

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures (M.S)

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +10+Entre-sol) à usage
d'habitation situé à TACHEZOUYT**

Présenté par :
BOURICHE Abdenour
OUABA Dalil

Promoteur :
M^r.M. OURTEMACHE

Jury :
1. M^r.N. BELHAMDI.
2. M^r.A. IDDIR.

2012-2013

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{er} M. OURTEMACHE : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

Au bureau d'étude AXXAM pour son bon accueil.

*A tous nos amis qui nous a toujours encouragés
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

Abdenour & Dalil

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes frères Yanis et Ghilas.

A ma petite sœur.

A ma grande sœur et sa petite famille et surtout
ma nièce.

A ma très chère grand-mère .

A mes très chers grands parents.

A mes très chères tantes et oncles.

A mes très chers cousins.

A mon binôme et à tous mes amis.

D.OUABA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes frères Amine Azouz et Habib.

A mes sœurs Kahina et Souhila.

A mon grand frère Nacer et sa petite famille et surtout
ses petits enfant Abdellah et Asma.

A ma grande sœur Fairouz et sa famille
(Abderrahmane, Sissa et Ghania).

A mes grands-mères.

A mes tantes et mes oncles.

A tous les cousins et cousines.

A mon binôme et ami DALIL.

A mes meilleurs amis (Nassim, Safia, Amoukrane et
Louiza).

A tous mes amis Naasim Fateh Nabil Locif Lahcen
Yacine et tous les amis sans exception.

A.BOURICHE

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Généralités :

I.1. Description de l'ouvrage.....	01
I.2. Caractéristiques de la structure.....	01
I.3. Règlements et normes utilisés	02
I.4. Etats limites.....	02
I.5. Actions et sollicitations.....	04
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	06
I.7.Hypothèses de calcul	11

Chapitre II : Pré dimensionnement :

II.1. Introduction.....	14
II.2. Les poutres.....	14
II.3. Les voiles.....	14
II.4. Les planchers.....	15
II.5. Les dalles pleines.....	16
II.6. Les escaliers.....	17
II.7. Evaluation des charges et surcharges.....	21
II.8. Les poteaux.....	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

III.1. Les planchers.....	35
III.2. Les escaliers.....	48
III.3. Etude de l'ascenseur.....	57
III.4. La poutre de chaînage.....	68
III.5. Les dalles pleines.....	72

Chapitre IV : Etude dynamique :

IV.1. Introduction.....	99
IV.2. Calcul sismique.....	99
IV.3. Méthode statique équivalente.....	99
IV.4. Méthode d'analyse dynamique.....	102
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	104

Chapitre V : Etude des éléments structuraux :

V.1. Introduction.....	112
V.2. Etude des poteaux.....	112
V.3. Etude des poutres.....	121
V.4. Etude des voiles.....	131

Sommaire

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

VI.1. Introduction.....	136
VI.2. Choix du type des fondations.....	136
VI.3. Voile périphérique.....	151

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

Liste des figures

Figure.I.1. Evaluation de la résistance $f_{c j}$ en fonction de l'âge du béton.....	08
Figure.I.2. Diagramme des contraintes du béton	09
Figure.I.3. Diagramme contraintes - déformations de l'acier.....	11
Figure.I.4. Diagrammes des déformations limite de la section règle des trois pivots.....	13
Figure.II.1. Schéma de la poutrelle.....	16
Figure.II.2. Schéma de l'escalier.....	17
Figure.II.3. Schéma de l'escalier.....	18
Figure.II.4. Schéma de l'escalier type1.....	19
Figure.II.5. Schéma de l'escalier type2.....	20
Figure.II.6. Schéma de la descente de charge	24
Figure.II.7. Surface afférente du poteau P1.....	24
Figure.II.8. Surface afférente du poteau P2.....	28
Figure.III.1.1. Schéma de disposition des poutrelles	35
Figure.III.1.2. Différents types de poutrelles	36
Figure.III.1.3. Schéma statique du type 1.....	38
Figure.III.1.4. Schéma statique du type 2.....	39
Figure.III.1.5. Schéma statique du type 3.....	40
Figure.III.1.6. Schéma de ferrailage de la poutrelle type 1.....	47
Figure.III.1.7. Schéma de ferrailage de la poutrelle type 2.....	47
Figure.III.1.8. Schéma de ferrailage de la poutrelle type 3.....	47
Figure.III.2.1. Schéma statique de l'escalier type 1.....	49
Figure.III.2.2. Schéma de ferrailage de l'escalier	53
Figure.III.2.3. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	57
Figure.III.3.1. Cage d'ascenseur.....	58
Figure.III.3.2. Schéma représentant la surface d'impacte.....	63
Figure.III.3.3. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	67
Figure.III.3.4. Schéma de ferrailage de la dalle.....	68
Figure.III.4.1. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	72
Figure.III.5.1.1. Premier type de balcon.....	72
Figure.III.5.1.2.Schéma de ferrailage du premier type de balcon.....	75
Figure.III.5.1.3.Deuxième type du balcon.....	76
Figure.III.5.1.4.Schéma de ferrailage du deuxième type de balcon.....	78

Liste des figures

Figure.III.5.1.5.Troisième type de balcon.....	78
Figure.III.5.1.6.Schéma de ferrailage de troisième type de balcon.....	81
Figure.III.5.2.1. Premier type de balcon.....	81
Figure.III.5.2.2.Schéma de ferrailage du premier type de balcon.....	84
Figure.III.5.2.3.Deuxième type du balcon.....	84
Figure.III.5.2.4.Schéma de ferrailage du deuxième type de balcon.....	87
Figure.III.5.2.5.Troisième type du balcon.....	87
Figure.III.5.2.6.Schéma de ferrailage du troisième type de balcon.....	89
Figure.III.5.2.7.Quatrième type du balcon.....	90
Figure.III.5.2.8.Schéma de ferrailage du quatrième type de balcon.....	92
Figure.III.5.2.9.Cinquième type du balcon.....	93
Figure.III.5.2.10.Schéma de ferrailage du cinquième type de balcon.....	95
Figure.III.5.2.11.Sixième type du balcon.....	95
Figure.III.5.2.12.Schéma de ferrailage du sixième type de balcon.....	97
Figure.IV.1.Representation graphique du spectre de réponse.....	103
Figure.IV.2. la disposition des voiles.....	104
Figure.IV.3. Comportement dynamique de la structure.....	104
Figure.IV.4. Disposition des voiles adoptée.....	107
Figure.IV.5. Comportement dynamique de la structure.....	107
Figure.V.1. Section d'un poteau.....	118
Figure.V.2. longueur de recouvrement.....	125
Figure.V.3. Schéma de ferrailage des poutres principales + de 5 m.....	127
Figure.V.4. Poutre principale + de 5m.....	128
Figure.V.5. Poutre principale – de 5m.....	128
Figure.V.6. Poutre secondaire.....	128
Figure.V.7. Zone nodale.....	128
Figure.V.8. Disposition des armatures verticales.....	132
Figure.V.9. Localisation du voile étudié.....	133
Figure.V.10. Schéma de ferrailage du voile Vx1 au niveau du ES.....	135
Figure.VI.1.Schéma de la semelle isolée.....	137
Figure.VI.2. Schéma de la semelle filante.....	137
Figure.IV.3.Schéma de ferrailage du radier.....	144

Liste des figures

Figure.VI.4.Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $x-x'$	150
Figure.VI.5.Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $y-y'$	150
Figure.VI.6.Diagramme des contraintes à l'ELU.....	152
Figure.VI.7.Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	155

Liste des tableaux

Tableau.II.1. Evaluation des charges de la toiture	21
Tableau.II.2. Evaluation des charges du plancher étage courant	21
Tableau.II.3. Evaluation des charges du balcon	21
Tableau.II.4. Evaluation des charges des cloisons extérieures	22
Tableau.II.5. Evaluation des charges du palier.....	22
Tableau.II.6. Evaluation des charges de la volée d'escalier	23
Tableau.II.7. La descente de charge de poteau (P1).....	25
Tableau.II.8. La descente de charge de poteau (P2).....	28
Tableau.II.9. Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P.1). 31	
Tableau.II.10. Résumé des vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau (P.1).....	33
Tableau.III.1. Tableau de ferrailage des poutrelles.....	44
Tableau.III.2. Sollicitations dans les différents types de poutrelles	44
Tableau.III.3. Evaluation des flèches dans les différents types de poutrelles	46
Tableau.III.4. Evaluation des charges et surcharges dans le palier.....	48
Tableau.III.5. Evaluation des charges et surcharges dans la volée	48
Tableau.III.6. Sollicitations dans l'escalier.....	52
Tableau.III.7. Evaluation de la flèche sur l'escalier	52
Tableau.III.8. Résultats des calculs.....	64
Tableau.III.9. Résultats des calculs.....	66
Tableau.III.10. Ferrailage de la poutre de chaînage	69
Tableau.IV.1. Valeurs des pénalités Pq	99
Tableau.IV.2. Valeurs du coefficient de pondération β	100
Tableau.IV.3. Période de vibration et taux de participation massique	105
Tableau.IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales	105
Tableau.IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	106
Tableau.IV.6. Période de vibration et taux de participation massique.....	108
Tableau.IV.7. Vérification de l'interaction sous charges verticales	108
Tableau.IV.8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	109
Tableau.IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	109
Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	110
Tableau.IV.11. Vérification des déplacements.....	110
Tableau.IV.12. Justification vis-à-vis de l'effort $P-\Delta$	111

Liste des tableaux

Tableau.V.1. Armatures longitudinales min et max selon le RPA dans les poteaux.....	113
Tableau.V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	114
Tableau.V.3. Ferrailage des poteaux.....	116
Tableau.V.4. Armatures transversales des poteaux	116
Tableau.V.5. Justification de l'effort normal ultime.....	117
Tableau.V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	118
Tableau.V.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	119
Tableau.V.8. Ferrailage des sections des poteaux.....	119
Tableau.V.9. Ferrailage des poutres principales.....	123
Tableau.V.10. Ferrailage des poutres secondaires.....	123
Tableau.V.11. Calcul d'espacements des barres.....	125
Tableau.V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	126
Tableau.V.13. Etat limite de compression du béton.....	126
Tableau.V.14. Vérification des conditions de la flèche.....	127
Tableau.V.15. Les moments résistants dans les poteaux.....	129
Tableau.V.16. Les moments résistants dans les poutres.....	129
Tableau.V.17. Vérification des zones nodales.....	130
Tableau.V.18. Les moments résistants dans les poteaux.....	130
Tableau.V.19. Vérification des zones nodales.....	130
Tableau.V.20. Sollicitation de calcul dans les trumeaux du voile V_{x1}	133
Tableau.V.24. Résultats de ferrailage du voile V_{x1}	134
Tableau.VI.1.Les armatures dans le radier.....	143
Tableau.VI.2.Vérification des contraintes dans le radier à l'ELS.....	143
Tableau.VI.3.Redimensionnement du Ferrailage du radier.....	145
Tableau.VI.4.Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	147
Tableau.VI.5.Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....	147
Tableau.VI.6. Tableau du ferrailage des nervures.....	148
Tableau.VI.7.Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	149
Tableau.VI.8.Redimensionnement du Ferrailage des nervures.....	149
Tableau.VI.9.Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	149
Tableau.VI.10. Ferrailage du voile périphérique.....	153
Tableau.VI.11.Vérification des contraintes dans le voile.....	154

Introduction
générale

Introduction

La sismicité historique de l'Algérie montre que 70% du nord du pays, est située dans une zone exposée à des secousses sismique de forte intensité qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions.

Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue. Il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'ait lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leurs savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique, ces dispositions visent à réduire significativement et à bas prix la vulnérabilité au séisme des structures.

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (**R + 10 + entre sol**) contreventé par un système **mixte** (voiles + portiques).

Notre travail est organisé comme suit :

le premier chapitre expose les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois donne le calcul des éléments secondaires. Dans le quatrième chapitre, nous avons effectué une étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre est consacré en une étude des éléments structuraux, le dernier chapitre portera sur une étude d'un type de fondation adéquat pour notre structure afin d'assurer une bonne transmission de charge de la superstructure vers le bas.

Chapitre I
Généralités

I.1 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9+sous-sol) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée à usage d'habitation et commerce elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude rentre dans le cadre de la réalisation d'une promotion immobilière à TAGHEZOUYT, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), le site est classé en zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.2.Caracterestique de la structure:

I.2.1 Description architecturale :

Les dimensions du bâtiment sont :

- Hauteur totale du bâtiment : 42.58 m.
- Hauteur du R.D.C : 4.08 m.
- Hauteur entre sol : 5.32 m.
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- Hauteur de duplex : 2.60m.
- La largeur du bâtiment : 18.65 m.
- La longueur du bâtiment : 14.77 m.

I.2.3 Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec trois volées, et deux volées.
- ❖ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé ; contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.
- ❖ **La maçonnerie** : Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles parois de brique creusent, avec une lame d'air de 5 cm. Les murs de

séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ **L'infrastructure :** Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, deux systèmes de contreventement soit par voiles porteur ou bien mixte portique voiles avec justification de l'interaction.

Pour notre ouvrage $h_t = 42.58\text{m}$ donc on va adopter un système de contreventement mixte portique voiles avec justification de l'interaction pour des raisons économiques.

I.3. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003. (DTR-BC-2.48)
- ❖ CBA93. (DTR-BC-2.41)
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ Autre DTR

I.4. Etats limites : (BAEL91)

I.4.1 : Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction(ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations.

I.4.2 Les hypothèses de calcul :

I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

1. conservation des sections planes.
2. il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
3. la résistance à la traction du béton est négligeable.
4. l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
5. le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
6. le diagramme contrainte déformation ($\sigma ; \varepsilon$) calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
7. on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

1. Les hypothèses 1,2 et 3 sont les mêmes que le paragraphe I.4.2.1
4. Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
($\sigma = E\varepsilon$)
5. $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec : E_s module de Young de l'acier ;
 η : Coefficient d'équivalence acier-béton.
6. On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
7. Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.5.Actions et sollicitations :

I.5.1 les actions :

I.5.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples de force dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges variables.
- ❖ Des charges accidentelles.

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.

Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les séismes.
- ❖ Les chocs.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

✓ **Situation durable ou transitoire :(Combinaison fondamentale) CBA93(A.3.3)**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{max}+G_{min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles : (Combinaison accidentelle) RPA99V2003(A.5.2)**

$$1,35G_{max}+G_{min}+FA+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{i=}\begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

✓ **b. Combinaison d'action à l'E L S : CBA93(A.3.3)**

$$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q1 : action variable de base.

