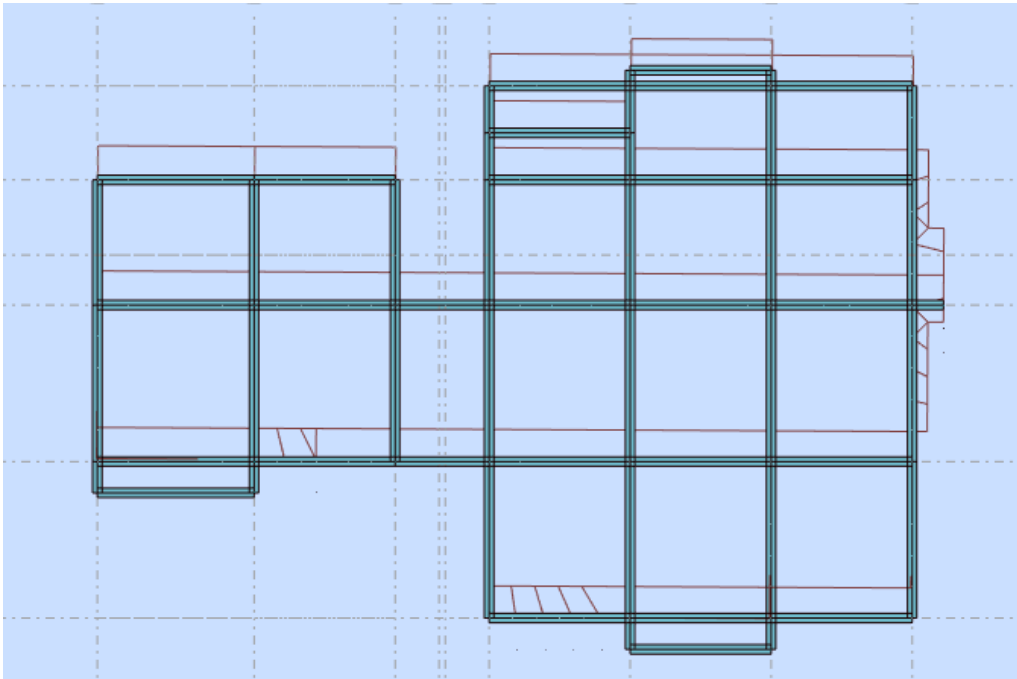


Figure IV.4: Premier mode de vibration. Vue en plan

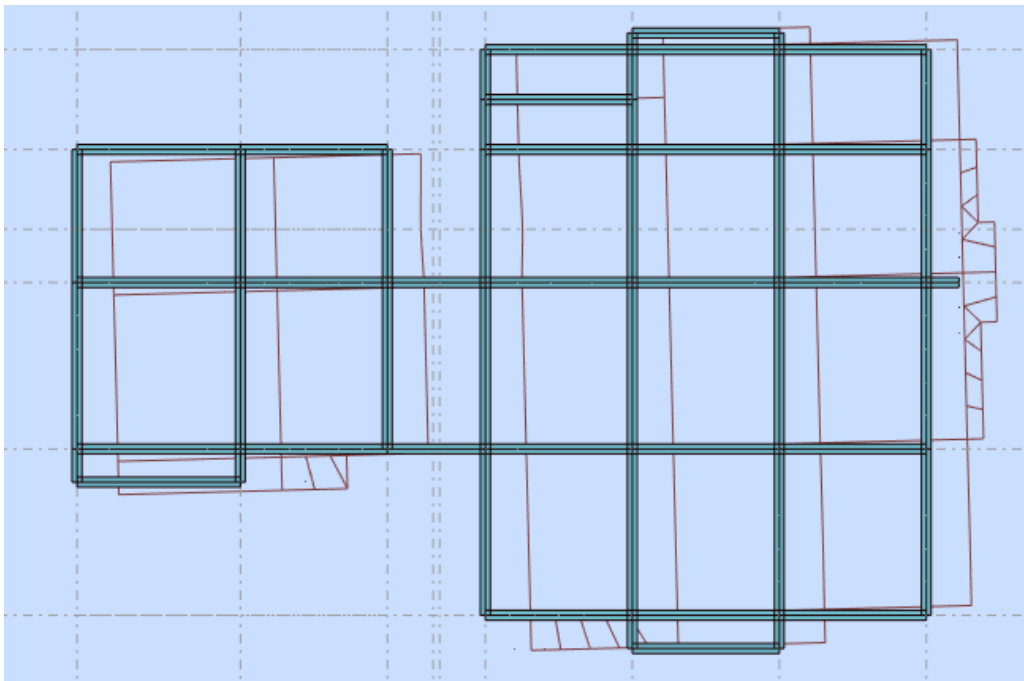


Figure IV.5: Deuxième mode de vibration. Vue en plan.

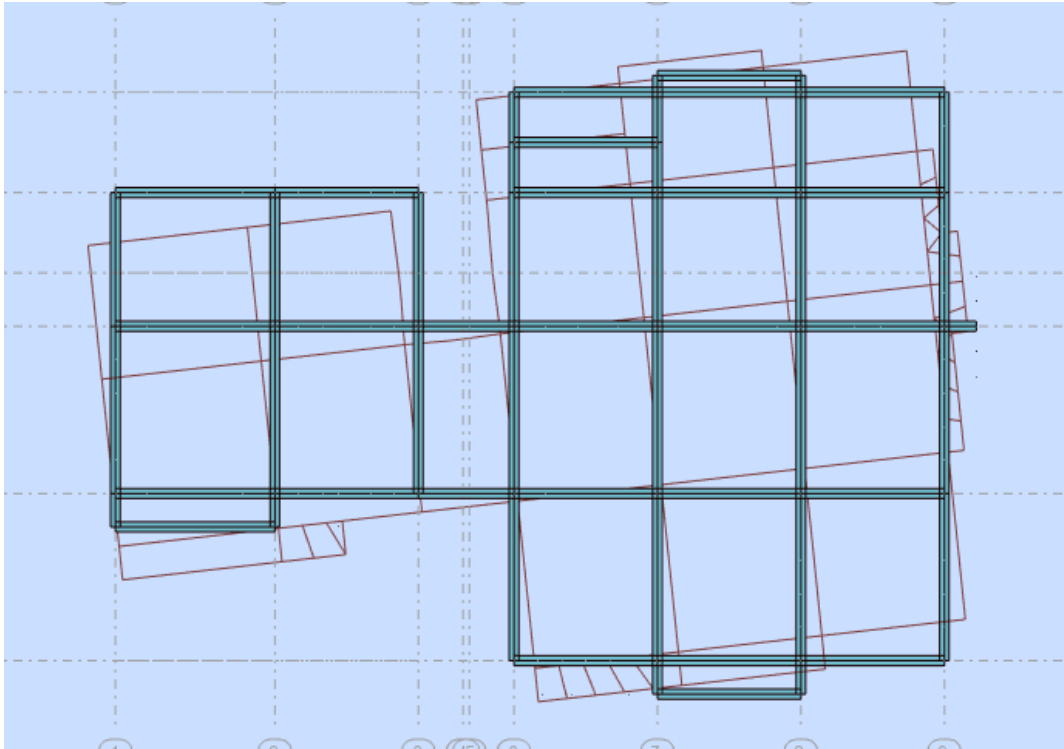


Figure IV.6: Troisième mode de vibration. Vue en plan.

IV.5.2: Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \{C_T h_N^{3/4}\} \quad \text{RPA99/2003 (Art.4.2.4).}$$

- $h_n = 39.78\text{m}$: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(n).

- $C_T = 0.050$: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times 39.78^{3/4} = \mathbf{0,79 \text{ sec}}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$D_x = 26\text{m}$; $D_y = 17\text{m}$.

$$\bullet T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 39.78}{\sqrt{26}} = 0.7 \text{ sec}$$

$$\bullet T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 39.78}{\sqrt{17}} = 0.86 \text{ sec}$$

$T_x = (0.7 \text{ sec} ; 0.79 \text{ sec}) \Rightarrow T_x = (0.7 ; 0.7 \times 1.3 = 0.91) \Rightarrow \mathbf{T_x = (0.7 ; 0.91)}$

$T_y = (0.86 \text{ sec} ; 0.79 \text{ sec}) \Rightarrow T_y = (0.79 ; 0.79 \times 1.3 = 1.027) \Rightarrow \mathbf{T_y = (0.79 ; 1.027)}$

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants

- La période fondamentale T_y (dyn) = 0.97 s.
- La période fondamentale T_x (dyn) = 0.91 s.

On a : $\mathbf{T_y = 1.027 > T_y$ (dyn) = **1.02** (CV)

$\mathbf{T_x = 0.91 > T_x$ (dyn) = **0.91** (CV)

IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Soit : $\mathbf{V_t > 0.8 V}$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens **X**, $\mathbf{V_t = 5949,26 \text{ KN}}$
- Effort tranchants sismique dans le sens **Y**, $\mathbf{V_t = 5693,68 \text{ KN}}$

Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99) :

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donnée par la formule suivante : $V = [(A \cdot D \cdot Q)/R] \cdot W$

A : Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ; On a **A=0.25**.

R : Coefficient de comportement global de la structure : Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel

- Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité : est donnée par le tableau 4.4 de RPA 99 version 2003:

Dans le sens X : **Q= 1.2**

Dans le sens Y : **Q= 1.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a: Sens x : $T_x = 0.7s$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)

 Sens y : $T_y = 0.79 s$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

Alors : $D = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3}$

Dx= 1.76

Dy=1.62

W : poids total de la structure : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau.

$W = \beta w_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc : $W = \beta w_i = 53614,37 \text{ KN}$

<i>sens</i>	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>R</i>	<i>Q</i>	<i>W (KN)</i>	<i>V(KN)</i>
X	0.25	1.76	5	1.2	53614,37	5661.68
Y	0.25	1.62	5	1.15	53614,37	4994.18

Tableau IV.3: Résultat de coefficient

<i>sens</i>	Vdyn	Vsta	0.8Vsta	condition
X	5949,26	5661.68	4529,34	V
Y	5693,68	4994.18	3995.34	V

Donc : $V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) **(CV)**

Vérifications : selon RPA 99 version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \cdot FC_{28}} \leq 0.3 \Rightarrow \frac{3009140}{550 \times 700 \times 25} = 0.3 \leq 0.3 \quad \text{(CV)}$$

IV.5.4 : Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

- **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

- **Centre des rigidités : « C »**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminées par les formules ci-après Avec :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y . X_i : Abscisse de l'élément i .

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x . Y_i : Ordonnée de l'élément i .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	15,17	9,08	14,29	9,77	0,88	0,70
1	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
2	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
3	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
4	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
5	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
6	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
7	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
8	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
9	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
10	15,15	9,09	14,29	9,77	0,86	0,69
11	15,16	9,08	14,29	9,77	0,87	0,69
12	15,26	8,97	14,29	9,73	0,97	0,75

ex : excentricité théorique suivant x.

ey : excentricité théorique suivant

y. Tableau IV.4: les résultats des centres de rigidité.

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) qui doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$e_x \text{ totale} = e_x \text{ théorique} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_y \text{ totale} = e_y \text{ théorique} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \quad \text{avec} \quad L_x = 26,00 \text{ m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1,35 \text{ m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \quad \text{avec} \quad L_y = 17,00 \text{ m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0,9 \text{ m}$$

Vérifications : selon RPA 99 version 2003 (Art 3.4.4.a) :

- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT)

Les sollicitations verticales totales de la structure : - 52577.74 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : - 15223.91 KN

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{ztotal}} = \frac{-15223.91}{-52577.74} = 28\% > 20\% \quad \text{Condition non vérifiée}$$

- ❖ **Condition non vérifiée donc On a choisi de changer Coefficient de comportement global de la structure pour $\Rightarrow R = 3.5$**

IV.5.5 : .Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

- L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement horizontal :

Le déplacement absolu horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$

Δk : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau. k . Par rapport au niveau. $k-1$.est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

- L'article 5.10 du RPA99/version2003 Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta k \leq 1\%h_i$.

Avec : h_i étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux

Sens longitudinale :

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
4/ 1	0,384	0,384
4/ 2	1,196	0,812
4/ 3	2,276	1,080
4/ 4	3,537	1,260
4/ 5	4,908	1,372
4/ 6	6,337	1,429
4/ 7	7,780	1,443
4/ 8	9,201	1,421
4/ 9	10,573	1,372
4/ 10	11,877	1,304
4/ 11	13,102	1,224
4/ 12	14,253	1,151
4/ 13	15,317	1,064

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Sens transversale :

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
4/ 1	0,076	0,076
4/ 2	0,233	0,157
4/ 3	0,452	0,219
4/ 4	0,719	0,268
4/ 5	1,023	0,304
4/ 6	1,353	0,330
4/ 7	1,699	0,346
4/ 8	2,053	0,354
4/ 9	2,408	0,355
4/ 10	2,759	0,351
4/ 11	3,103	0,343
4/ 12	3,466	0,364
4/ 13	3,799	0,333

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	H_i (m)	1% H_i (cm)	observation
RDC	0,384	0,076	3.06	3.06	Vérifier
1	0,812	0,157	3.06	3.06	Vérifier
2	1,080	0,219	3.06	3.06	Vérifier
3	1,260	0,268	3.06	3.06	Vérifier
4	1,372	0,304	3.06	3.06	Vérifier
5	1,429	0,330	3.06	3.06	Vérifier
6	1,443	0,346	3.06	3.06	Vérifier
7	1,421	0,354	3.06	3.06	Vérifier
8	1,372	0,355	3.06	3.06	Vérifier
9	1,304	0,351	3.06	3.06	Vérifier
10	1,224	0,343	3.06	3.06	Vérifier
11	1,151	0,364	3.06	3.06	Vérifier
12	1,064	0,333	3.06	3.06	Vérifier

Tableau IV.7 : Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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 .

Le tableau résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x) :

Niveau	p_k (t)	Δ_k (m)	V	h_k (m)	Θ	<0.1
RDC	-52577,7	0,384	5949,28	3.06	0,011090402	Vérifié
1	-48253,07	0,812	5900,46	3.06	0,021700697	Vérifié
2	-44246,51	1,08	5764,72	3.06	0,027089634	Vérifié
3	-40239,94	1,26	5550,58	3.06	0,029851632	Vérifié
4	-36233,38	1,372	5282,15	3.06	0,030097515	Vérifié
5	-32226,8	1,429	4973,43	3.06	0,030260231	Vérifié
6	-28220,26	1,443	4621,3	3.06	0,028796636	Vérifié
7	-24213,69	1,421	4218,44	3.06	0,026655188	Vérifié
8	-20207,13	1,372	3764,72	3.06	0,024066604	Vérifié
9	-16200,57	1,304	3259,25	3.06	0.020324563	Vérifié
10	-12194	1,224	2680,98	3.06	0,018193362	Vérifié
11	-8187,44	1,151	1983,61	3.06	0,015525505	Vérifié
12	-4187,17	1,064	1117,17	3.06	0,013032314	Vérifié

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Le tableau résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (sens y - y) :

Niveau	p_k (t)	Δ_k (m)	V_x	h_k (m)	Θ	<0.1
RDC	-52577,74	0,397	5693,61	3.06	0,01198073	Vérifié
1	-48253,07	0,795	5635,97	3.06	0,022243441	Vérifié
2	-44246,51	1,076	5491,06	3.06	0,028334378	Vérifié
3	-40239,94	1,292	5274,55	3.06	0,032211652	Vérifié
4	-36233,38	1,446	5012,78	3.06	0,034156792	Vérifié
5	-32226,82	1,548	4719,5	3.06	0,03454387	Vérifié
6	-28220,26	1,606	4390,95	3.06	0,033730799	Vérifié
7	-24213,69	1,627	4020,06	3.06	0,0320254	Vérifié
8	-20207,13	1,618	3607,01	3.06	0,029622	Vérifié
9	-16200,57	1,585	3148,79	3.06	0,02664983	Vérifié

10	-12194,01	1,537	2618,07	3.06	0,023394714	Vérifié
11	-8187,44	1,497	1959,51	3.06	0,020440947	Vérifié
12	-4187,17	1,418	1113,93	3.06	0,017418771	Vérifié

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal.

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens.