Q i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

ELU : Combinaison fondamentale (situation durable et transitoire): $1,35G+1,5Q$

ELU : Combinaison accidentelle : $G+Q\pm E_x$; $G+Q\pm E_y$

$$0,8\times G+Q\pm E_x ; 0,8\times G+Q\pm E_y$$

ELS : Combinaison rare : $(G+Q)$

I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts normaux, effort tranchants, moments de flexion, moments de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux :

I.6.1. Le béton :

I.6.1.1. Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau, et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2. Composition du béton:

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5 < } D_g < 15\text{mm).} \\ \text{Gravier (15 < } D_g < 25\text{mm).} \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre :

2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton : CBA93 (ch.A.2)

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur Conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j \geq 28 \text{ j}$$

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j \geq 28 \text{ j}$$

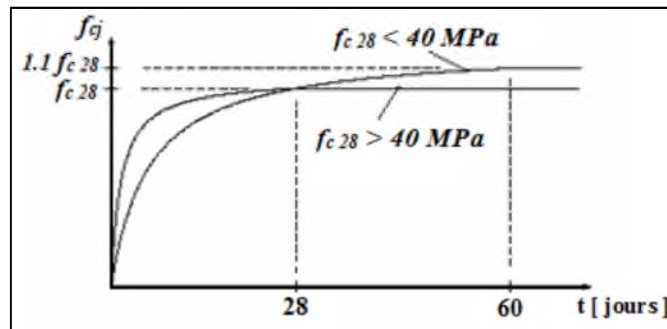


Figure.I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa.

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

✓ **Contrainte ultime de compression : CBA93 (A.4.3.4)**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

Avec :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24 heures} \\ 0,9 & \text{si cette durée est comprise entre 1 et 24 heures} \\ 0,85 & \text{si celle-ci est inférieure à 1 heure.} \end{cases}$$

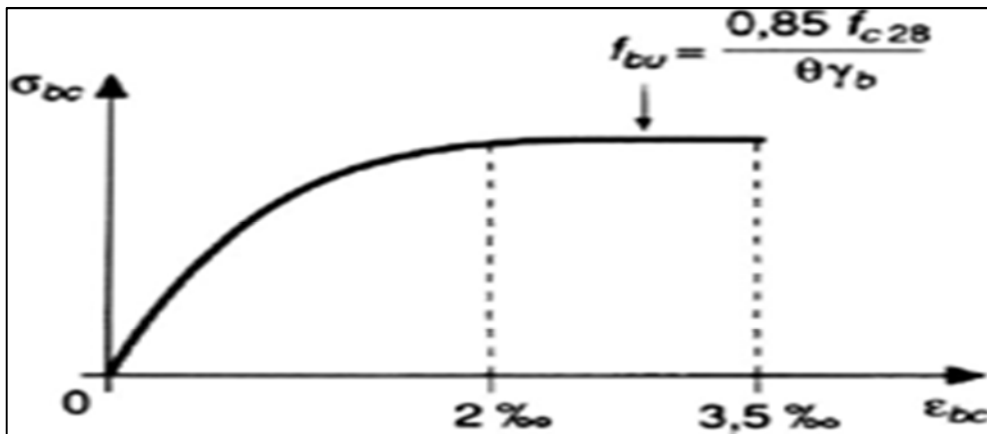


Figure.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

d. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}.$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ Module déformation transversale :

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson « ν » par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinal}}$$

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

Avec:

ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2 L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage de Fer ; et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FLE235	FeTE400
f_e [MPa]	215	235	400	500	235	400

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, FeE400 et des armatures rondes lisses, FeE235 et un treillis soudés à haute adhérence FeTE400.

c. Contrainte limite :

✓ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

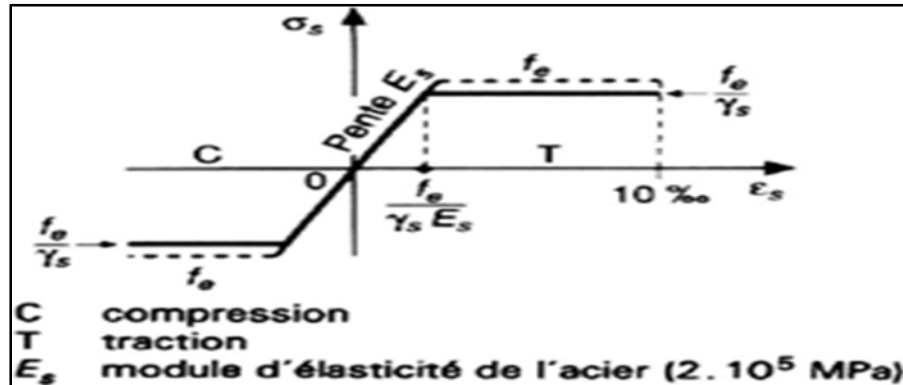


Figure.I. 3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

✓ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.7 Hypothèses de calcul :

I.7.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction de béton est négligable.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à $15(\eta = \frac{E_s}{E_b})$, η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$	En flexion.
$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$	En compression centre.
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

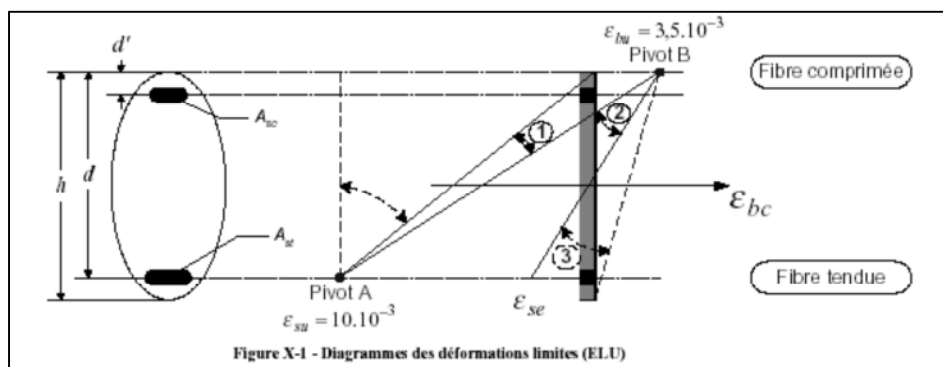


Fig.I.4 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa.}$
- ✓ $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa.}$
- ✓ $f_e = 400 \text{ MPa.}$

Chapitre II
Prédimensionnement

II-1- Introduction :

Avant d'entamer le calcul des éléments de la structure, il faut passer par leur pré-dimensionnement, et cela en se basant sur les règles du **CBA 93**, **RPA 99** et du **BAEL 91**.

II-2- Les poutres :

a- Les poutres principales :

- **Critère de flèche** : Selon le **BAEL91** pour les poutres courantes de section rectangulaire il faut vérifié : $L/15 \leq h \leq L/10$.

avec :

– h : hauteur de la poutre.

– L : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{max} = 6.90 - 0.3 = 6.60m$)

D'où $44cm \leq h \leq 66cm$

On prend $h = 50cm$ et $b = 30cm$.

➤ Vérification des conditions du RPA 99 :

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b = 50/30 = 1.67 < 4 \end{cases}$$

condition vérifiée.
condition vérifiée.
condition vérifiée.

Donc les poutres principales auront les dimensions suivantes : $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

b- Les poutres secondaires :

Selon la condition de rigidité : $L/15 \leq h \leq L/10$

$L = 567 - 30 = 537cm$ donc $35.8cm \leq h \leq 53.7cm$

soit : $h = 40cm$ et $b = 30cm$

On voit bien que les exigences du RPA citées auparavant sont vérifiées.

Donc les poutres secondaires auront les dimensions suivantes : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II-3- Les voiles :

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Leurs dimensionnements se feront conformément au **RPA 99**.

a- L'épaisseur (a) :

Notre bâtiment est implanté à Bejaia (zone sismique IIa).

$$\begin{cases} a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Article 7.7.1).}$$

tel que : h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

Pour notre cas

- entre sol $h_e = 532 - 24 = 508 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 25.4 \text{ cm}$
- RDC (niveau 1) $h_e = 408 - 24 = 384 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 19.2 \text{ cm}$
- autres niveaux $h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 14.1 \text{ cm}$

Soit :

- a = 26 cm pour l'entre sol.
- a = 20 cm pour le RDC.
- a = 15 cm pour les autres niveaux.

b- Vérification de la longueur :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement il faut que :

$$L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 26 = 104 \text{ cm.} \quad \text{Soit } L = 104 \text{ cm.}$$

II-4- Les planchers à corps creux :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur (supporte les charges et surcharges) et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux, poutrelles et une dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait en vérifiant la condition suivante : $h_t \geq \frac{L_x}{22.5} \dots\dots\dots \text{CBA 93.}$

L_x : la portée entre nus d'appuis des poutres principales.

h_t : épaisseur du plancher.

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{567 - 30}{22.5} = 23.86$$

On prend $h_t = 25 \text{ cm.}$ $\begin{cases} \text{Epaisseur de corps creux} = 20 \text{ cm.} \\ \text{Epaisseur de la dalle de compression (} h_0 \text{)} = 5 \text{ cm} \end{cases}$

➤ **Les poutrelles :**

Le pré dimensionnement des poutrelles se fait comme suit :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$L_x = 55 \text{ cm.}$$

$$L_y = 295 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) ; h_t = (9.6 \text{ à } 14.4)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b_1 = \min(L_x/2, L_y/10) \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0, \text{ Soit } b = 65 \text{ cm.}$$

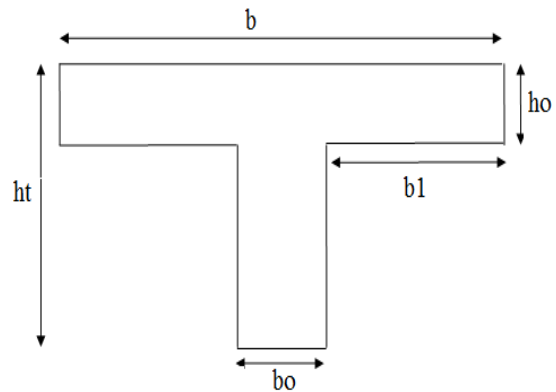


Figure II.1. Schéma de la poutrelle.

II-5- Les dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque mince et plane qui repose sur un certain nombre d'appuis, leur pré dimensionnement se fait suivant deux critères.

1. Critère de résistance :

$$\begin{cases} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur (03) ou (04) appuis.} \end{cases}$$

2. Coupe feu :

$e \geq 7 \text{ cm.}$pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11 \text{ cm.}$pour deux heure de coupe feu.

Dans notre cas :

1. $L_x = 1.7 \text{ m}$ (Dalle sur 02 appuis) $\Rightarrow 4.85 \leq e \leq 5.66$
2. $e \geq 11 \text{ cm.}$

On prend $e = 12 \text{ cm}$ pour l'ensemble des balcons.

II-6- Les escaliers :

Se sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment (Figure.II.2).

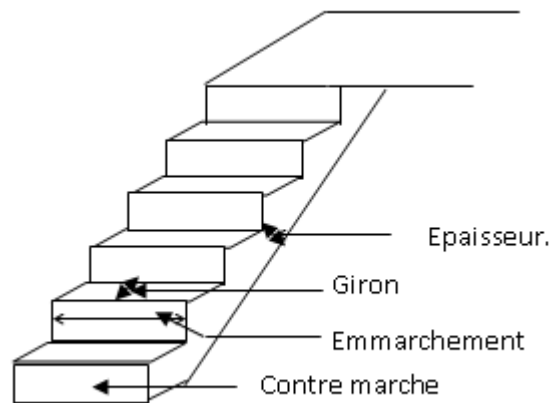


Figure.II.2. Schéma de l'escalier.

a- Les escaliers en béton armé :

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de spectacle.....etc.).

Dans notre bâtiment on a un seul types d'escalier en béton armé.

- ❖ Escaliers à deux volées séparées par un palier intermédiaire en béton armé.

L'escalier des étages 1 à 10 est de même type : deux volées et un palier intermédiaire de hauteur libre d'étage de 3.06 m .

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

$$0.6 \leq g + 2 \times h \leq 0.65m.....(1)$$

Or :

$$g = \frac{L_0}{n - 1}$$

$$h = \frac{H_0}{n} \quad \text{avec} \begin{cases} n: \text{nombre de marches.} \\ n - 1: \text{nombre de contre marche.} \end{cases}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$65 \times n^2 - (65 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.32^2 + 1.53^2} = 2.78m.$$

$$\frac{272}{n-1} + \frac{306}{n} = 65$$

$$\Rightarrow 65 \times n^2 - 603 \times n + 306 = 0.$$

$$\Rightarrow n = 9$$

$$h = \frac{153}{9} = 17cm$$

$$g = \frac{232}{8} = 29cm$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{278}{30} \leq e \leq \frac{278}{20}$$

type1

$$\Rightarrow 9.26 \leq e \leq 13.9cm$$

Soit e = 12cm.

b- Les escaliers en bois :

Se sont des escaliers dont les marches et le limon sont réalisés en bois. Ce type d'escalier est prévu au dixième étage (duplexe).

Dans notre bâtiment on a deux types d'escaliers.

❖ **Type 1 :**

L'escalier pour le Duplex est de hauteur libre d'étage de 3.06 m, composé de trois volée (Figure.II.4).

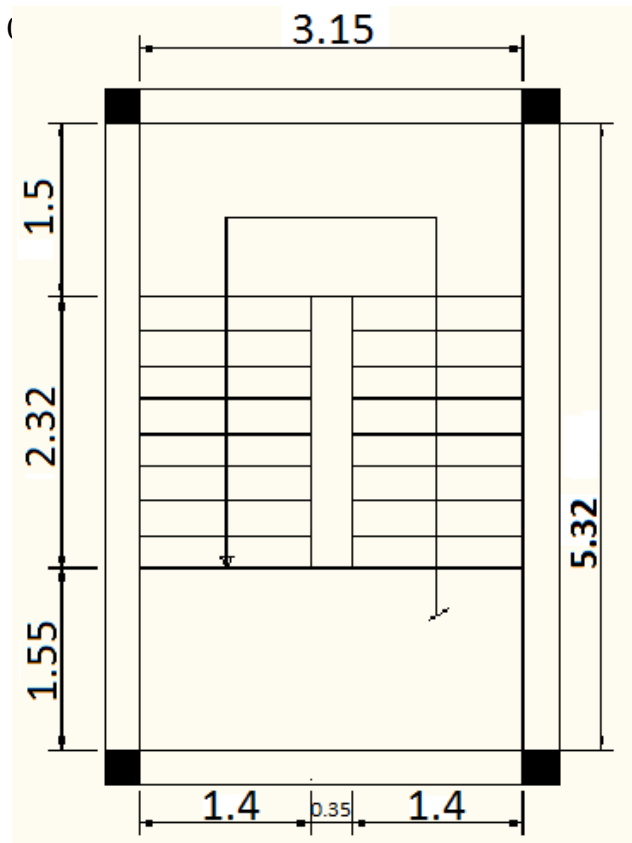


Figure.II.3. Schéma de l'escalier.