IV.5.6 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i; j

Sens X :

Forces sismiques par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)

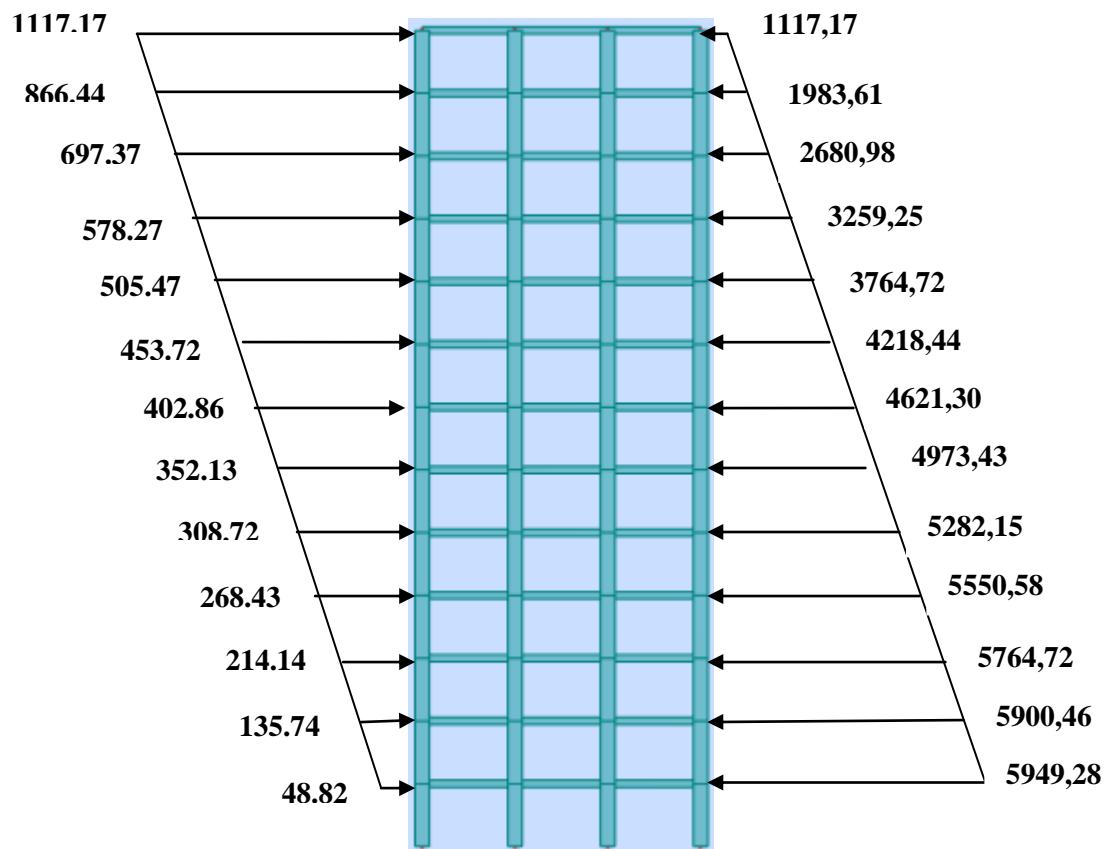


Figure IV .7 : Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation sens X.

Sens Y :

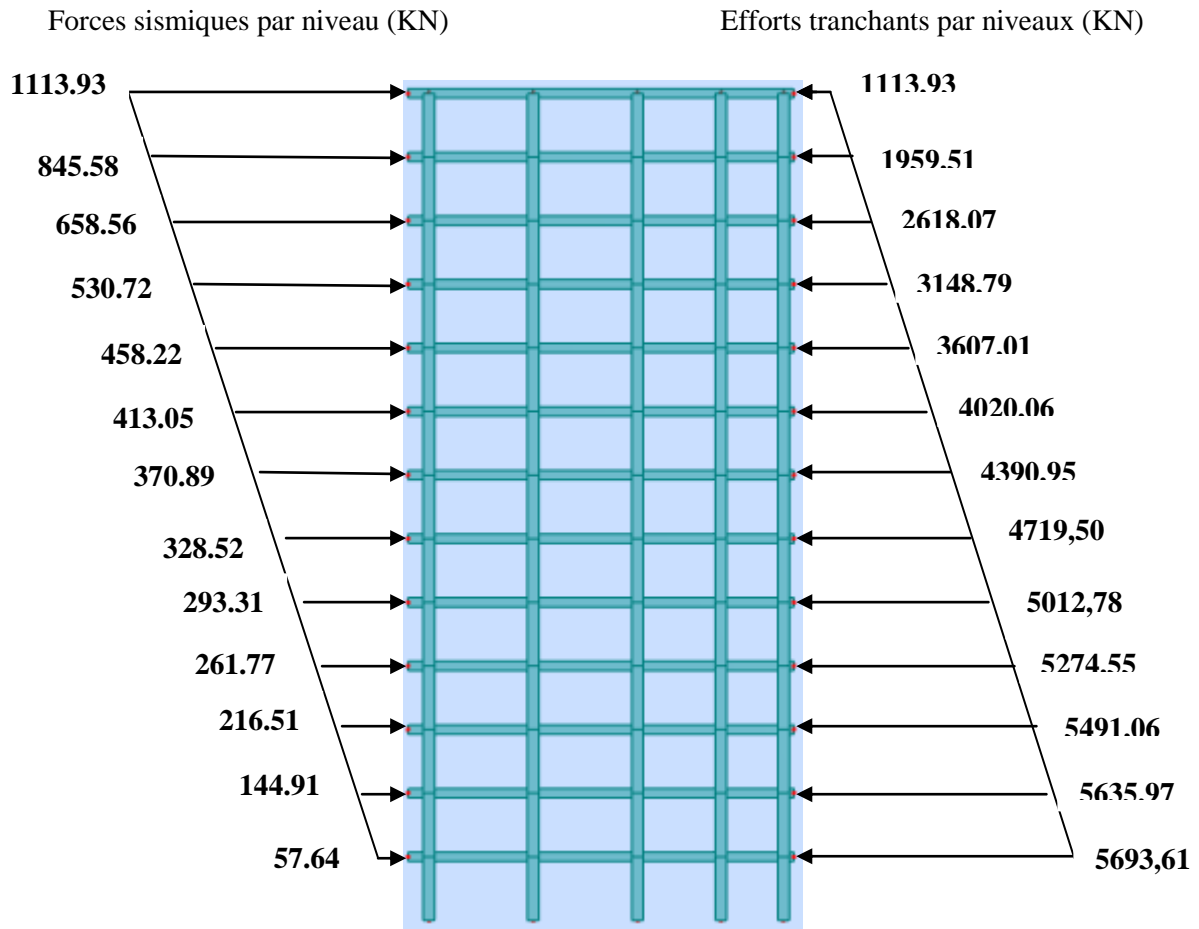


Figure IV .8 : Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation
sens Y

IV.5.7 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

Sens longitudinal :

$$M_s = 53614.37 \times 26/2 = 696986.81 \text{ KN.m}$$

Niveau	F _x (kN)	h _i	Mr (x)
RDC	48.82	3.06	149.4
1	135.74	6.12	830.7
2	214.14	9.18	1965.8
3	268.43	12.24	3285.6
4	308.72	15.30	4723.4
5	352.13	18.36	6465.1
6	402.86	21.42	8629.3
7	453.72	24.48	11107.1
8	505.47	27.54	13920.6
9	578.27	30.60	17695.1
10	697.37	33.66	23473.5
11	866.44	36.72	31815.7
12	1117.17	39.78	44441
total			168502.3

Tableau IV.8 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_r = 168502.3 \text{ KN.m}$$

❖ Vérifications:

$$M_s/M_r = 4.14 > 1.5 \quad (\text{CV})$$

Sens transversal :

$$M_s = 53614.37 \times 17/2 = 455722.15 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fy (KN)	hi	Mr (y)
RDC	57.64	3.06	176.4
1	144.91	6.12	886.9
2	216.51	9.18	1987.6
3	261.77	12.24	3200.9
4	293.31	15.30	4487.6
5	328.52	18.36	6031.6
6	370.89	21.42	7944.5
7	413.05	24.48	10111.5
8	458.22	27.54	12619.4
9	530.72	30.60	16240
10	658.56	33.66	2267.1
11	845.58	36.72	31049.7
12	1113.93	39.78	44312.5
total			141315.7

Tableau IV.19 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(y).

$$M_r = 141315.7 \text{ KN.m}$$

❖ Vérifications:

$$M_s/M_r = 3.22 > 1.5 \quad (\text{CV})$$

Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

V.1 : Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferraillages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

V.2 : Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinaux, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

V.2.1 : Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- $0,9\% < AS/ba < 4\%$ en zone courante.
- $0,9\% < AS/ba < 6\%$ en zone de recouvrement.
- $As > 0,9\% b a$
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi L$.

- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales

V.2.2 : Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **Selon BAEL 91 :**

E.L.U : Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q + W$ (1)

$1.35 G + 1.5 W + Q$ (2)

- **Selon les R.P.A 99 :**

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$G+Q+E$ (3)

$0.8G+E$ (4)

$0.8G-E$ (5)

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les Plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (Mpa)	γ_s	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau V.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

V.2.3 : calcul le ferraillage :

Soit le poteau du RDC ou EC dimension (55×70) cm²:

$C = 5$ cm ; $S = 55 \times 70$ (cm²) ; acier Fe E400 ; $f_{c28} = 25$ Mpa.

$F_{bu} = 0.85 f_{c28}$; $\gamma_b = 14.20$ Mpa

$L = 3.06$ m : hauteur totale du Poteau.

$M_{Y_{MAX}}$ (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
G+Q+EX		G+0.8E		ELS	
1438.42	2448	4.38	44.16	2375.02	35.75

Tableau V.2 : combinaisons des charges.

1^{er} cas: G+Q+EX : ($M_{Y_{max}} = 1438.42 \text{ KN}$; $N_{corr} = 2448 \text{ KN.m}$)

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1438.42}{2448} = 0.588 \text{ m} = 58.8 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.41 = 61 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

h : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$0.69 < \max (15 ; 0.265)$$

Donc, les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire : e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi).$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 12.34$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0072 \text{ m} = 0.72 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 61 + 0.72 = 61.72 \text{ cm}$$

❖ Les efforts corrigés seront

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2448 \times 61.72 = 151090.56 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{MAX}} = 2448 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 151090.56 \text{ KN.m.}$$

N: Est effort de compression et le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimée

$$A = (0.337 h - 0.81c) \times b \times h \times \sigma_b = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) 55 \times 70 \times 18.5 = 1391736.5$$

N.m

$$B = N_u (d - c) - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 151090.56 + 2448 \times (0.65 - \frac{0.70}{2}) = 151824.96 \text{ KN.m}$$

$$B = 2448 (0.65 - 0.05) - 151824.96 = -150356.16 \text{ KN.m}$$

Alor: A=1391.74 KN.m > B = -150356.16 KN.m

Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions

❖ Détermination des Armatures à la flexion Simple et flexion

Composée:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b.d^2} = \frac{151824.96}{18.5 \times 55 \times 65^2} = 0.035$$

$$\overline{\sigma_b} = 18.5 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.45; \beta = 0.82)$$

$$A_f = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{151824.96}{400 \times 0.82 \times 65} = 7.12 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7.12 - \frac{2448}{100 \times 400} = 7.06 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = 7.06 \text{ cm}^2$ On adopte pour une section : **4HA16 = 8.04 cm²****2ème cas : G+0.8E: (N_{min}= 4.38 KN ; M_{corr} = 44.16 KN.m)**

N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.m)	E (m)	M _{corg} (kN.m)	(A) (kN.m)	M _{ua} (kN.m)	(B) (kN.m)	A > B
4.38	44.16	12.8	56.06	1391.73	57.37	-54.7	CV

Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions.

❖ Détermination des Armatures à la flexion Simple et flexion

Composée:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b d^2} = \frac{57370}{18.5 \times 55 \times 65^2} = 0.013$$

$$\overline{\sigma_b} = 18.5 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.17; \beta = 0.932)$$

$$A_f = \frac{M_u}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta \cdot d} = \frac{57370}{400 \times 0.932 \times 65} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma_s}} = 2.37 - \frac{4.38}{100 \times 400} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = 2.37 \text{ cm}^2$

On adopte pour une section : **2HA14 = 3.08 cm²**

❖ **Vérification de $M_{z_{\max}} = 732.49 \text{ KN.m}$**

$A = 2.8 \text{ cm}^2$ donc n'est pas nécessaire ajouter sécant d'acier dans direction Z

V.2.4 : Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_s \text{ min} = 0.9\% (b \times h)$ (zone III).

$$A_{\text{min}} = 0.9\% (b \times h) = 0.009 \times 55 \times 70 = \mathbf{34.65 \text{ cm}^2}.$$

Leur pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\text{max}} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 55 \times 70 = \mathbf{154 \text{ cm}^2}.$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\text{max}} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 55 \times 70 = \mathbf{231 \text{ cm}^2}.$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 d b \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 4.32 \text{ cm}^2.$$

➤ **La distance entre les barres Selon l'article : (Art 7.4.2.1) RPA (99 ver 2003) :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II
- 20 cm en zone III

On adopte pour une section : **4HA14 = 6.16 cm²**

Donc : $A_{\text{cal}} = 8.04 \times 2 + 6.16 = 22.24 \text{ cm}^2$

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

Section	A_{cal} (cm ²)	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	CHOIX	A_{corr} (cm ²)
55×70	22.24	34.65	4.32	34.65	6HA25+4HA14	35.61

Tableau V.3 : récapitulatif du résultat

On adopte pour une section totale : **6HA25 + 4HA14 = 35.61 cm²**

V.2.5 : Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (Nser, Mser).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

calculés en flexion composée. $M_{\text{corr}} = 35.75 \text{ KN.m}$; $N_{\text{max}} = 2375.02 \text{ KN}$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{35.75}{2375.02} = 0.015 \text{ m} \quad e_0 = 0.015 < \frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.12$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 55 \times 70 + 15(34.65) = 4369.75 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 30 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 30 = 40 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (30^3 + 40^3) + 15[14.7(30 - 5)^2 + 14.7(40 - 5)^2] = 207625833 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} \Rightarrow M_G : \text{Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section}$$

rendue homogène $M_G = 35750 \text{ N.m}$

$$\sigma_0 = \frac{2375020}{100 \times 35750} = 6.64 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{35750}{2076258.33} = 0.0017$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.64 + 0.0017 \times 30 = 6.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6.7 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.64 + 0.0017(30 - 5)] = 67.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.64 - 0.0017(65 - 30)] = 66.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 67.18 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ Mpa} \quad (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 66.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ Mpa} \quad (\text{C.V})$$

V.2.6 : Vérification du poteau à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1.212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max :

$$V_{\max} = 612.25 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{612250}{550 \times 650} = 1.71 \text{ Mpa}$$

τ : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a :

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible σ_u égale a :

- **Selon le CBA93 :**

$\tau_u < (0.15 f_c 28 / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < \bar{\tau} = \min (0.2 f_c 28 / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.71 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée

- Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$- \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$- \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Ou ρ_d est égal à 0.075 si l'élanement géométrique, dans la direction considéré, est supérieur ou égal à 5, et a 0.075 dans le cas contraire.

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.9 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.71 \text{ Mpa} < \tau_{bu} = 1.9 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée.

V.2.7 : Armatures transversales :

Selon le RPA99/version 2003 art 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

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

$$\rho_a = 2.50 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$= 3.89 < 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75$$

- **Condition d'espacement :**

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} ; \text{ En zone III } \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \varnothing 1) ; \text{ en zone III } \Rightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

Où $\varnothing 1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante

Détermination de A_t :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$$

En zone nodale : $A_t = 1.8 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 2.7 \text{ cm}^2$ Soit: 4HA10 / $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

V.2.8 : Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après: **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.475 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$A_{\min RPA}$ (cm^2)	Barres long	A choisie (cm^2)	A_t choisie (cm^2)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
55 x 70	34.65	6HA25+4HA14	35.61	3.14	10	15

Tableau V.4 : Résultat ferraillage de poteaux

V.2.9 : Ferraillage du poteau :

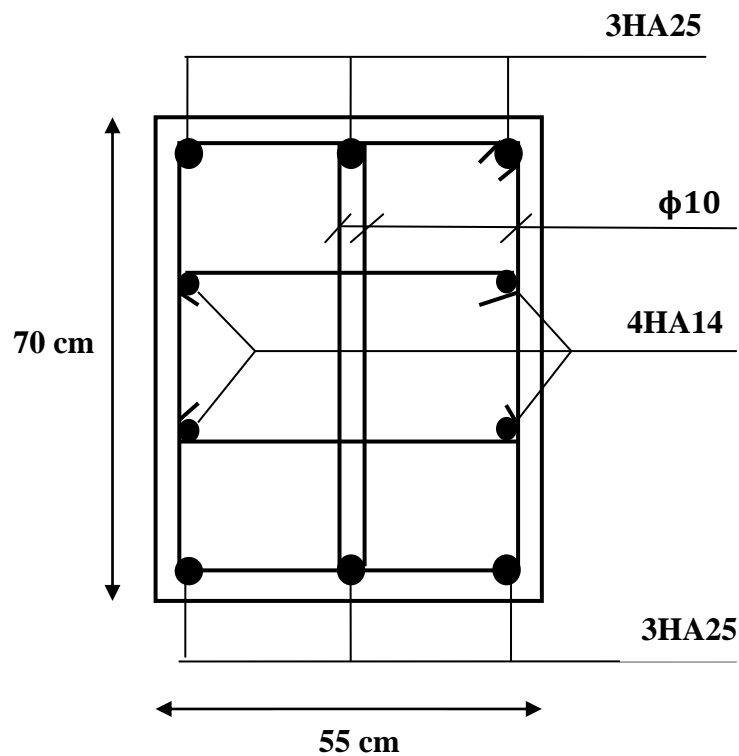


Figure V.1 : coupe de ferraillage du poteau.