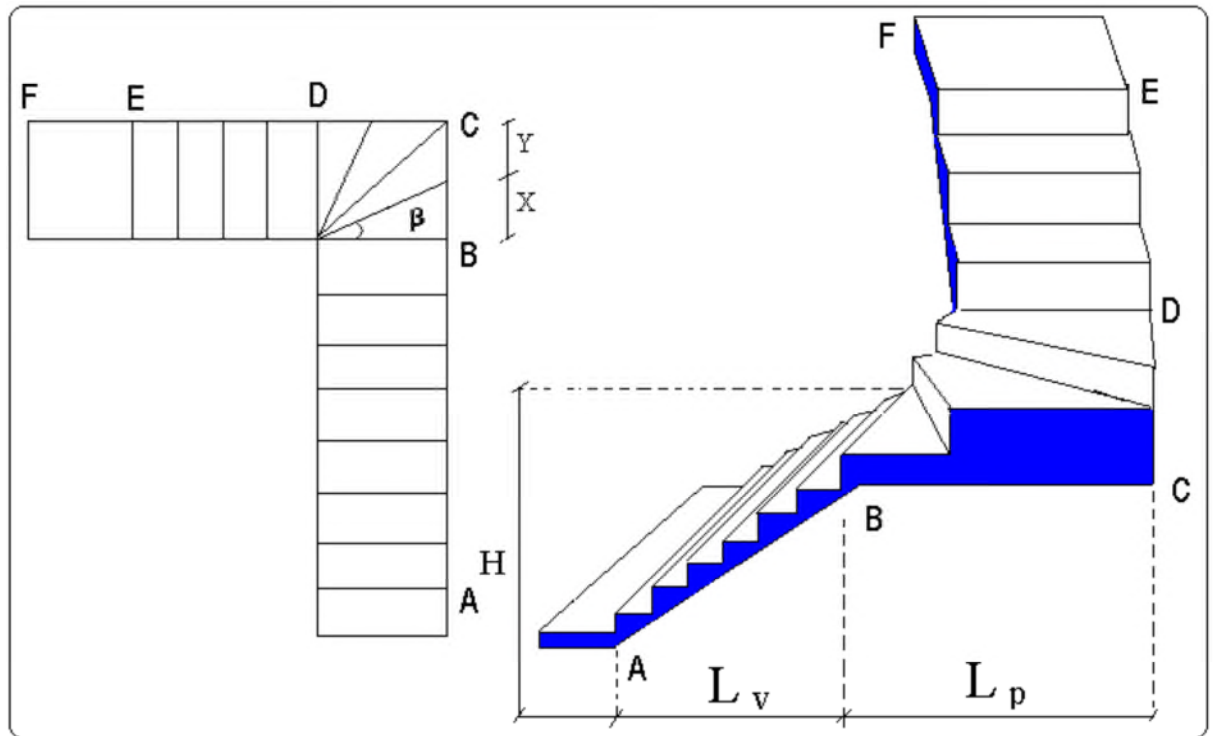


Figure.II.4. Schéma de l'escalier typel.

Tableau –volée AB :

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$
1.12	0.85	5	17	28	37.19

Tableau –volée DE :

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$
2.52	170	10	17	28	34.00

Partie BCD :

$$\beta = \frac{90}{4} = 22.5 \Rightarrow \quad x = 1,1 \cdot \tan\beta = 0,45m \quad y = 1,1 - 0,45 = 0,65m$$

L(m)	H(m)	N	h(cm)	$\beta(^{\circ})$
1.1	0.51	3	17	22.5

Soit 3 marches avec $h = 0.17m$.

❖ Type 3 :

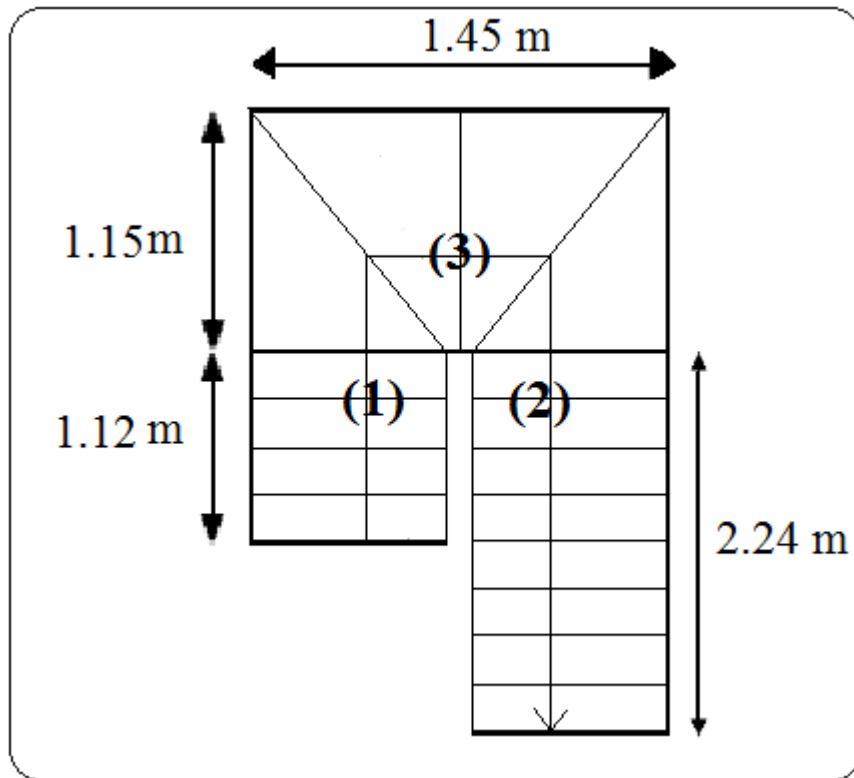


Figure.II.5. Schéma de l'escalier type2.

L'escalier pour le Duplex est de hauteur libre d'étage de 3.06 m, composé de trois volée

1^{ère} volée :

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$
1.12	0.85	5	17	28	37.19

2^{ème} volée :

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$
2.24	1.7	10	17	28	37.19

3^{ème} volée :

L(m)	H(m)	N	h(cm)	$\alpha(^{\circ})$
1.45	0.81	3	17	45

Soit 3 marches avec $h = 0.17m$.

II-7- Evaluation des charges et surcharges :

- **Toiture :**

Tableau.II.1. : Evaluation des charges de la toiture.

	Désignation des éléments	épaisseur	Densité(KN /m ³)	Poids
1	Ferme (bois + pannes + chevrons)	/	/	0.85
2	Enduit en plâtre	0.015	18	0, 27
3	Dalle pleine	0.1	25	2.5
4	Tuile mécanique	/	/	0,4
Charge permanente totale				G = 3.9
Surcharge d'exploitation				Q = 1

- **Etage courant :**

Tableau.II.2. Evaluation des charges du plancher étage courant.

	Désignation des éléments	épaisseur	Densité(KN /m ³)	Poids
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	18	0, 36
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
5	Dalle en corps creux	(20+5)	/	3.2
6	Cloisons légères réparties	/	/	1,00
Charge permanente totale				G = 5,86
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

- **Balcon :**

Tableau.II.3. Evaluation des charges du balcon.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité(KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,44
2	Mortier de pose	2	18	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	1.5	18	0,27
5	Dalle pleine	12	25	3,00
Charge permanente totale				G = 4.47
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

○ Cloisons extérieures :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudié

Tableau.II.4. Evaluation des charges des cloisons extérieures.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
02	Brique creuse	15	9	1.35
03	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	1.5	18	0.27
Charge permanente totale				G = 2.88

○ Les escaliers :

➤ Palier :

Tableau.II.5. Evaluation des charges du palier.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	2	20	0,40
02	Mortier de pose	2	18	0,36
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Dalle en BA	12	25	3.00
05	Enduit ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale				G = 4.66
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

➤ **Volée d’escalier :**

Tableau.II.6. Evaluation des charges de la volée d’escalier.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m³)	Poids (KN/m²)
01	Carrelage	2	22	0,40
02	Mortier de pose	2	18	0,36
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Paillasse	12/(cosα)	25	3.6
05	Garde corps	//	//	0,6
06	Marches	14(1/2)	22	1,32
Charge permanente totale				G = 6.82
Surcharge d’exploitation				Q = 2,50

II-8- Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon le **CBA 93** (Article b.8.4.1) et les exigences du **RPA 99** (Article 7.4.1).

II-8-1- Descente de charge :

On fixe les sections des poteaux comme suit :

Etage	Entre sol	RDC	1 ^{ere} Etage 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} Etage 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} Etage 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} Etage 10 ^{eme} Etage	Duplex
S (cm ²)	65x65	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35

a- Application de la loi de dégression :

Comme les surcharges d’exploitation n’agissent pas au même temps, donc on applique la loi de dégression des surcharges.

On a un nombre d’étages supérieurs à cinq on applique la formule suivante :

$$Q_n = (3 + n)/2n \sum Q_i \dots\dots\dots\text{DTR B.C.22}$$

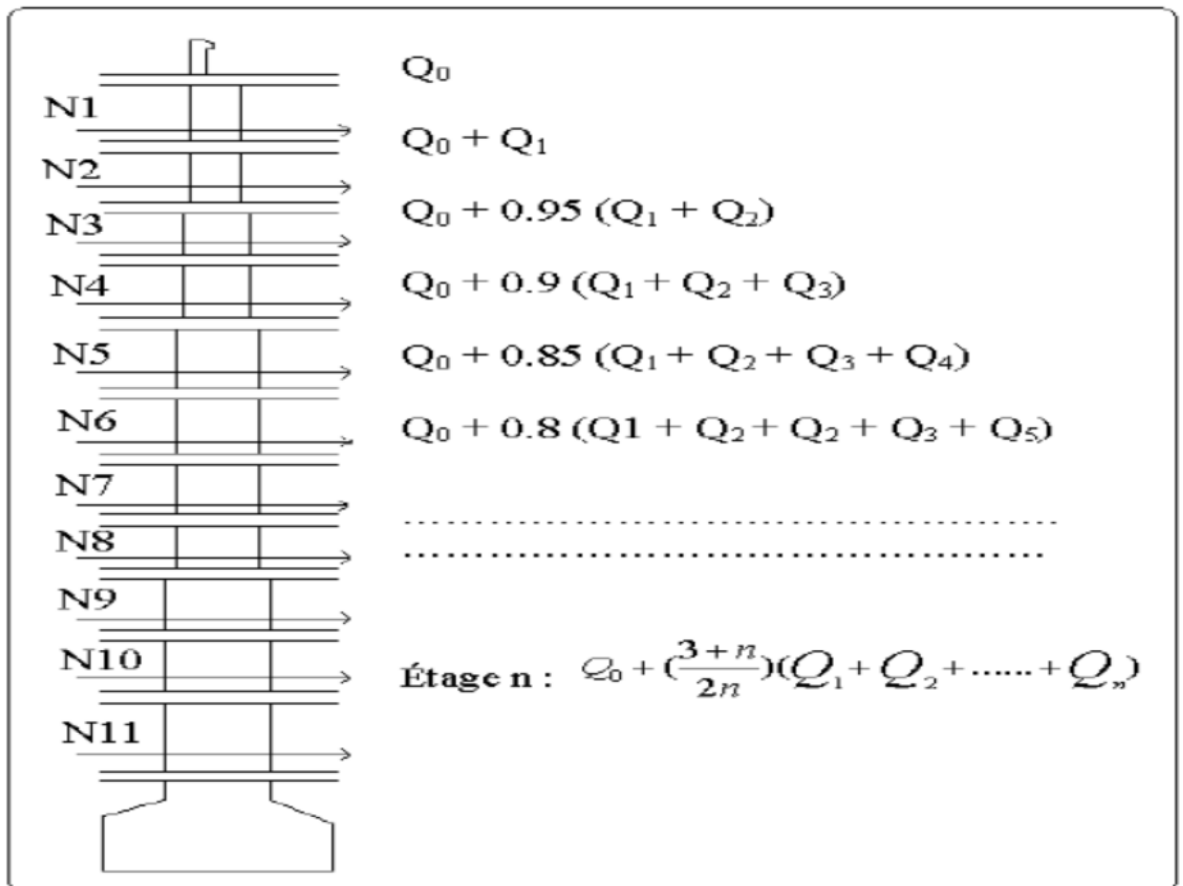


Figure.II.6. Schéma de la descente de charge.

➤ **Poteau P1:** [Annexe05]

La surface afférente est égale à :

$$S = 4.22 + 8.68 + 8.58 + 4.09 = 25.76 \text{ m}^2$$

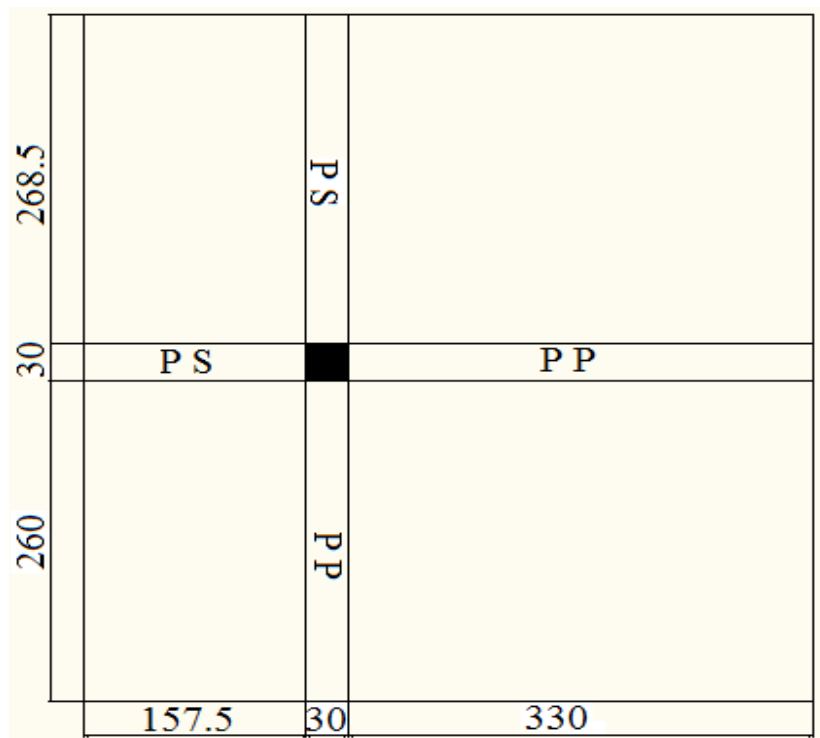


Figure.II.7. Surface afférente du poteau P1.