V.3:Ferraillage des poutres :

V.3.1:Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.3.2:Recommandation des RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : $50 \varnothing$ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera fait Pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

V.3.3: calcul des armatures :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	Fc28(Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau V.4 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

❖ **Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

ELS:

- La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2)

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} > 0,23 \times 35 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} > 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 45 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage minimal d'armature RPA 99 (révisé 2003) :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 35 = 7.9 \text{ cm}^2$$

Poutre principale

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire

1) Poutre Principale :

	Combinaison	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	α	β	A cal (cm^2)
En Travée	ELU	120.53	0.14	0.19	0.924	9
	ELA	43.2	0.05	0.06	0.976	3.02
En Appui	ELU	175.03	0.2	0.28	0.888	13.5
	ELA	298.01	0.26	0.38	0.848	21

E.L.S :

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
En Travée	69.5	50.49	1.37	0.44	0.1	vérifier
En Appui	175.03	127.38	1.38	0.44	0.48	vérifier

2) Poutre Secondaire

	Combinaison	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	α	β	A cal (cm^2)
En Travée	ELU	37.22	0.058	0.0747	0.970	3.063
	ELA	19.88	0.032	0.04	0.984	1.5
En Appui	ELU	43.15	0.096	0.126	0.950	4.02
	ELA	90.9	0.152	0.207	0.916	7.37

E.L.S :

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
En Travée	37.22	29.35	1.37	0.45	0.0747	vérifier
En Appui	43.15	31.44	1.37	0.44	0.126	vérifier

Tableaux récapitulatifs :**Poutre principale :**

	$A_{\max\text{cal}}$ (cm ²)	$A_{\min\text{BAEL}}$ (cm ²)	$A_{\min\text{RPA}}$ (cm ²)	$A_{\min\text{BAEL}}$ (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	CHOIX
En travée	9	1.78	7.9	1.58	9	4HA12+4HA14 10.68
En appui	21	1.78			21	4HA16+4HA20 21.64

Poutre Secondaire

	$A_{\max\text{cal}}$ (cm ²)	$A_{\min\text{BAEL}}$ (cm ²)	$A_{\min\text{RPA}}$ (cm ²)	$A_{\min\text{BAEL}}$ (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	CHOIX
En travée	4.02	1.159	5.25	1.05	5.25	3HA12+3HA14 8.01
En appui	7.37	1.159			7.37	3HA12+3HA14 8.01

V.3.4 : Vérification de la Flèche: BAEL91 (Art : 6.5.1)**-Les Poutres Principales**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00587 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Cv}$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00587 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.07 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Cv}$$

Donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les Poutres Principales

$$T_u^{\max} = 208.95 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{208950}{350 \times 420} = 1.42 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 54.68 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{54680}{300 \times 320} = 0.57 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

V.3.6 : Disposition Constrictives : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

St : L'espace des cours d'armatures transverses

-Les Poutres Principales

-En zone nodale :

$$S_t = \text{Min} (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

-En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 22\text{cm} \quad S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

h: la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min(37\text{cm}; 40\text{cm}) \quad \text{CV}$$

-Les Poutres Secondaires

-En zone nodale : $S_t \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 8 \text{ cm}$.

-En zone courante: $S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$

h: la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min(28.8\text{cm}; 40\text{cm}) \quad \text{CV}$$

V.3.7 : Section minimale des Armatures Transversales : BAEL (Art : A.5.31)

-Les Poutres Principales

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0,4 \times 35}{235} = 1.15\text{cm}^2$$

-Les Poutres Secondaires

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0,4 \times 30}{235} = 0,9\text{cm}^2$$

V.3.8 : Condition exigée par le RPA99-v2003 :

La quantité D'armatures transversales minimale est donnée par :

-Les Poutres Principales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } : A_t = 1.6 \text{ cm}^2 = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Les Poutres Secondaires

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } : A_t = 2.03 \text{ cm}^2 = 5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

V.3.9 : Ferraillage du Poutre :

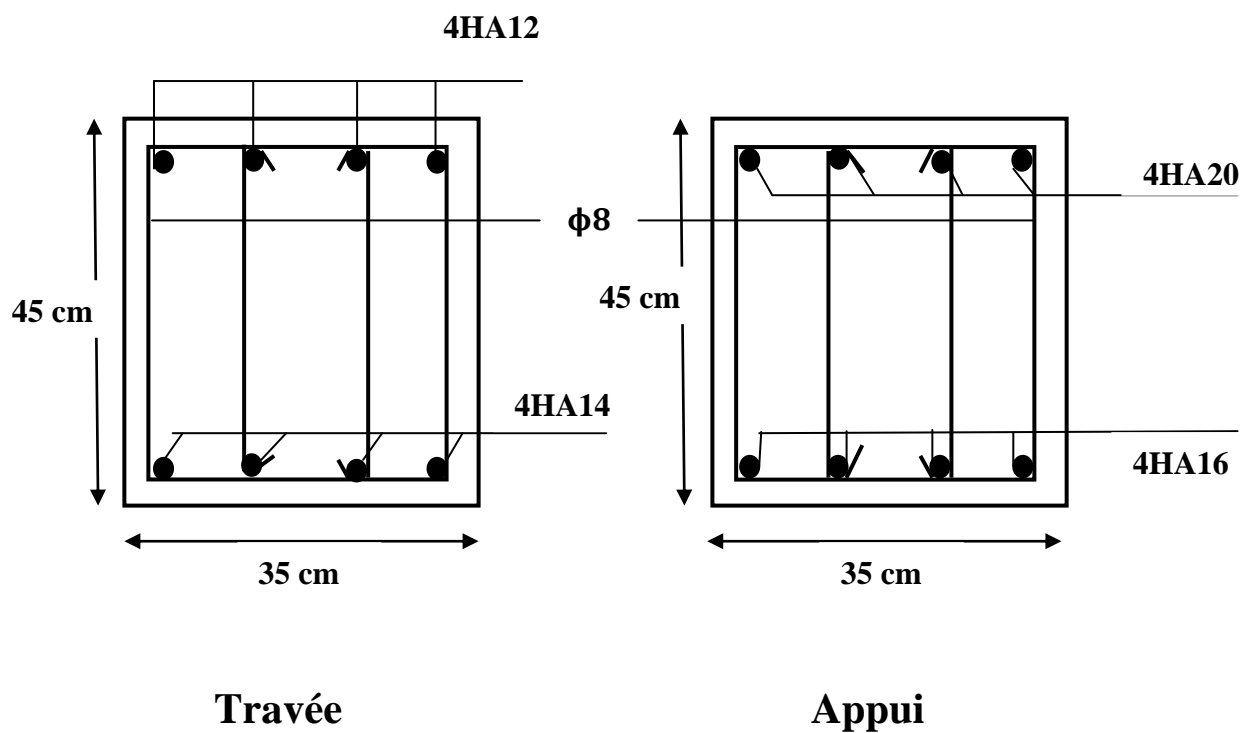


Figure V.2 : coupe de ferraillage du Poutre Principales.

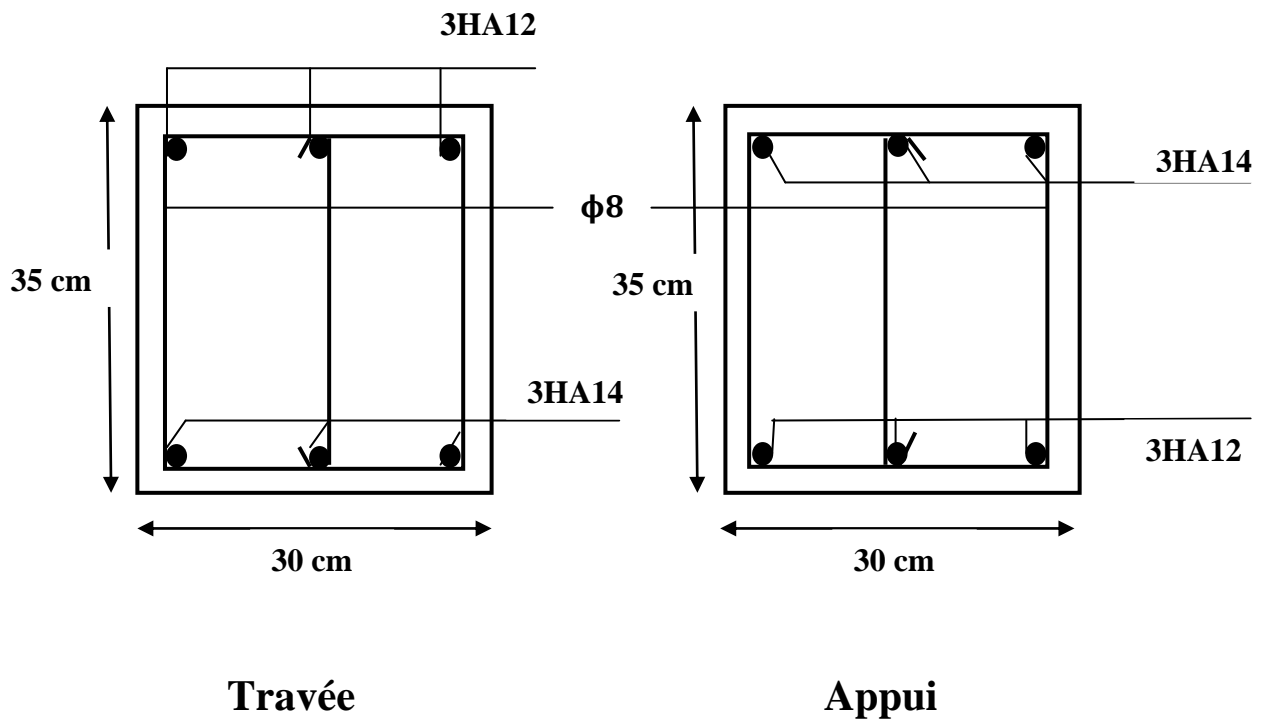


Figure V.3 : coupe de ferraillage du Poutre Secondaires.