❖ **Poids des éléments porteurs :**

1-poteaux :

Etage	E Sol	RDC	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	Duplex
S (cm ²)	65x65	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
H (m)	5.32	4.08	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.6
G (KN)	56.19	43.09	27.54	23.14	19.12	15.49	12.24	11.02

2-poutres :

$$G_{pp}=(3.3+2.6)\times 0.5\times 0.35\times 25=22.125 \text{ KN}$$

$$G_{ps}=(2.685+1.575)\times 0.45\times 0.35\times 25=14.3775 \text{ KN}$$

$$G_p=36.63 \text{ KN}$$

Tableau.II.7. La descente de charge de poteau (P1) :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Toiture + Dalle pleine	30.16x3.9=117.62	30.16x1=30.16
	Poteaux Poutres	11.02 22.64	
	Total	151.28	30.16
N1	Venant de N0	151.28	30.16
	Plancher corps creux 20+4 Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	13x5.86=76.18 36.63+12.24=48.87 5.64x2.88=16.24	17.74x1.5=26.61
	Total	292.57	56.77
N2	Venant de N1	292.57	56.77
	Plancher corps creux 20+4 Poutres+ Poteaux Cloison extérieur Volée d'escalier Palier d'escalier Ascenseur	12.54x5.86=73.48 42.58+12.24=48.87 8.22x2.88=23.67 1.57x7.7=12.13 2.52x5.16=13.03 64.26	18.9 1.57x2.5=3.92 2.52x2.5=6.3 2.72x1=2.72
	Total	528.01	85.69
N3	Venant de N2	528.01	85.69
	Plancher dalle (20+4) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur Volée d'escalier Palier d'escalier Ascenseur	17.44x5.86=102.19 36.63+15.49=52.12 8.22x2.88=23.67 1.57x7.7=12.13 2.52x5.16=13.03 64.26	17.44x1.5=26.16 1.57x2.5=3.92 2.52x2.5=6.3 2.72x1=2.72
	Total	795.41	117.95

N4	Venant de N3	795.41	117.95
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 15.49 = 52.12$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
	Total	1062.8	146.31
N5	Venant de N3	1062.8	146.31
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 19.12 = 55.75$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
	Total	1333.83	170.76
N6	Venant de N3	1333.83	168.58
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 19.12 = 55.75$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
	Total	1604.86	191.30
N7	Venant de N3	1604.86	187.22
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 23.14 = 59.77$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
	Total	1879.91	207.92
N8	Venant de N3	1879.91	207.92
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 23.14 = 59.77$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
	Total	2154.96	220.64
N9	Venant de N3	2154.96	220.64
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$42.58 + 27.54 = 64.17$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
	Total	2434.41	229.45

N10	Venant de N3	2434.41	229.45
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 27.54 = 64.17$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Cloison intérieur	$10.1 \times 1.53 = 15.5$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
	Total	2713.86	234.35
N11	Venant de N3	2713.86	234.35
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 43.09 = 79.72$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
	Ascenseur	64.26	$2.72 \times 1 = 2.72$
		Total	3008.86
N12	Venant de N3	3008.86	235.33
	Plancher dalle (20+4)	$17.44 \times 5.86 = 102.19$	$17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Poutres+ Poteaux	$36.63 + 56.19 = 92.86$	
	Cloison extérieur	$8.22 \times 2.88 = 23.67$	
	Volée d'escalier	$1.57 \times 7.7 = 12.13$	
	Palier d'escalier	$2.52 \times 5.16 = 13.03$	$1.57 \times 2.5 = 3.92$
	Ascenseur	64.26	$2.52 \times 2.5 = 6.3$
		Total	3317

➤ **Poteau P2 :** [Annexe05]

La surface afférente est égale à :

$$S=8.58+8.86$$

$$=17.44 \text{ m}^2$$

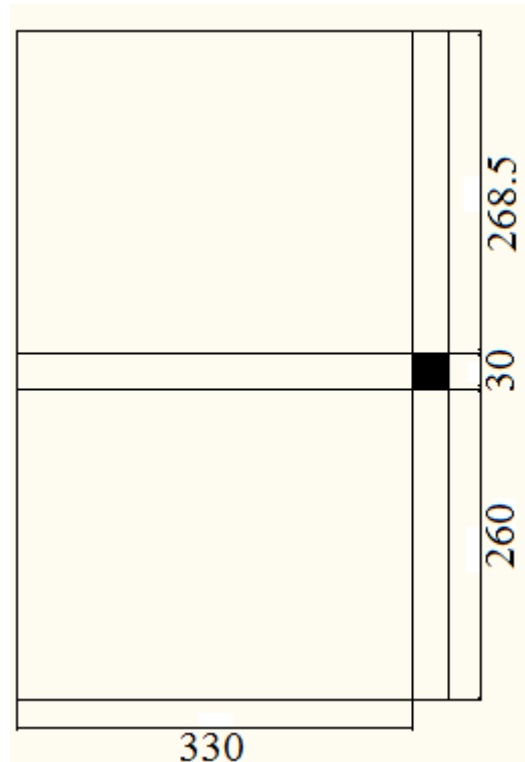


Figure. II.8. Surface afférente du poteau P2.

La descente de charge du poteau (P2) est résumé dans le tableau II.8.

Tableau.II.8. La descente de charge de poteau (P2) :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Toiture + Dalle pleine	19.24x3.9=75.04	19.24x1=19.24
	Poteaux Poutres	11.02 14.44	
	Total	100.5	19.24
N1	Venant de N0	100.5	19.24
	Plancher corps creux 20+5	17.44x5.86=102.2	17.44x1.5=26.16
	Poutres+ Poteaux	30.21+10.36=40.57	
	Cloison extérieurs	11.73x2.88=33.78	
	Total	277.05	45.4
N2	Venant de N1	277.05	45.4
	Plancher corps creux 20+5	17.44x5.86=102.2	26.16
	Poutres+ Poteaux	30.21+10.71=40.57	
	Cloison extérieur	11.73x2.88=33.78	
	Total	453.6	68.94

N3	Venant de N2 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	441.63 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 12.24 = 42.45$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	68.94 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total	632.02	89.87
N4	Venant de N3 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	632.02 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 12.24 = 42.45$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	89.87 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total	810.44	108.18
N5	Venant de N3 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	810.44 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 15.49 = 45.7$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	108.18 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total	992.11	123.88
N6	Venant de N3 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	992.11 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 15.49 = 45.7$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	123.88 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total	1173.78	136.96
N7	Venant de N3 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	1173.78 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 23.14 = 53.35$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	136.58 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total	1363.1	147.42
N8	Venant de N3 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	1363.1 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 23.14 = 53.35$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	147.42 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total	1552.42	155.27
N9	Venant de N3 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	1552.42 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 17.21 = 47.42$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	155.27 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total	1735.81	160.5
N10	Venant de N3 Plancher dalle (20+5) Poutres+ Poteaux Cloison extérieur	1735.81 $17.44 \times 5.86 = 102.19$ $30.21 + 17.21 = 47.42$ $11.73 \times 2.88 = 33.78$	160.5 $17.44 \times 1.5 = 26.16$
	Total		

	Total	1919.2	163.12
N11	Venant de N3	1919.2	163.12
	Plancher dalle (20+5)	17.44x5.86=102.19	17.44x1.5=26.16
	Poutres+ Poteaux	30.21+25.5=55.71	
	Cloison extérieur	11.73x2.88=33.78	
	Total	2110.88	163.12
N12	Venant de N3	2110.88	163.12
	Plancher dalle (20+5)	17.44x5.86=102.19	17.44x1.5=26.16
	Poutres+ Poteaux	30.21+33.25=63.46	
	Cloison extérieur	11.73x2.88=33.78	
	Total	2310.31	176.2

On prend le poteau (P1) qui est le poteau le plus défavorable avec :

$$Nu = 1.35 * 3317 + 1.50 * 274.43 = 4889.59 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 4889.59 = 5378.55 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

✓ **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{Bi} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$Bi \geq \frac{Ni}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

tel que :

Bi : la section du poteau au niveau i.

Ni : l'effort normal ultime revenant au poteau au niveau i.

Tableau.II.9. Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P.1).

Niveau	Ni	Section Bi	Condition $B > B_{calculé}$		Observation
			B (m ²)	$Bi_{calculé}$ (m ²)	
Duplexe	274.41	35×35	0.122	0.019	Vérifier
10 ^{ème} étage	528.13	40x40	0.160	0.038	Vérifier
9 ^{ème} étage	925.48	40×40	0.160	0.066	Vérifier
8 ^{ème} étage	1375.80	45x45	0.202	0.097	Vérifier
7 ^{ème} étage	1819.66	45×45	0.202	0.129	Vérifier
6 ^{ème} étage	2262.49	50x50	0.250	0.161	Vérifier
5 ^{ème} étage	2698.86	50×50	0.250	0.192	Vérifier
4 ^{ème} étage	3134.73	55x55	0.302	0.224	Vérifier
3 ^{ème} étage	3564.17	55×55	0.302	0.255	Vérifier
2 ^{ème} étage	3993.69	60x60	0.360	0.285	Vérifier
1 ^{ème} étage	4416.76	60×60	0.360	0.316	Vérifier
RDC	4856.45	65x65	0.422	0.347	Vérifier
E.sol	5378.55	65×65	0.422	0.410	Vérifier

✓ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que :

$$N_{ul} \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA93 (art.B.8.2.1)}$$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

A_s : section des armatures calculées

α : coefficient en fonction de l'élancement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \dots\dots\dots \text{CBA93 (art.B.8.2.1)}$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0,7 \cdot l_0) \dots\dots\dots \text{CBA93(B 8.3.3.1)}$

i : rayon de giration défini par: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ : élancement réduit est définie comme suit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

I: moment d'inertie: $I = h \cdot b^3 / 12$.

L_0 ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \cdot 5,32 = 3,724 \text{ m.}$$

$$B = 0,65 \times 0,65 = 0,4225 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{65^4}{12} = 1487552,083 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1487552,083}{4225}} = 18,76 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{372,4}{18,76} = 19,85 < 50. \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{19,85}{35} \right)^2} = 0,798$$

D'après le BAEL 91/modifié 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{5465,19 \times 10^{-3}}{0,798 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,311 \text{ m}^2$$

$$B_{r \min} = 0,311 \text{ m}^2$$

Or: $B_r = (0,65 - 0,02) \cdot (0,65 - 0,02) = 0,397 \text{ m}^2 > 0,311 \text{ m}^2$.

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement des poteaux est donné dans le tableau II.10.

Tableau.II.10. Résumé des vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau (P.1).

Niveau	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $B_r > B_{r\ min}$		Observation
			B_r (m ²)	$B_{r\ min}$ (m ²)	
Duplexe	274.41	35x35	0.108	0.016	Vérifier
10 ^{ème} étage	528.13	40x40	0.144	0.031	Vérifier
9 ^{ème} étage	925.48	40x40	0.144	0.054	Vérifier
8 ^{ème} étage	1375.80	45x45	0.184	0.079	Vérifier
7 ^{ème} étage	1819.66	45x45	0.184	0.106	Vérifier
6 ^{ème} étage	2262.49	50x50	0.230	0.130	Vérifier
5 ^{ème} étage	2698.86	50x50	0.230	0.156	Vérifier
4 ^{ème} étage	3134.73	55x55	0.280	0.181	Vérifier
3 ^{ème} étage	3564.17	55x55	0.280	0.206	Vérifier
2 ^{ème} étage	3993.69	60x60	0.336	0.231	Vérifier
1 ^{ème} étage	4416.76	60x60	0.336	0.256	Vérifier
RDC	4856.45	65x65	0.396	0.281	Vérifier
E.sol	5378.55	65x65	0.397	0.311	Vérifier

✓ Condition de RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\
 \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\
 \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié.}
 \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant vérifiées pour l'ensemble des poteaux.

Conclusion :

Après avoir fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les dimensions suivantes :

- Poutres principales : 30x50
- Poutres secondaires : 30x40
- Poteaux de l'entre sol et RDC : 65x65
- Poteaux d'étage 1 et 2 : 60x60
- Poteaux d'étage 3 et 4 : 55x55
- Poteaux d'étage 5 et 6 : 50x50
- Poteaux d'étage 7 et 8 : 45x45
- Poteaux d'étage 9 et 10 : 40x40
- Poteaux de duplex : 35x35

Chapitre III

Calcul des éléments

secondaires

III-1- Les planchers :

III-1-1- Calcul des poutrelles :

III-1-1-1- Disposition des poutrelles :

Deux critères conditionnent le sens de disposition des poutrelles :

- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité.

Dans notre cas on a disposé les poutrelles selon les deux critères (Figure.III.1.1)

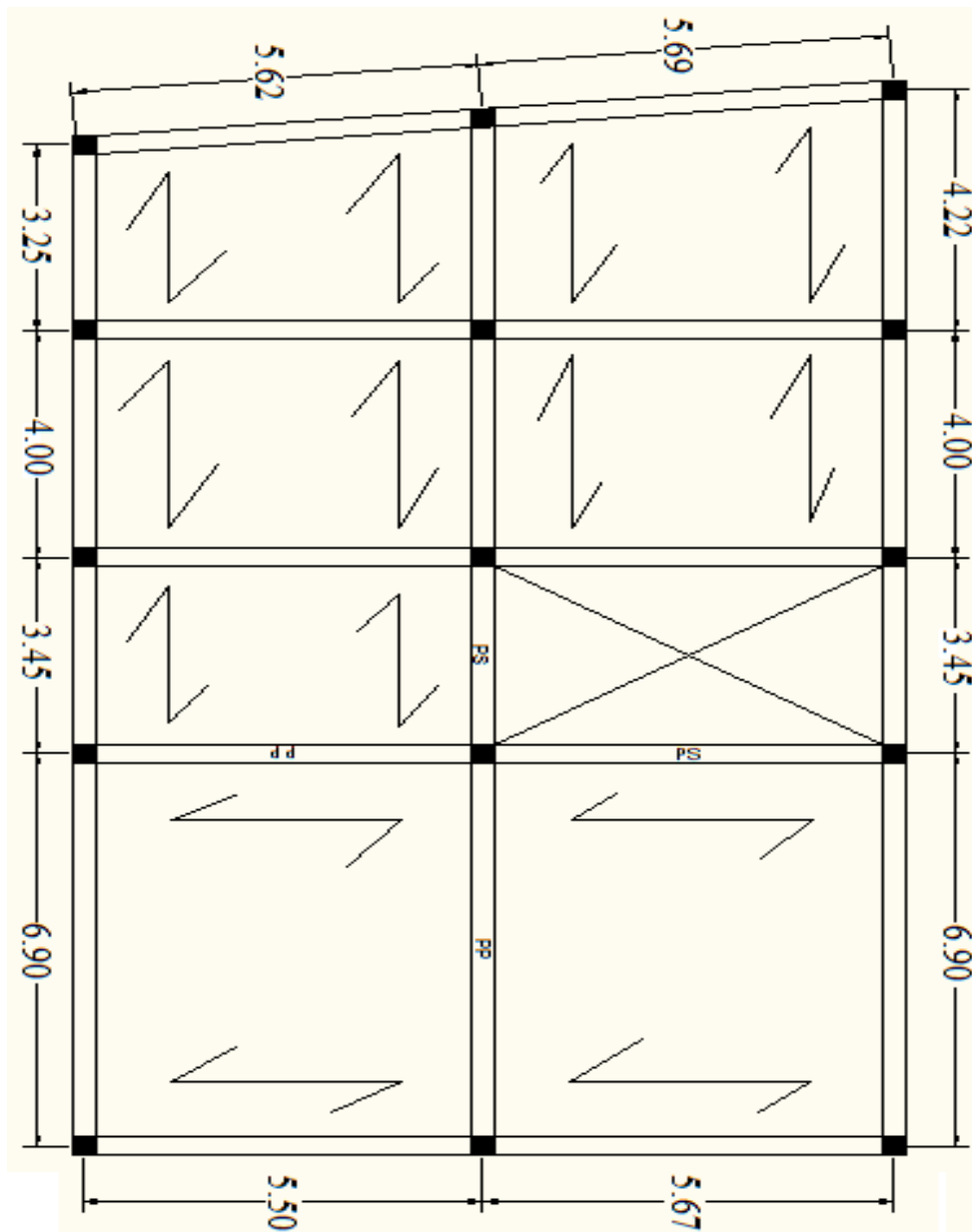


Figure.III.1.1.Schéma de disposition des poutrelles.