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

V.4.2.Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

V.4.2.1.Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 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 des efforts importants de compression 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 à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

V.4.2.2. Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Ils doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.2.3. Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle 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 :

- 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de : $d \leq \min (h_e/2 ; 2L/3)$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferraillage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

V.4.3 : Ferraillage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 5$ m) du RDC :

V.4.3.1 : Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 1572.03 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 1087.03 \text{ KN}$$

$$I = (0.15 \times 5^3) / 12 = 1.6 \text{ m}^4$$

$$V = h/2 = 2.5 \text{ m.} \quad v = 0.75 \text{ m}^2$$

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3311.91 \times 10^3}{150 \times 5000} + \frac{6 \times 7205.66 \times 10^6}{150 \times (5000)^2} = 15.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3311.91 \times 10^3}{150 \times 5000} - \frac{6 \times 7205.66 \times 10^6}{150 \times (5000)^2} = -7.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$L_t = 1.54 \text{ m}$$

Calcul de L_c :

$$L_c = L - L_t = 5 - 1.54 = 3.46 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1572.03}{1087.03} = 1.45m$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 500 - 0.81 \times 5) \times 500 \times 15 \times 18.5$$

$$A = 22817437.5 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 267894.38 \text{ KN.m}$$

$$B = 531072.67 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

V.4.3.2 : Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.45}{3.06} = 9.5$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{5} = 0.43$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.43 < 9.5 \rightarrow (c.v)$$

V.4.3.3 : Calcul de ferraillage :

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 185324 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18532.4 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 495^2} = 0.27$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.402; \beta = 0.939)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{18532.4 \times 10^3}{400 \times 0.939 \times 495} = 99.7 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{\text{Cal}} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 99.7 - \frac{3311.91 \times 10^3}{100 \times 400} = 17 \text{ cm}^2$$

L'armature verticale minimale:

D'après (RPA99.version 2003)

$$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 154 \times 15 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 500 = 11.25 \text{ cm}^2$$

- Donc on prend :

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}^{\text{RPA}})$

Alors on prend : **A = 17 cm²**

En zone courante

$$h' = h - 2 \times L_t = 1.92 > 0$$

$$A_{\text{min}} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 192 = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_{\text{min}} > A_{\text{min}}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 17 + 2.88 = 36.88 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}^g = 11.25 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

- D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prend : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5 \times a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prend : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

Choix d'armature:

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{36.88}{2} = 18.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 17\text{HA}12 = 19.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 17\text{HA}12 = 19.21 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 1064.96 \times 10^3}{150 \times 4950} = 2.01 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (C.v)$$

a : épaisseur du voile ($a = 15 \text{ cm}$)

h : longueur totale de la section tout ($h = 500 \text{ cm}$)

❖ **Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\text{min}}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ Les Armatures Transversales :

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

Navier Bernoulli :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

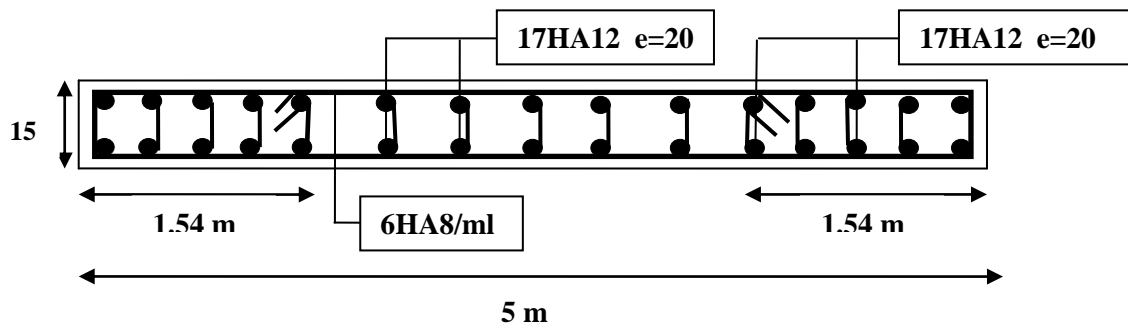
❖ Exemple de calcul :

- Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N = 3311.91 \text{ KN} \quad , \quad M = 7205.66 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3311.91 \times 10^3}{150 \times 5000} + \frac{6 \times 7205.66 \times 10^6}{150 \times (5000)^2} = 15.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

V.4.4 : Ferraillage des voiles :**Figure V.4 : ferraillage des voiles.**

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

VI.1 : Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

• **Le choix de type de fondation dépend de :**

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

a. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

b. Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

c. Combinaison d'action :

- **ELS (G + Q)** pour le dimensionnement.
- **ELU (1.35G + 1.5Q)** pour le ferrailage.
- **Accidentelle (0.8G ± E)** pour la vérification.

VI .2 : Etude de type de semelle dans ce projet :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s/S_b < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q \quad (\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bars}).$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ A L'ELS

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 58635.7 \text{ KN}$$

$$S_s = 366.25 \text{ m}^2$$

• Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = 442 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 82\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

VI .3 : Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations

Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VI .3.1 : Pré dimensionnement :

a. Condition forfaitaire

- **Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : le plus grand travée

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m}$$

$$0.62 \text{ m} \leq h_r \leq 1.00 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 80 \text{ cm}$.

- **Sous poteaux**

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_t : épaisseur du radier.

$$D'où : h_t \geq 500 / 20 = 25 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen

($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.00 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.00^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.72 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(80 \text{ cm}, 25 \text{ cm}, 72 \text{ cm})$$

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée

On prend : $h_r = 80\text{cm}$.

VI .3.2 : Calcul de surface du radier:

Détermination des efforts :

Cas 6 (C)	ELU
Somme totale	80294,04
Somme réaction	80294,04
Somme efforts	-80294,04

Cas 7 (C)	ELS
Somme totale	58635,69
Somme réaction	58635,69
Somme efforts	-58635,69

ELU: $N_u = 80294.04 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 58635.7 \text{ KN}$

- Détermination de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N_{ser} = 58635.7 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_s = 1.6 \text{ bars} = 160 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{rad} = 58635.7 / 160 = 366.5 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 442 \text{ m}^2 > S_{rad} = 366.5 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan

L_y: largeur en plan

• Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

D = 0.5 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 485 \text{ m}^2.$$

VI .3.3 : Poids de radier y compris le remblai et les amorces des poteaux :

$$G_r = S_r \times h \times \gamma = 485 \times 0.80 \times 25 = 9700 \text{ KN}$$

$$G_{Remb} = 2.70 \times 485 \times 18 = 23571 \text{ KN}$$

$$G_{Amorces} = 0.55 \times 0.70 \times 2.70 \times 25 \times 29 = 753.6 \text{ KN}$$

VI.3.4 : Combinaison d'action :

$$N_u = 80294.04 + 1.35 (9700 + 23571 + 753.6) = 126227.25 \text{ KN}$$

$$N_s = 58635.7 + (9700 + 23571 + 753.6) = 92660.3 \text{ KN}$$

VI.3.5 : Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 3.5 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 485 \text{ m}^2$).