III-1-1-2- Différents types de poutrelles :

Dans notre projet on a trois types de poutrelles (FigureIII.1.2)

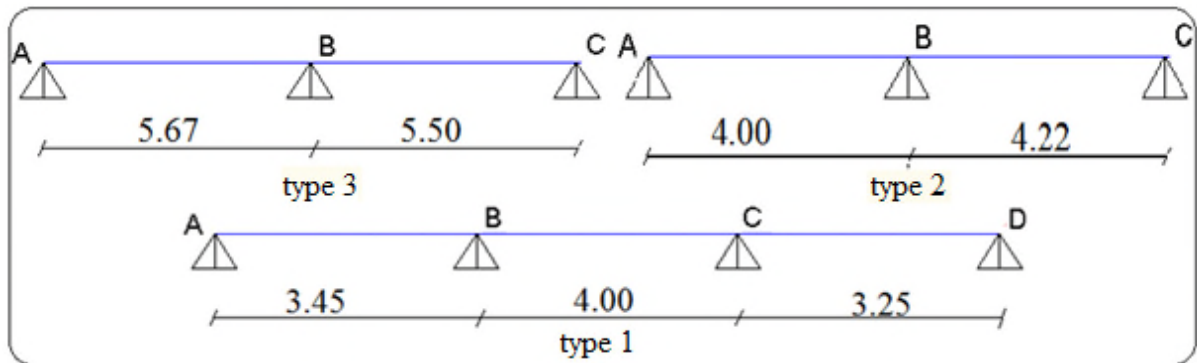


Figure.III.1.2. Différents types de poutrelles.

✓ **Evaluation des charges revenant aux poutrelles :**

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.6 \text{ KN/m.}$$

$$P_{ser} = (G + Q) \times b = 4.78 \text{ KN/m.}$$

Avec : P_u : charge à l'état limite ultime.

P_{ser} : charge à l'état limite de service.

✓ **Calcul des poutrelles :**

Elle sont calculées à la flexion simple, et considérées comme des poutres continues de section en T, soumises à des charges uniformément réparties.

Pour déterminer les moments en travées et en appuis ainsi que les efforts tranchants, on a deux méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode de Caquot.

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que (CBA 93 article B.6.2.2.1.0) :

- $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- L'inertie est constante dans toutes les travées de la poutre.
- Fissuration peu nuisible.

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

Dans notre cas toutes les conditions précédentes sont vérifiées. On peut appliquer la méthode forfaitaire.

➤ **Principe de calcul de la méthode forfaitaire :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q , chaque travée est calculée

indépendamment. Soit $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.2$

- **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \max(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$
- $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à

- ✚ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✚ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✚ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

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

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

Dans ce qui suit on fait le calcul pour un seul type de plancher, les autres calculs sont résumés dans un tableau.

⇒ **1^{er} type :**

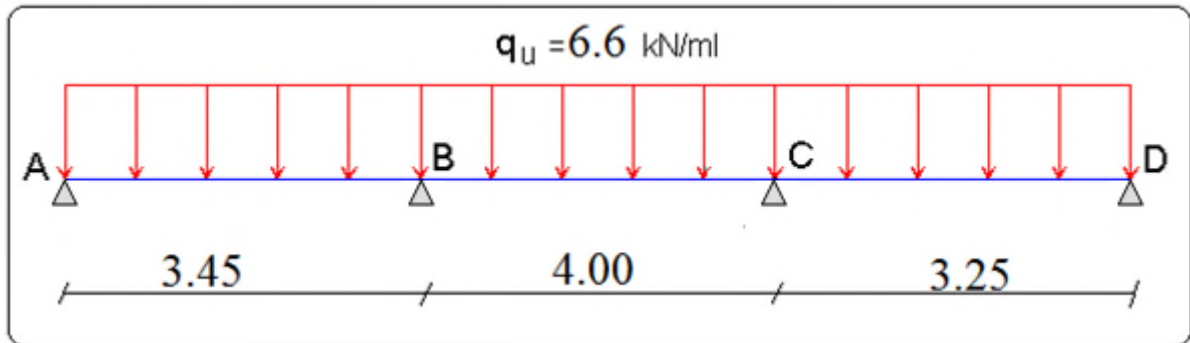


Figure.III.1.3. Schéma statique du type 1.

➤ **Les moments isostatiques :**

$$M_{o1} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.6 \times 3.45^2}{8} = 9.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{o2} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.6 \times 4^2}{8} = 13.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{o3} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.6 \times 3.25^2}{8} = 8.71 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0.15 M_{o \max} = 0.15 \times 9.81 = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times 13.2 = 6.6 \text{ KN.m} = M_C$$

➤ **Les moments en travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.06 \\ 1.2 + 0.3 \alpha = 0.63 \end{cases}$$

✓ **Travée AB :**

$$M_t \geq 7.1 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 6.18 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée BC:**

$$M_t \geq 13.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 6.996 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée CD:**

$$M_t \geq 9.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 5.49 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V^{\max} = 1.1 \frac{q_u \cdot l}{2} = 14.52 \text{ KN}$$

⇒ 2^{ème} type :

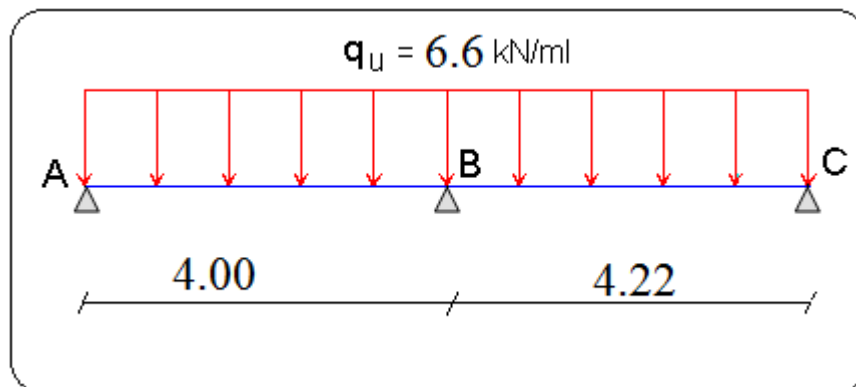


Figure.III.1.4. Schéma statique du type 2.

➤ Les moments isostatiques :

$$M_{o1} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.6 \times 4^2}{8} = 13.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{o2} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.6 \times 4.22^2}{8} = 14.69 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments aux appuis:

$$M_A = M_C = 0.15 M_{o \max} = 0.15 \times 9.81 = 2.2 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times 14.69 = 8.81 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travée :

$$\text{On a: } \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.06 \\ 1.2 + 0.3 \alpha = 0.63 \end{cases}$$

✓ Travée AB :

$$M_t \geq 9.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 8.32 \text{ KN.m}$$

✓ Travée BC:

$$M_t \geq 11.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 9.25 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V^{\max} = 1.1 \frac{q_u \cdot l}{2} = 15.32 \text{ KN}$$

⇒ 3^{ème} type :

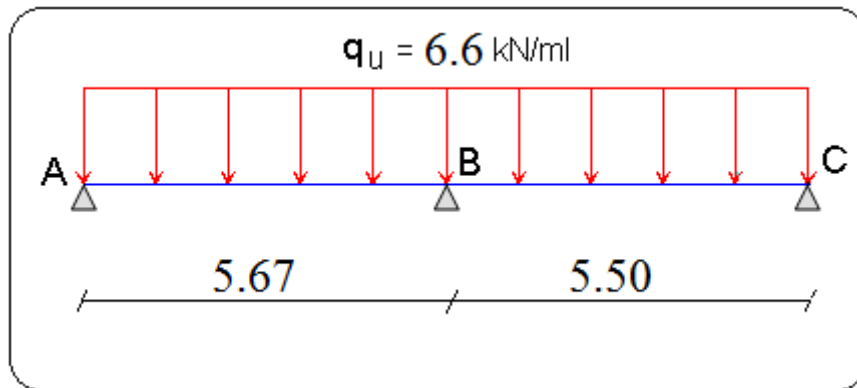


Figure.III.1.5. Schéma statique du type 3.

➤ Les moments isostatiques :

$$M_{o1} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.6 \times 5.67^2}{8} = 26.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{o2} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.6 \times 5.5^2}{8} = 24.95 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments aux appuis:

$$M_A = M_C = 0.15 M_{o \max} = 0.15 \times 26.52 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times 26.52 = 15.91 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travée :

$$\text{On a: } \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.06 \\ 1.2 + 0.3 \alpha = 0.63 \end{cases}$$

✓ Travée AB :

$$M_t \geq 20.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 16.71 \text{ KN.m}$$

✓ Travée BC:

$$M_t \geq 18.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 15.72 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V^{\max} = 1.1 \frac{q_u \cdot l}{2} = 20.58 \text{ KN}$$

✓ Ferrailage des poutrelles :

$$h_t = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 23 \text{ cm.}$$

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

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

$$h_0=5 \text{ cm.}$$

Dans notre cas le 3^{ème} type est le plus défavorable.

➤ **A L'ELU :**

Type 3 :

$$M_t^{\max} = 20.2 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 15.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_u} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 7.38 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

• **Ferraillage en travée:**

$M_t^{\max} = 20.2 \text{ KN.m} < 73.8 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passé par la table de compression donc on calcul une section rectangulaire $b \cdot h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.2 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0452 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.058$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.058) = 0.2149 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{20.2 \times 10^{-3}}{0.2149 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage en appuis intermédiaire :**

La section à ferrailler est $b_0 \times h$.

$$M_a^{\max} = 15.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.231$$

$$\alpha = 0.333$$

$$z = 0.190 \text{ m}$$

$$A_a = 2.22 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

• **Ferraillage en appuis de rive:**

$$M_a^{\max} = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.057$$

$$\alpha = 0.073$$

$$z = 0.213 \text{ m}$$

$$A_a = 0.52 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

✓ Les vérifications à L'ELU :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd * f_{t28} / f_e$$

• En travée : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2 < A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

• En appuis : $A_{min} = 0.23b_0d * f_{t28} / f_e$
 $A_{min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 20.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20.58 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23} = 0.93 \text{ MPa}$$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement

❖ Vérification de la jonction table nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{20.58 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.04} = 1.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

• En appuis de rive :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 20.58 \times 10^{-3}}{400} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.79 \text{ cm}^2 \geq 0.59 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$

• En appuis intermédiaire :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(20.58 + \frac{20.2}{0.9 \times 0.23} \right) \times 10^{-3} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 2.21 \text{ cm}^2$ c'est vérifier.

❖ Vérification des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{h_0}{10}, 10 \text{ mm}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 10 \text{ mm}\right) = 6.86 \text{ mm}$$

On opte pour :

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$St \leq \frac{At \times f_e}{b_0 \times 0.4} = 57 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm}$$

$$St \leq \frac{At \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 32 \text{ cm}$$

On opte pour $St = 16\text{cm}$

- ❖ **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9.d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \text{tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres.

$$V_u = \text{Max } V_i = 20.58\text{KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (2 \times \emptyset 10 + 2 \emptyset 12 + \emptyset 14) = 182.12\text{mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{20.58 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 182.12 \times 10^{-3}} = 0.57\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{telque} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{su} < \bar{\tau}_{su} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Calcul des longueurs de scellement des barres (L_s) :**

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s .

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}, \quad \sigma_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}, \quad \text{avec } \psi^2 = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm on prend } 45 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 \times L_s = 18 \text{ cm. Tel que } L_c \text{ : la partie ancrée.}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.1. Tableau de ferrailage des poutrelles.

Poutrelle		M (KN.m)	Section calculées (cm ²)	Section adoptées (cm ²)
Type 1	Travée	14	1.86	3HA10=2.36
	Ap intermédiaire	6.6	0.86	2HA10=1.57
	Appuis rive	1.47	0.22	1HA10=0.79
Type 2	Travée	11.16	1.47	3HA10=2.36
	Ap intermédiaire	8.81	1.16	2HA10=1.57
	Appuis rive	2.2	0.29	1HA10=0.79
Type 3	Travée	20.2	2.33	3HA10=2.36
	Ap intermédiaire	15.92	2.22	2HA12=2.26
	Appuis rive	3.98	0.52	1HA12=1.13

✓ Vérification à l'ELS :

- Calcul des sollicitations : $P_{ser}=(G+Q) \times b$

Tableau.III.2. Sollicitations dans les différents types de poutrelles.

Poutrelles	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
Type 1	6.04	4.79
Type 2	6.7	6.38
Type 3	14.6	11.53

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire, car la fissuration est peu préjudiciable.

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15(A+\hat{A}) + (b-b_0) h_0) y - 15(Ad + \hat{A}\hat{d}) - (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 0.046 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15\hat{A}(\hat{d} - y)^2 = 1.43 \times 10^{(-4)} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{14.6 \times 10^{-3}}{1.43 \times 10^{-4}} \times 0.046 = 4.69\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **BAEL 91** et le **CBA 93** ; la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10} \cdot M_0 \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0} \cdot d \leq 4.2 \times f_e \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée pour tous les types de poutrelle. Il faut vérifier la flèche, qui est définie par : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tel que : $f_{adm} = \begin{cases} \frac{l}{500} \text{ pour une portée } \leq 5m. \\ 0.5 + \frac{l}{1000} \text{ pour une portée } > 5m. \end{cases}$

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

avec :

- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

a- Evaluation des moments en travée :

$M_{gser} = 0.65 \times G^-$ (la charge qui revient à la poutrelle sans revêtement).

$M_{jser} = 0.65 \times G$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle)

$M_p = 14.41 \text{KN.m}$ (la charge permanente et exploitation qui revient à la poutrelle)

b- Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b}{3} Y_G^3 - (b-b_0) \frac{(Y_G-h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G-d)] + b_0 \frac{(h-h_0)^3}{3}$$

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + \frac{(b-b_0)h_0^2}{2} + 15(Ad+A'd')}{b_0 h + (b-b_0)h_0 + 15(A+A')}$$

c- Calcul de λ_i et λ_v :

$\lambda_i = \frac{0.05 \times ft28}{(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}) \rho}$ et $\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i$, tel que : $\rho = \frac{A}{b \times d}$.

d- Contraintes :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times (d-y/2)}, \quad \sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times (d-y/2)}, \quad \sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times (d-y)}$$

e- Inerties fictives :

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}, \quad I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}, \quad I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}, \quad I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$$

Tel que : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4\rho \times \sigma_s + ft28}$

NB : si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

f- Evaluation des flèches :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{fc28} = 32164.195 \text{ MPa}, \quad E_v = \frac{1}{3} \times E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$f_g^i = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i}, \quad f_g^v = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v}, \quad f_j^i = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i}, \quad f_p^i = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i}$$

Les résultats des calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.Evaluation des flèches dans les différents types de poutrelles.

Type	Type 1			Type 2			Type3		
q_{ser} (KN/m)	q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}
	2.08	3.8	4.78	2.08	3.8	4.78	2.08	3.8	4.78
M_{ser} (KN.m)	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}
	2.32	4.25	5.35	3.16	6.42	10.64	8.35	15.27	19.2
Y (m)	0.02198			0.0387			0.0469		
I_0 (m^4)	0.0396			0.0395			9.8537 x10 ⁴		
ρ	0.0014			0.0081			0.0032		
λ_i	30.46			5.24			2.03		
λ_v	12.18			2.09			0.81		
σ_{sj} (MPa)	53.49			87.82			67.57		
σ_{sg} (MPa)	98.00			178.43			123.93		
σ_{sp} (MPa)	123.36			295.72			155.56		
μ_j	0			0			0.52		
μ_g	0			0			0.70		
μ_p	0			0			0.75		
I_{fj}^i (m^4)	0.01483			0.00045			0.00027		
I_{fg}^i (m^4)	0.0435			0.00045			0.000235		
I_{fp}^i (m^4)	0.1483			0.00045			0.00022		
I_{fg}^v (m^4)	0.1483			0.00045			0.00036		
f_j^i (cm)	1.4*10 ⁽⁻⁶⁾			0.00038			0.0022		
f_g^i (cm)	2.56*10 ⁽⁻⁶⁾			0.00077			0.0048		
f_g^v (cm)	7.7*10 ⁽⁻⁶⁾			0.0023			0.0094		
f_p^i (cm)	3.23*10 ⁽⁻⁶⁾			0.0012			0.0063		
Δf (cm)	6.97*10 ⁽⁻⁴⁾ <0.8			0.235<0.8440			0.87<1.067		

La flèche est vérifiée pour tout les cas.

✓ Schéma de ferrailage des poutrelles :

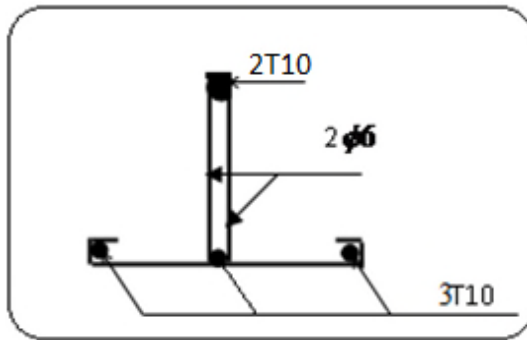


Figure.III.1.6.Schéma de ferrailage de la poutrelle type1.

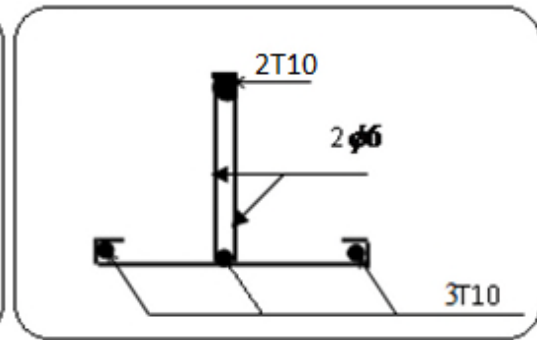


Figure.III.1.7.Schéma de ferrailage de la poutrelle type2.

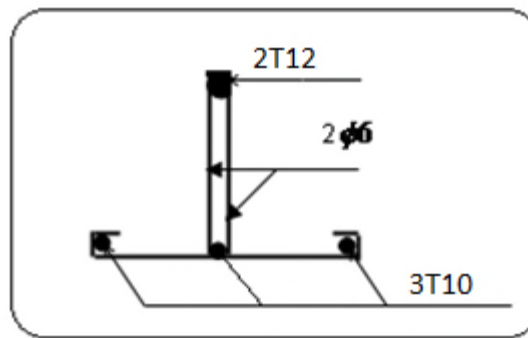


Figure.III.1.8.Schéma de ferrailage de la poutrelle type3.

III-1-2- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est de hauteur 4 cm, elle est armée d'un treillis soudé continu totalement ancré sur l'appui de rive.

- **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Selon le BAEL 91 (B.6.8,4.2.3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2.$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

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

D'où on opte pour un treillis soudé TS $\phi 5$ 150×150.

III-2- Les escaliers :

Dans notre projet on a un seul type d'escalier.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

a- Palier :

Tableau.III.4. Evaluation des charges et surcharges dans le palier.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	2	20	0,40
02	Mortier de pose	2	18	0,36
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Dalle en BA	12	25	3,00
05	Enduit ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale				G = 4.66
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

b- La volée :

Tableau.III.5. Evaluation des charges et surcharges dans la volée.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	2	22	0,40
02	Mortier de pose	2	18	0,36
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Paillasse	12/(cos α)	25	3,6
05	Garde corps	//	//	0,6
06	Marches	14(1/2)	22	1,32
Charge permanente totale				G = 6.82
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

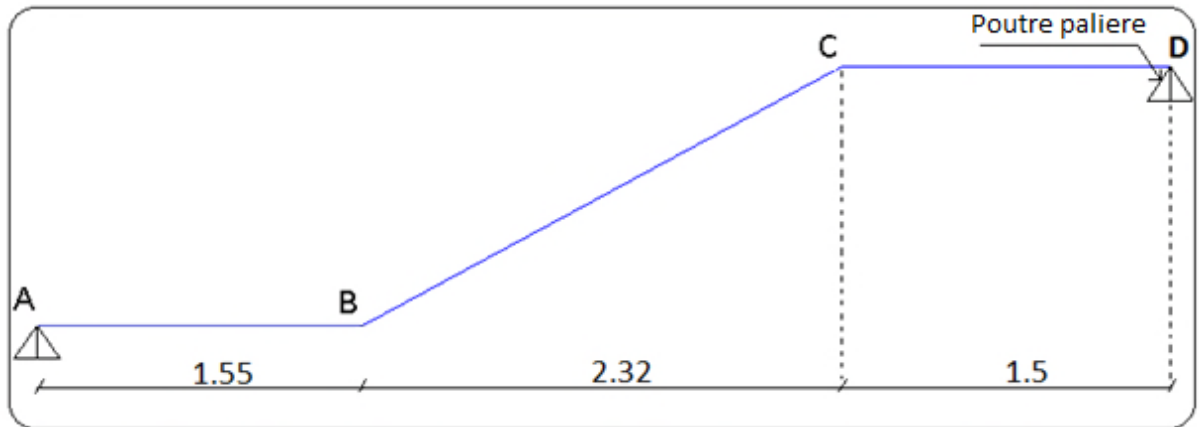


Figure.III.2.1.Schéma statique de l'escalier type 1.

• Sollicitations :

Utilisant la méthode de la RDM :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.59 + 1.5 \times 2.5 = 16.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6.21 + 1.5 \times 2.5 = 12.13 \text{ KN/ml}$$

$$R_A + R_D = 75.71 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow R_A = \frac{203.03}{5.37} = 37.8 \text{ KN}$$

$$R_D = 37.91 \text{ KN}$$

$0 \leq x \leq 1.55$:

$$M_z = R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.55 \rightarrow M_z = 44.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$1.55 \leq x \leq 3.87$:

$$M_z = R_A \cdot x - q_v \times \left(x - \frac{1.55}{2}\right) \times 1.55 - \left(\frac{(x-1.55)^2}{2}\right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 1.55 \rightarrow M_z = 44.01 \text{ KN.m} \\ x = 3.87 \rightarrow M_z = 43.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 1.55$:

$$M_z = R_D \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.55 \rightarrow M_z = 44.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dMz}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.68m \Rightarrow M_0^{\max} = 54.85 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_0 = -27.42 \text{ KN.m En appui ;} \\ M_t = 0.75M_0 = 41.14 \text{ KN.m En travée.} \end{cases}$$

• **Ferraillage (flexion simple) :**

En travée : section rectangulaire ($b \cdot h = 1 \cdot 0.12$) m^2

$$M_t = 11.85 \text{ KN.m} \Rightarrow A_s = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml et } St = 20\text{cm}$$

En appuis :

$$M_a = -27.32 \text{ KN.m} \Rightarrow A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml et } St = 15\text{cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 6\text{HA}6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml et } St = 15\text{cm}$$

• **Les espacements :**

- Armatures principales : $St \leq \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 15\text{cm}$ vérifiée.
- Armatures secondaires : $St \leq \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 15\text{cm}$ vérifiée.

• **Vérifications :**

a- à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.7 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 37.91 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{37.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- à l'ELS :

$$q_v = G_v + Q_v = 9.59 + 2.5 = 12.09 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.21 + 2.5 = 8.71 \text{ KN/ml}$$

Après calcul on trouve :

$$R_a = 27.27 \text{ KN}$$

$$R_d = 27.34 \text{ KN}$$

$$M_0^{\max} = 38.51 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = R_b = 27.34 \text{ KN}$$

$$M_t^{\text{ser}} = 0.75 M_0^{\max} = 20.50 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{ser}} = -0.5 M_0^{\max} = -13.67 \text{ KN.m}$$

1) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à faire, car la fissuration est peu préjudiciable.

2) **Etat limite de compression du béton :**

a/ **En travée :**

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.041 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15A(d - y)^2 \quad \Rightarrow I = 0.111 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{20.5 \times 10^{-3}}{0.111} \times 0.041 = 0.83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

b/ **En appui :**

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2;$$

$$0.5 \times y^2 + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.043 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow I = 1.35 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{13.67 \times 10^{-3}}{1.35 \times 10^{-4}} \times 0.043 = 4.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

3) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.037 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifier} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.037 < 0.053 \dots \dots \dots \text{Non vérifier} \\ \frac{A}{b} \cdot d \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00335 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Les conditions 1et 2 suivantes étant non vérifiées, d'où la nécessité de vérifier la flèche.

Tableau.III.6. Sollicitations dans l'escalier.

	J(KN/m ²)	g(KN/m ²)	P(KN/m ²)
Volée	6.39	11.55	15.3
Palier1	5.25	7.74	11.49
Palier2	5.25	7.74	11.49
M _{ser} (KN/m)	25.78	30.64	39.65

Tableau.III.7. Evaluation de la flèche sur l'escalier.

$\rho=0.01 ; \lambda_i= 2.08 ; \lambda_v = 0.835 ; I_0 = 0.04016 \text{ m}^4$

M _{jser} (KN/m ²)	If _{ji} × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _j (MPa)	μ _j	f _{ji} (m) 10 ⁻³
21.32	0.017	266.84	0.712	0.0011
M _{gser} (KN/m ²)	If _{gi} × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _g (MPa)	μ _g	f _{gi} (m)
36.57	0.032	457.71	0.18	0.001
M _{pser} (KN/m ²)	If _{pi} × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _p (MPa)	μ _p	f _{pi} (m)
49.84	0.015	623.79	0.86	0.0029
M _{gser} (KN/m ²)	If _{gv} × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _{gv} (MPa)	μ _g	f _{gv} (m)
36.57	0.038	457.71	0.18	0.0025

Dans notre cas on a :

$$l = 5.37 > 5 \Rightarrow f_{adm} = 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.01037\text{m} = 1.037 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.0025 - 0.001 + 0.0029 - 0.0011 = 0.0033 \text{ m} = 0.33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.33 \text{ cm} < f_{adm} = 1.033 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

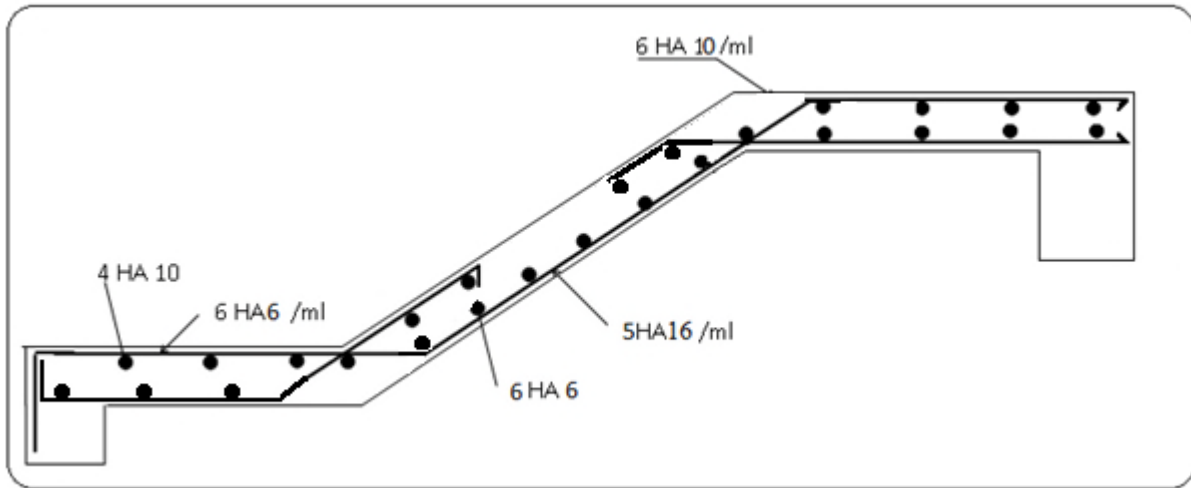


Figure.III.2.2.Schéma de ferrailage de l'escalier.

➤ **Etude de la poutre palière :**

✓ **Le pré dimensionnement :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad \frac{315}{16} \leq h \leq \frac{315}{10} \qquad 19.68 \leq h \leq 31.5$$

Donc on prend : h=35cm

et b=35 cm

✓ **Vérification des conditions du RPA :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

✓ **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise à son :

Poids propre $P = 0.4 \times 0.4 \times 25 = 4 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur extérieur $P_m = 2.88 \times 1.23 = 3.54 \text{ KN/ml}$.

La charge transmise par l'escalier :

ELU: $R_D = 37.91 \text{ KN}$

ELS : $R_D = 27.34 \text{ KN}$

ELU	ELS
$P_u = 1.35(P + P_m) + R_D = 48.08 \text{ KN/ml}$	$P_s = (P + P_m) + R_D = 34.88 \text{ KN/ml}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 19.88 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 14.42 \text{ KN.m}$
$M^a = \frac{P_u \times L^2}{12} = -39.76 \text{ KN.m}$	$M^a = \frac{P_s \times L^2}{12} = -28.84 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 75.72 \text{ KN}$	

• **Le ferrailage :**

En travée :

$$A_t = 1.52 \text{ cm}^2.$$

En appuis :

$$A_a = 3.08 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appui.

$M^{torsion} = M_a = 27.42 \text{ KN.ml}$ c'est un moment par un mètre linéaire.