- $W = 92660.3 \text{ KN} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 23205 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.6 : Vérification au poinçonnement:

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : (Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas **le poteau(C2)** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **3256.68 KN**.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a+b+2h_r)$

$$\mu_c = 2(0.55+0.7+2 \times 0.8) = 5.7$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 3256.68.KN \leq 0.045.\mu_c.h.f_{c28}/\gamma_b = 48857,14.KN \quad (CV)$$

VI.3.7 : Caractéristiques géométriques du radier:

Centre de masses du bâtiment :

$$XG = 13 \text{ m}$$

$$YG = 8.5 \text{ m}$$

Centre de gravité du radier :

$$XG = 13.5 \text{ m}$$

$$YG = 9 \text{ m}$$

Inerties du radier :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = 29524.5 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = 13122 \text{ m}^4$$

VI.3.8 : Vérification de la stabilité du radier:

Vérification des contraintes du sol :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

$$N = 92660.3 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{92660.3}{485} = 0.19MPa \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.16MPa \dots \dots \dots (CV)$$

D'Après le RPA99/2003 (art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

	N (KN)	M _{Rx} (KN.m)	M _{Ry} (KN.m)	ex(m)	ey(m)	L _x /4	L _y /4	Obs
0.8G + E	3496,65	18543,84	16906,38	5,30	0,91	6,75	4.5	CV

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de la stabilité du radier

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

$$IX = 24666.71 \text{ m}^4 \quad ; \quad V_x = 11.70 \text{ m}$$

$$IY = 24878.39 \text{ m}^4 \quad ; \quad V_y = 11.65 \text{ m}$$

$$S : \text{surface du radier } S_{\text{rad}} = 485 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{max}} (G+Q+E) = 3496.65 \text{ KN}$$

$$M_x = 18543.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 16906.38 \text{ KN.m}$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma}_{sol}$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	9.2	5.48	9.14	16	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	8.99	5.69	8.16	16	Condition vérifier

Tableau VI.2 : les contraintes sens longitudinal et transversal.

- Sens (X-X) : $\sigma_m = 9.14 \text{ (t/m}^2) < \sigma_{sol} = 16 \text{ (t/m}^2) \rightarrow \text{(CV)}$

$$- \text{Sens (Y-Y): } \sigma_m = 8.16 \text{ (t/m}^2\text{)} < \sigma_{\text{sol}} = 16 \text{ (t/m}^2\text{)} \rightarrow \text{(CV)}$$

VI.3.9 : Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de l'annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON « γ » et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VI.3.9.1 : Méthodes de calcul :

$$- \text{ Dans le sens de la petite portée : } \mathbf{M_x} = \mu_x \cdot \mathbf{q_u} \cdot \mathbf{l_x^2}$$

$$- \text{ Dans le sens de la grande portée : } \mathbf{M_y} = \mu_y \cdot \mathbf{M_x}$$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.4 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VI.3.9.2 : Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u=(1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser}=(G+Q)/S_{rad}$
$q_u= 174.255 \text{ KN/m}$	$q_s=121.057 \text{ KN/m}$

- **Le plus grand panneau est le panneau du 5.0×5.0**

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 174.25 \text{ KN/m}$

$\alpha = 5/5 = 1 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0368 \times 174.255 \times 5^2 = 160.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 160.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 160.31 = 136.26 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 160.31 = 136.26 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.4 \times M_x \rightarrow 0.4 \times 160.31 = 64.12 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	48.09	136.26	48.09	136.26
μ	0.0058	0.017	0.0058	0.017
α	0.012	0.025	0.012	0.025
β	0.995	0.990	0.995	0.990
As (cm²/ml)	1.80	5.13	1.80	5.13
As min (cm²/ml)	7.34	7.34	7.34	7.34
Choix des barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
As Choix (cm²/ml)	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau VI.3 : Ferrailages du radier à L'ELU

b) l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 121.057$ KN/m

$\alpha = 5/5 = 1 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0441$$

$$\mu_y = 1$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0441 \times 121.057 \times 5^2 = 133.46 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 133.46 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 133.46 = 113.44 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 133.46 = 113.44 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.4 \times M_x \rightarrow 0.4 \times 133.46 = 53.38 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures:**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	40.03	133.46	40.03	133.46
μ	0.0048	0.016	0.0048	0.016
α	0.006	0.018	0.006	0.018
β	0.997	0.992	0.997	0.992
As (cm²/ml)	1.49	5.020	1.49	5.020
As min (cm²/ml)	7.34	7.34	7.34	7.34
Choix des barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
As Choix (cm²/ml)	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau VI.4 : Ferrailages du radier à L'ELS

Vérification au cisaillement :

$$\tau \leq \tau = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = V / b_0 \times d$$

$$V_u = q_u \times l / 2 = 174.255 \times 5 / 2 = 435.6375 \text{ K N}$$

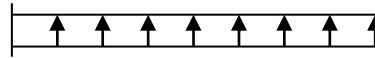
$$\tau_u = 435637.5 / 1000 \times 760 = 0.573 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

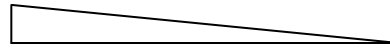
VI.3.9.3 : Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm.

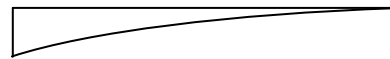
b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	80	76	50	174.255	121.057



$$T = q \cdot l$$



$$M = ql^2 / 2$$



- l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 21.78 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{smin}
21.78	0.0025	0.0062	0.997	0.82	7.34

- l'ELS

$$M_{ser} = q_{ser} \times l^2 / 2 = 15.13 \text{ KN.m}$$

Ms (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{smin}
15.13	0.0018	0.062	0.997	0.57	7.34

Donc $A_s = \max (A_{su} , A_{sser} , A_{smin})$.

$$A_s = 7.34 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit 8HA12 /ml = 9.05 cm² avec un espacement 6 cm.

VI.3.9.4 : Vérification au cisaillement :

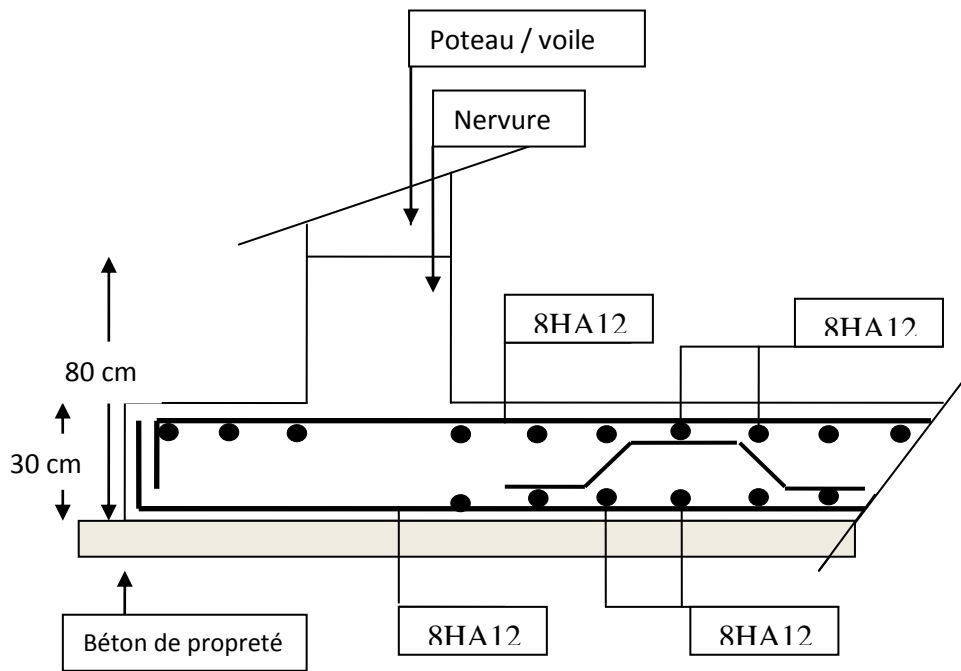
$$\tau \leq \tau = 0.05 \cdot f_{c28}$$

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

$$V_u = q_u \times l / 2 = 174.255 \times 0.5 / 2 = 87.1275 \text{ K N}$$

$$\tau_u = 87127.5 / 1000 \times 760 = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

Ferrailage du radier**Figure VI.1 : ferrailage du radier.**

VI.4. Etude des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad d = 75 \text{ cm} \quad b = 55 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

Les sollicitations :

Les sollicitations maximales sont déterminées par le logiciel ROBOT 2011 poutre rectangulaire ($b \times h$).