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = 43.19 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur

- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \Phi/6 = b/6 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 1156 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1.36 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{torsion}^{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 7.3 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage :**

En travée :

$$A^t = 1.52 + \frac{7.3}{2} = 5.17 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A^a = 3.08 + \frac{7.3}{2} = 6.73 \text{ cm}^2$$

✓ **Exigence du RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

Dans notre cas $A^t > A_{min}$ vérifier

$$A^a > A_{min} \quad \text{vérifier}$$

On opte pour $A^t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

$$A^a = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 6.98 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{75.72 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}^{max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{43.19 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1156 \times 0.06} = 3.11 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 3.14 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$

- Ferrailage :

✓ Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t=15\text{cm}$

- Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.126 \text{ cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M^{torsion} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.78 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$ soit 4HA 8 = 2.01 cm^2

✓ Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A = 0$$

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

En appuis $M^a = 28.84 \text{ KN.m}$; $y = 24.33 \text{ cm}$; $I = 152520.61 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée $M^t = 14.42 \text{ KN.m}$; $y = 21.12 \text{ cm}$; $I = 106379.53 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Evaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.126 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.126 > 0.033 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{A}{b} \cdot d \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00058 < 0.0105 \dots\dots \text{Vérifier.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

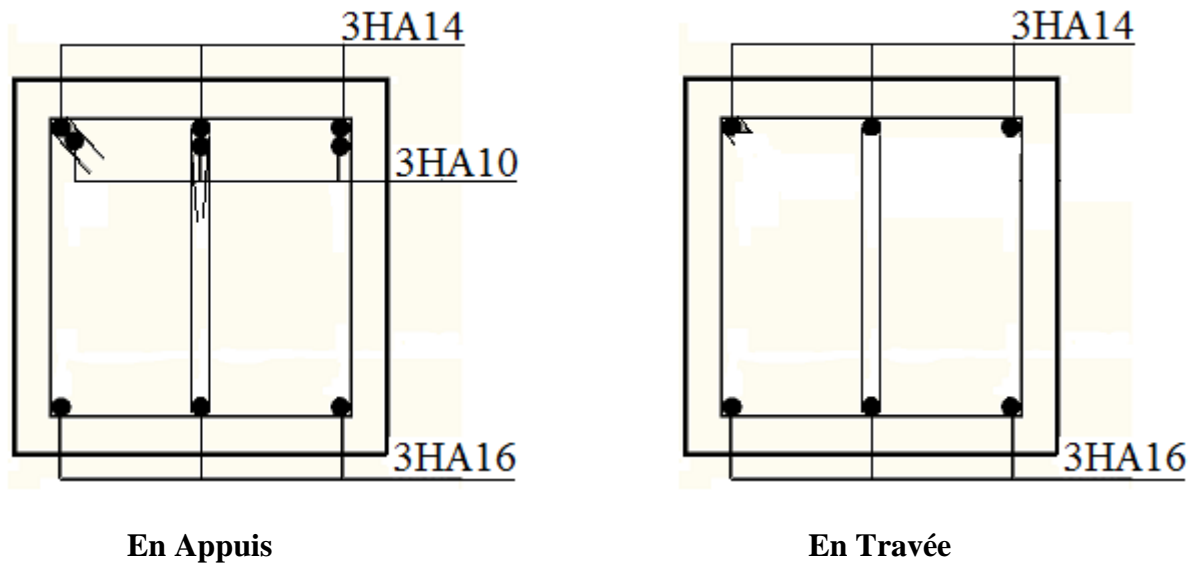


Figure.III.2.3.Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-3- Etude de l'ascenseur :

III-3-1- Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :[Annexe 3]

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

$$\text{Donc } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$$

III-3-2- Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.90m$ et $l_y = 2.30m$ donc une surface $S = 1.90 \times 2.30 = 4.37m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.30}{20} = 0.115m \text{ soit } e = 20cm.$$

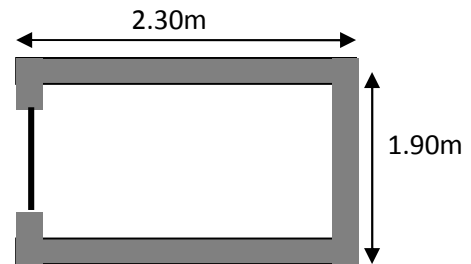


Figure. III.3.1.Cage d'ascenseur.

III-3-3- Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN / m^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6KN / m^2$ Poids du mortier de pose de 3cm.

$G_3 = 0.1KN / m^2$ Poids de l'isolant thermique.

$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66KN / m^2$ Poids de la forme de pente méta chape.

$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44KN / m^2$ Poids du revêtement dallage colle.

$G' = 6.8KN / m^2$. Somme de G_1, G_2, \dots, G_5 .

$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{1.90 \times 2.30} = 33.18KN / m^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 40KN / m^2$.

$Q = 1KN / m^2$.

III-3-4- Cas d'une charge répartie :

- *Calcul des sollicitations :*

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 55.50 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après l'abaque [Annexe 1] on a :

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.80 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.82 \text{ KNm}$$

III-3-4-1- Calcul des moments réels :

➤ *En travée :*

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.18 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.80 \text{ KNm}$$

➤ *En appui :*

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{\text{inte}} = 0.5 \times M_0^x = 5.40 \text{ KNm}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^x = 3.24 \text{ KNm}$$

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 13.50 = 13.50$$

CBA 93 (Article E.2)

$$M_g = 0.3 \times M_0$$

La condition est vérifiée.

$$M_d = 0.5 \times M_0$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

III-3-4-2- Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 17.5 \text{ cm}$ et $d_y = 16.5 \text{ cm}$

1. En travée :

- // à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 2.11 \times 10^{-2}.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0266$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.173m.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.52cm^2 / ml.$$

- // à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 1.50 \times 10^{-2}.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0189$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.163m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1cm^2 / ml.$$

2. En appui :

- Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = 1.24 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 0.0156$$

$$z = 0.174m$$

$$A_a^{int e} = 0.90cm^2 / ml$$

- Appui de rive:

$$\mu_{bu} = 7.45 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.00934$$

$$z = 0.174m$$

$$A_a^{rive} = 0.53cm^2 / ml$$

➤ Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.82$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.69cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow A_t^y = 1.6cm^2 > \frac{A_x^t}{4} = 0.672cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

On choisit suivant le:

Sens x-x', en travée et en appui: $A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2$

Sens y-y', en travée et en appui: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

b) Calcul des espacements :

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 35cm$.

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.82 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35.15 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.21 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 40 + 1 = 41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.97 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.03 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.77 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.27 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes :

Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sc} = 83.31 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa.}$$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 1.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sc} = 76.41 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa.}$$

III-3-5- Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

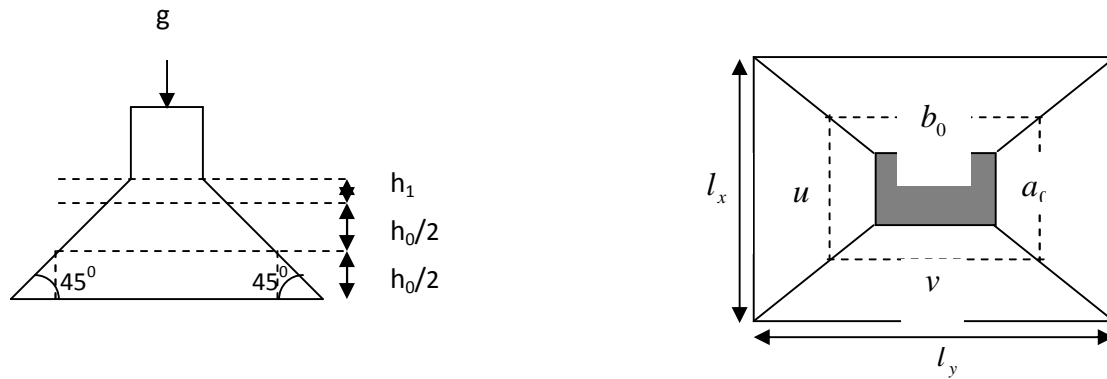


Figure.III.3.2.Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178cm. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188cm. \end{cases}$$

III-3-5-1- Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On tire M_1 et M_2 à partir de l'Annexe 4 « Tableau de PIGEAUD » :

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0.93$ et $\rho = 0.82$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0.81$ et $\rho = 0.82$

En se référant à l'annexe 4 on trouve $M_1 = 0.055$ et $M_2 = 0.041$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.36KNm \\ M_{y1} = 4KNm \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 1 = 10.68KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.07KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.31KNm$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.43KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.31KNm \end{cases}$$

III-3-5-2- Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 17.5cm$ et $d_y = 16.5cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.8. Résultats des calculs.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	6.31	2.23	1.04	0.36	5T10=3.93	5T10=3.93
Sens y-y'	4.51	1.6	0.79	0.28	4T10=3.14	4T10=3.14

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

* En travée :

$$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 2.69cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml. \text{ et } A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$$

* En appui :

$$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 2.69cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (178 + 188)$$

$$U_c = 732cm.$$

$$Q_u = 97.60KN; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

On a $v > u \Rightarrow$ au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.3KN$

au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.61KN$

Donc :

$$V_{max} = 17.61KN$$

$$\tau_u = 0.1MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

d) Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{max} < \frac{h}{10} = 20mm.$$

$$\phi_{max} = 10mm < 20mm.$$

e) Espacement des barres :

Sens x-x' : $S_t = 20cm \leq \min(2e; 22cm) = 22cm.$

Sens y-y' : $S_t = 25cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$.

III-3-5-3- Calcul à l'ELS:

* Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 72.3KN.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 4.57KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 3.76KNm. \end{cases}$$

* Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.8 + 1 = 7.8KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.51KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.96KNm$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.08KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.72KNm \end{cases}$$

III-3-5-4- Ferrailage :

Le calcul de fera pour une bande de 1m de longueur et ne prenant $d_x = 17.5cm$ et $d_y = 16.5cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Résultat des calculs.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t adopté (cm ² /ml)	Y (m)	I *10 ⁻⁴ (m ⁴)
Sens x-x'	5.17	1.82	5T10=3.93	0.040	1.280
Sens y-y'	4.01	1.41	4T10=3.14	0.034	0.939

a) Vérification des contraintes:

En travée:

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 1.61MPa < 15MPa$
 $\sigma_{sc} = 81.80MPa < 240MPa$

En appui:

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 0.56MPa < 15MPa$
 $\sigma_{sc} = 28.80MPa < 240MPa$

En travée:

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 1.46MPa < 15MPa$
 $\sigma_{sc} = 83.72MPa < 240MPa$

En appui:

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 0.51MPa < 15MPa$
 $\sigma_{sc} = 29.43MPa < 240MPa$

b) Vérification de la flèche :

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées.

III-3-6- Schéma de ferrailage :

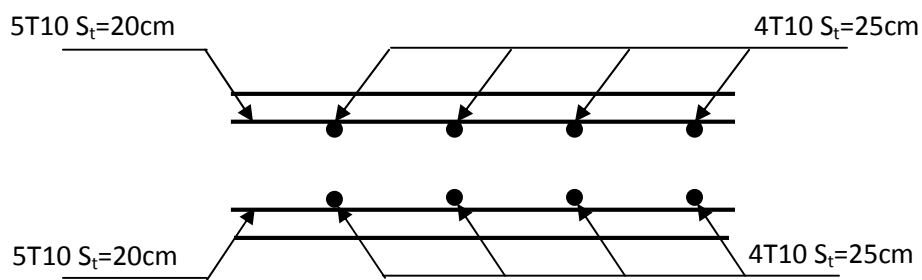


Figure.III.3.3.Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

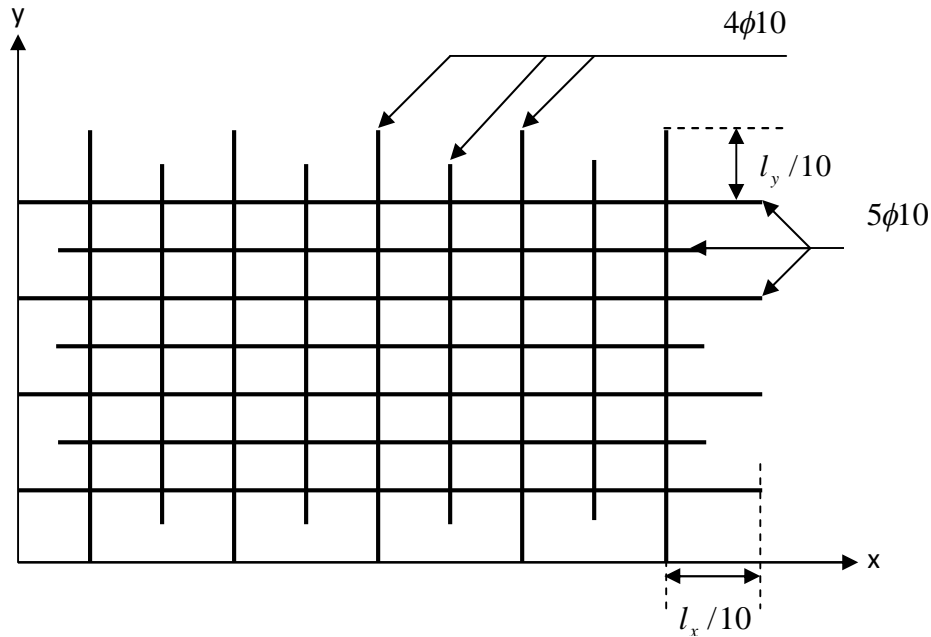


Figure.III.3.4.Schéma de ferrailage de la dalle.

III-4- La poutre de chaînage :

C'est des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

III-4-1- Dimensionnement :

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** :

$$h \geq 15 \text{ cm et } b \geq \frac{2}{3} \times h$$

$$\text{D'où } h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

III-4-2- Sollicitation :

$$p_p = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$P_{mur} = 2,95 \times 0,25 = 0,73 \text{ KN/ml}$$

$$P_{balcon} = G_{balcon} \frac{l_x}{2} = 4,47 \times 0,75 = 3,35 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35(P_{balcon} + P_{mur} + P_p) + 1,5Q = 1,35(3,35 + 0,73 + 2,25) + 1,5 \times (3,5 \times 0,75)$$

$$= 12,48 \text{ KN/ml}$$

✓ Ferrailage :

Armature longitudinale :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12,48 \times 6,9^2}{8} = 74,28 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.10. Ferrailage de la poutre de chaînage.

	M_u (KN.m)	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	55.56	0,27	5.78	3HA16=6.03
En appuis	37.14	0.28	3.75	2HA14+1HA10=3.87

Vérification à l'état limite ultime :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,28 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} = 1,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = 43,05 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = 0,512 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa F. N.}$$

$$\tau_{bu} = 0,512 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \phi_1\right) = \min(0.85; 3.1.4) \Rightarrow \phi_t \leq 0.85 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq 0.3\phi_1 \Rightarrow \phi_t \geq 0.48 \text{ cm} \quad \text{soit } A_t = 3\phi_6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 \times K \cdot f_{t28})}$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où :

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 \times K \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_t < 0 \text{ cm car } (\tau_{bu} = 0.5769 \text{ MPa})$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 19 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 10.8 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$\Rightarrow I = 0.172 \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = \frac{10.39 \times 6.9^2}{8} = 61.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{61.84 \times 10^{-3} \times 0.108}{0.172} = 0.038 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

État limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

la première condition étant non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{690}{1000} + 0.5 = 1.19 \text{ cm}$$

Le calcul nous a donné $\Delta f = 0.006 < f_{adm} = 1.19$

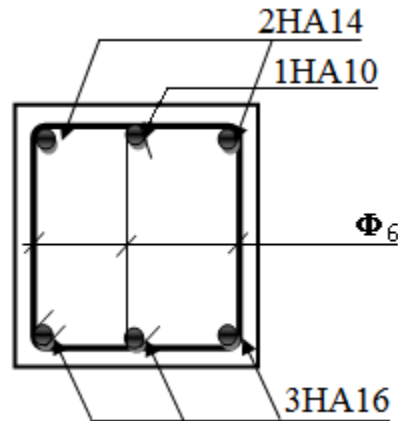


Figure III.4.1.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III-5-Les dalles pleines :

$$G = 4.47 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.32 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_g = 1 \text{ KN/m (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).}$$

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m.}$$

III-5-1- Dalle sur deux appuis :

III-5-1-1-Premier type (dans tout les étages) :

$$l_x = 1.5\text{m}, l_y = 3.1\text{m}, e = 14\text{cm}$$

$\rho = 0.48$ Donc la dalle travaille dans les deux sens

✓ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0994, \text{ et } \mu_y = 0.25 \quad \text{[Annexe 01]}$$

$$M_x^0 = 2.52 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_y^0 = 0.63 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 \cdot M_x^0 = 2.142 \text{ KN.m}$
 $M_{ty} = 0.85 \cdot M_y^0 = 0.54 \text{ KN.m}$
- Moment en appuis : $M_a = 0.3 \cdot M_x^0 = 0.75 \text{ KN.m}$