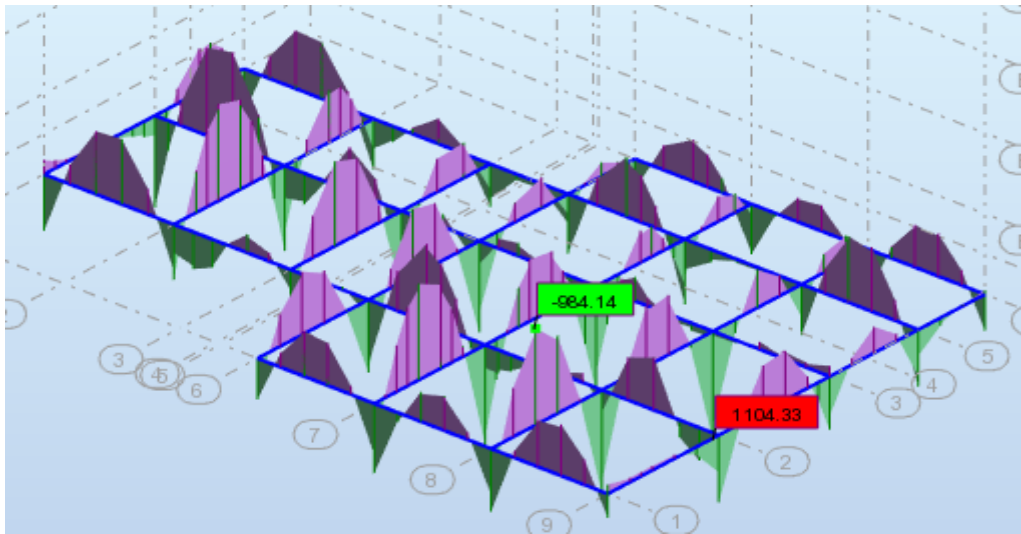


Figure VI.1 : Diagrammes des moments fléchissent à L' ELU

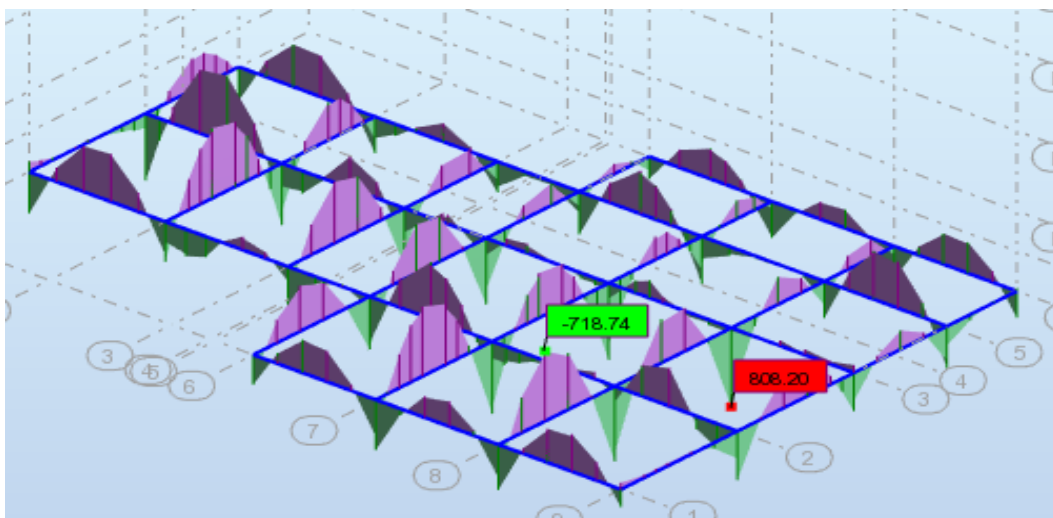


Figure VI.2 : Diagrammes des moments fléchissent à L' ELS

Calcul à l'ELU:

En travée : $M_{u(\max)} = 1104.33 \text{ kn.m}$

En appuis : $M_{app(\max)} = 984.14 \text{ kn.m}$

VI.4.1. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	Mu(N.m)	d(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	984140	75	0.18	0.392	0,20	0,920	24.02
Travée	1104330	75	0,2	0.392	0,23	0,908	23.6

Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_l}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 55 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 5 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 \cdot b \cdot h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 55 \times 80 = 4.4 \text{ cm}^2$$

Section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% \cdot b \cdot h = 22 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{\text{BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{\text{BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A^{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	A_{\max}	choix	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
Appuis	24.02	5	4.4	22	24.02	8HA20	25.13
Travée	23.6	5			23.6	8HA20	

Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_{\max}^u = 404.428 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{404428}{550 \times 750} = 1 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable : $\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifier})$$

Dispositions constructives :

Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et ils font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_t \times \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 22.85; 8 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales : RPA 99.

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (20; 19.20; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm}$
 $S'_t = 15 \text{ cm}$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 160 \text{ cm} .$$

la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 55 \times \frac{15}{400} = 0.75$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{55 \times 15 \times (0.9 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par les RPA99

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 55 = 2.48 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 2.48 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2 .$$

Ferrailage des nervures:

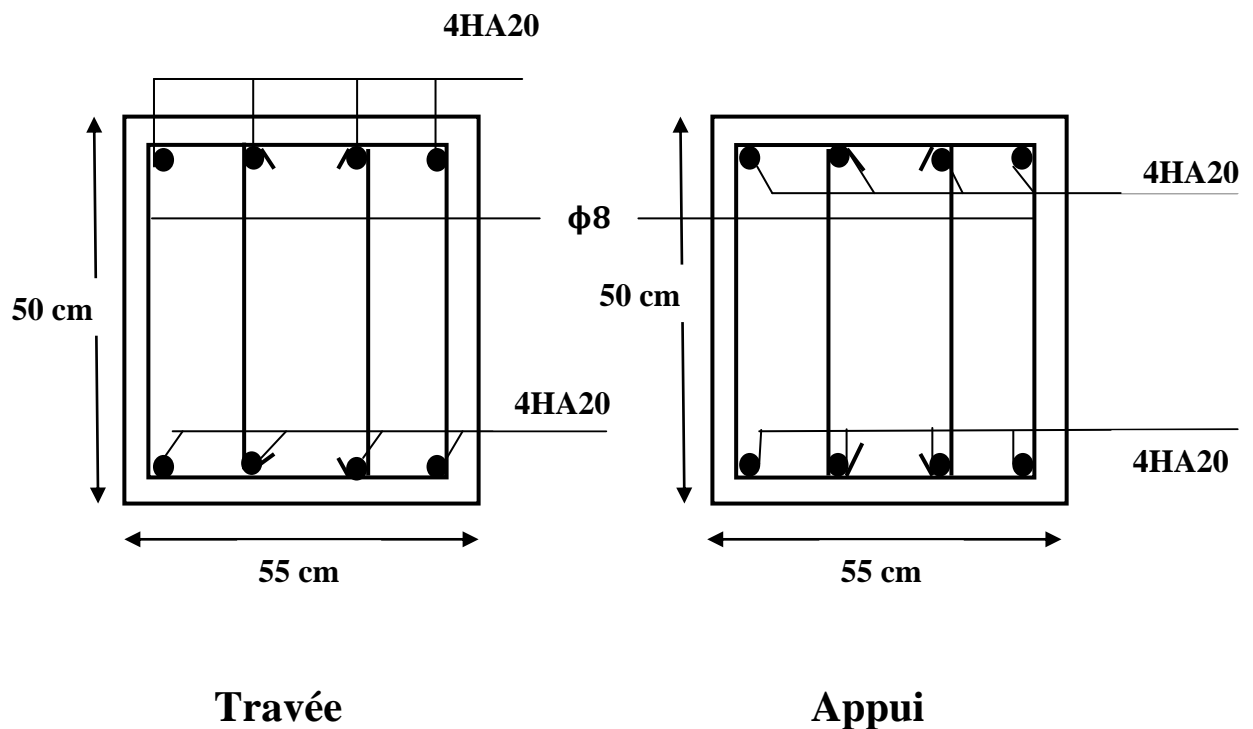


Figure VI.2 : ferrailage des nervures.

VI.5.LONGRINE

La longrine (ou le dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la

traction sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99(art 10.1.1)**

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{1756.79}{10} = 175.68 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x40) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% . B' = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = A_{\min}^{RPA} = 7.20 \text{ cm}^2$

On adopte : $6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15\phi\ell); \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\phi 8$ et étrier en $\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Ferraillage du LONGRINE :

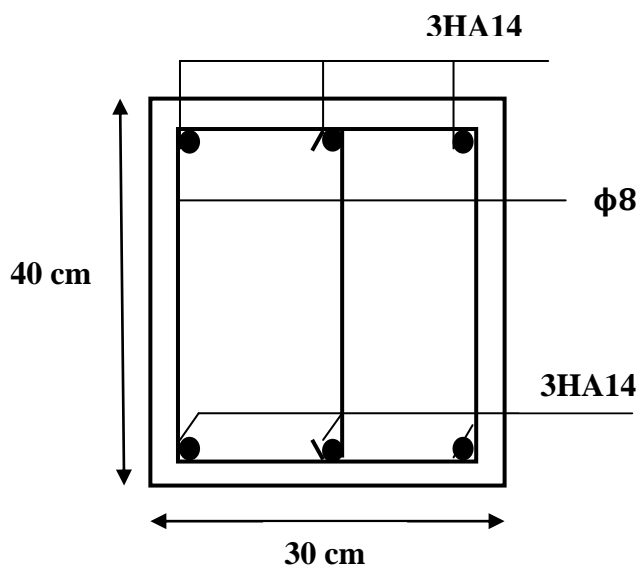


Figure VI.3 : ferraillage du LONGRINE.