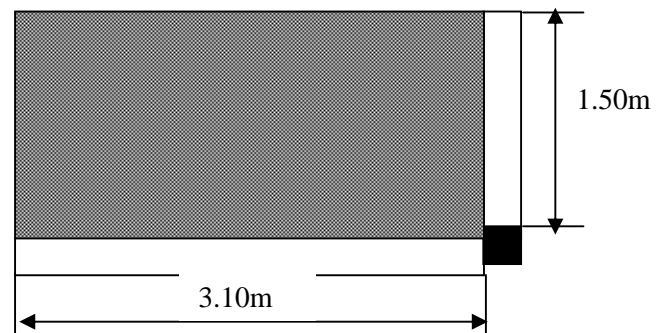


Figure.III.5.1.1. Premier type de balcon

✓ **Le ferrailage :**

Travée :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, h = 14\text{cm}, d = 12\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}.$$

Sens x-x' :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{min} (cm^2)	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)	St (cm)
2.142	0,0105	0,0132	0,1194	1.41	1.44	4HA8=2.01	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Sens y-y' :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{min} (cm^2)	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)	St (cm)
0.54	0,0026	0,0033	0,1198	1.12	1.44	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{min} (cm^2)	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)	St (cm)
0.75	0,0037	0,0046	0,1198	1.44	1.44	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ **Vérifications :**

❖ **à ELU :**

a- Condition du non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.41 \text{ cm}^2 \leq 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2 \leq 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 \leq 1.44 \text{ cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.02 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0802$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **à l'ELS :**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$M_x = \mu_x \times (P_s \times l_x^2) \text{ et } M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.1026 \text{ et } \mu_y = 0.3491 \quad [\text{Annexe 01}]$$

$$M_x = 1.84 \text{ KN.m et } M_y = 0.64 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 \cdot M_x^0 = 1.56 \text{ KN.m}$
 $M_{ty} = 0.85 \cdot M_y^0 = 0.54 \text{ KN.m}$
- Moment en appuis : $M_a = 0.3 \cdot M_x^0 = 0.75 \text{ KN.m}$

a- La contrainte dans le béton et La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \sigma_{bc} \frac{d - y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	1.56	2.01	2.40	3239.42	1.16	69.6	Vérifiée
	y-y'	0.54	2.01	2.40	3239.42	0.71	47.97	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	0.74	2.01	2.40	3239.42	0.73	43.8	Vérifiée

b- La flèche :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées dans les 2 sens, d'où la nécessité de la vérification de la flèche. Le calcul se fait de la même manière que dans le calcul des poutrelles on trouve :

Selon xx' :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ cm}$$

Selon yy' :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :

Sens	$\Delta f(\text{cm})$	$f_{adm}(\text{cm})$	Obs
x-x'	0.0038	0.3	vérifiée
y-y'	0.2145	0.62	vérifiée

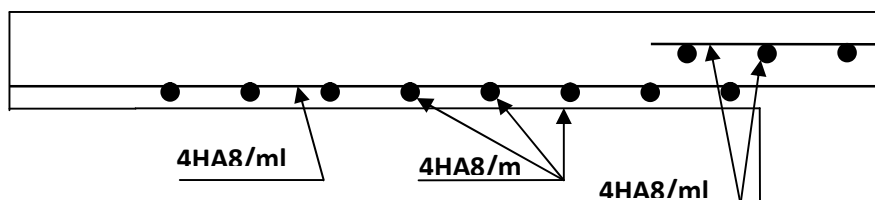


Figure.III.5.1.2.Schéma de ferrailage du premier type de balcon.

III-5-1-2-Deuxième type (du RDC au 3^{ème} étage) :

$$l_x=1.7\text{m}, l_y=6\text{m}, e=14\text{cm}$$

$\rho = 0.28$, Donc la dalle travaille dans un seul sens

✓ **Les sollicitations :**

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

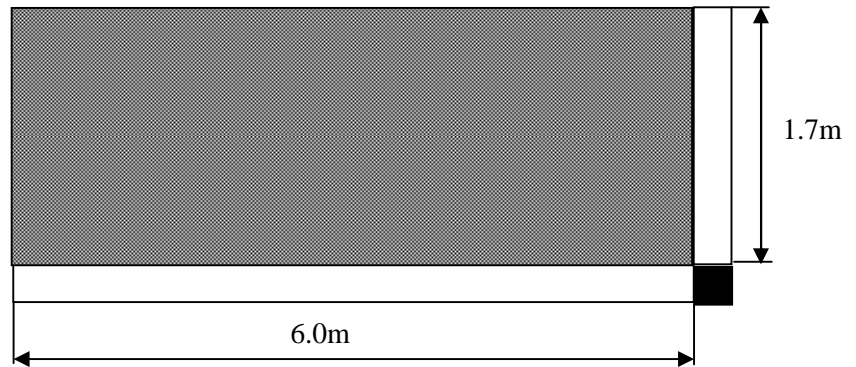


Figure.III.5.1.3.Deuxième type de balcon.

$$M_U = \frac{11,32 \times 1,7^2}{2} + 1,35 \times 1,7 = 18.59 KN.m.$$

$$V_u = 11.32 \times 1.7 + 1.35 = 20.53 KN.m.$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85. M_x^0 = 15.80 KN.m$
- Moment en appuis : $M_a = 0.3 * M_x^0 = 5.57 KN.m$

✓ Ferrailage :

Travée :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
15.80	0,0775	0,1009	0,1152	1.52	3.94	8HA10=6.28	12

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
5.57	0,0273	0,0346	0,1183	1.44	1.44	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ Vérifications :

❖ à l'ELU :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.52 cm^2 < 3.94 cm^2$$

$$A_{\min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{cm}^2 \leq 1.44 \text{cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.17 \text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{MPa}. \text{ condition vérifiée.}$$

❖ **à l'ELS :**

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de la compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = 13.81 \text{KN.m}$$

- Moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_x^0 = 11.73 \text{KN.m}$
- Moment en appuis : $M_a = 0.3 \cdot M_x^0 = 4.14 \text{KN.m}$

a- La contrainte dans le béton et La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{MPa}$$

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	15.80	6.28	3.91	8157.7	7.57	174.49	Vérifiée
Appuis	5.57	2.01	2.40	3239.42	3.43	201.32	Vérifiée

b- La flèche :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées dans les 2 sens, d'où la nécessité de la vérification de la flèche. Le calcul se fait de la même manière que dans le calcul des poutrelles on trouve :

- Selon xx' :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{150}{500} = 0.3cm$$

Vérification de la flèche :

Sens	$\Delta f(m)$	$f_{adm}(m)$	Obs
x-x'	0.0038	0.3	Vérifiée

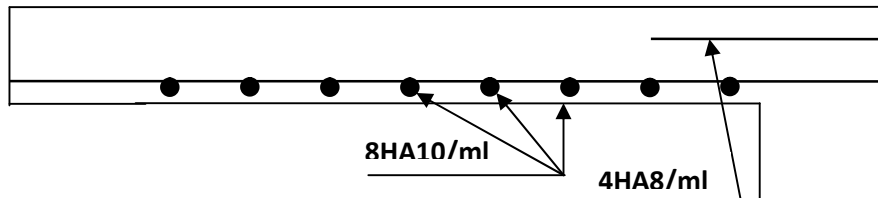


Figure.III.5.1.4.Schéma de ferrailage du deuxième type de balcon.

III-5-1-3-Troisième type (étage 4 au dernier) :

$$l_x=1.7m, l_y=1.8m, e=14cm$$

$\rho = 0.97$, Donc la dalle travaille dans les deux sens

✓ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (l_x \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0401$$

$$\mu_y = 0.9092 \quad \text{Annexe1}$$

$$M_x = 1.31KN.m$$

$$M_y = 1.19KN.m$$

✓ Le ferrailage :

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 1.11KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_0^y = 1.01KN.m$$

$$M^a = -0.3M_0^x = -0.39KN.m$$

✓ Le ferrailage :

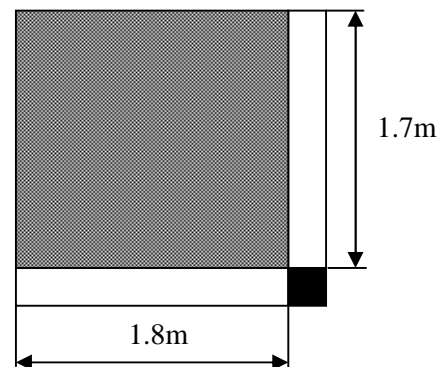


Figure.III.5.1.5.Troisième type de balcon.

Travée :

Sens x-x' :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
1.11	0,0054	0,0068	0,1197	1.14	1.44	5HA10=3.93	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Sens y-y' :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
1.01	0,0050	0,0062	0,1197	1.12	1.44	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
0.39	0,0019	0,0024	0,1199	1.44	1.44	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ Vérifications

❖ a ELU :

a- Condition du non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.14 \text{ cm}^2 < 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2 < 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 \leq 1.44 \text{ cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5.34 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0534$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ à l'ELS :

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$M_x = \mu_x \times (P_s \times l_x^2) \text{ et } M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0465 \text{ et } \mu_y = 0.9543 \quad [\text{Annexe 01}]$$

$$M_x = 1.06 \text{ KN.m et } M_y = 1.01 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 \cdot M_x^0 = 0.90 \text{ KN.m}$
 $M_{ty} = 0.85 \cdot M_y^0 = 0.86 \text{ KN.m}$
- Moment en appuis : $M_a = 0.3 \cdot M_x^0 = 0.30 \text{ KN.m}$

a- La contrainte dans le béton et la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,63 \text{ MPa}$$

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}		Obs
Travée	x-x'	0.90	2.01	2.40	3239.42	0.67	40.20	Vérifiée
	y-y'	0.86	2.01	2.40	3239.42	0.63	38.23	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	0.30	2.01	2.40	3239.42	0.22	13.2	Vérifiée

b- La flèche :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées dans les 2 sens, d'où la nécessité de la vérification de la flèche. Le calcul se fait de la même manière que dans le calcul des poutrelles on trouve :

- Selon xx' :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ cm}$$

- Selon yy' :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{180}{500} = 0.36 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :

Sens	$\Delta f(\text{m})$	$f_{adm}(\text{m})$	Obs
x-x'	0.0038	0.3	vérifiée
y-y'	0.0046	0.36	vérifiée

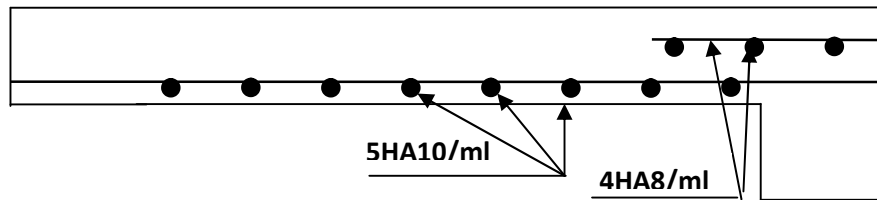


Figure.III.5.1.6. Schéma de ferrailage de troisième type de balcon.

III-5-2- Les dalles sur trois appuis :

III-5-2-1- Premier type (dans tous les étages) :

$$l_x = 1.5 \text{ m}, l_y = 3 \text{ m}, e = 14 \text{ cm}$$

$\rho = 0.5$ Donc la dalle travaille sur deux sens

$$l_x = 1.5 \geq \frac{l_y}{2} = 1.5$$

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_y^3}{24} = 12.69 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q_u \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u \times l_y^2}{48} = 6.345 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 10.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.3 M_0^x = -3.807 \text{ KN.m}$$

✓ **Le ferrailage :**

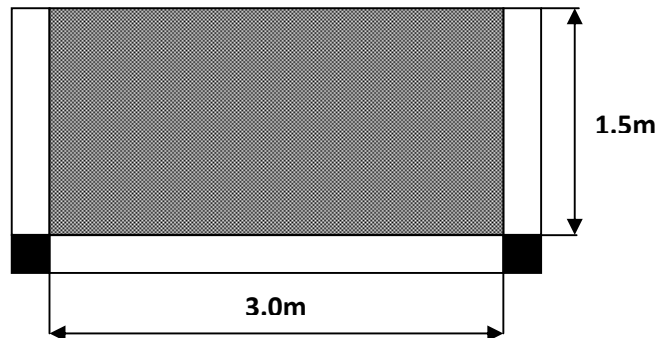


Figure.III.5.2.1. Premier type de balcon.

Travée :

Sens x-x' :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
10.79	0,0527	0,0677	0,1168	1.4	2.64	5HA10=3.93	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Sens y-y' :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
5.39	0,0314	0,0399	0,1082	0.56	1.43	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
3.807	0,0187	0,0235	0,1189	1.44	1.44	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ **Vérifications**

❖ **a ELU :**

a- Condition du non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.4 \text{ cm}^2 < 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.56 \text{ cm}^2 < 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 < 1.44 \text{ cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.96 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.023$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

❖ à l'ELS :

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_y^3}{24} = 8.97 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q_s \times l_y^2}{2} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_s \times l_y^2}{48} = 1.49 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^x = 1.27 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^y = 7.62 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.3 M_0^y = -2.69 \text{ KN.m}$$

a- La contrainte dans le béton et La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15. \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,63 \text{ MPa}$$

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	7.62	3.93	3.22	5657.2	4.34	200.30	Vérifiée
	y-y'	1.27	2.01	2.41	3239.42	0.94	56.40	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	2.69	2.01	2.41	3239.42	2	119.45	Vérifiée

b- La flèche :

D'après le BAEL91 et le CBA93, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Vérification de la flèche :

Sens	$\Delta f(\text{m})$	$f_{adm}(\text{m})$	Obs
x-x'	0.0038	0.3	Vérifiée
y-y'	0.0019	0.6	Vérifiée

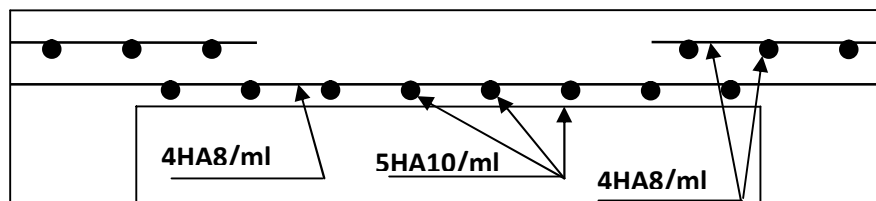


Figure.III.5.2.2.Schéma de ferrailage du premier type de balcon.

III-5-2-2- Deuxième type (dans tous les étages) :

$l_x=1.5\text{m}, l_y=3.7\text{m}, e=14\text{cm}$

$\rho = 0.41$ Donc la dalle travaille dans les deux sens

$l_x=1.5 < \frac{l_y}{2} = 1.85$

$M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 6.345 \text{KN.m}$

$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_u \times l_y^3}{3} = 21.57 \text{KN.m}$

$M_x^t = 0.85M_0^x = 18.33 \text{KN.m}$

$M_y^t = 0.75M_0^y = 4.76 \text{KN.m}$

$M^a = -0.3M_0^x = -6.47 \text{KN.m}$

✓ **Le ferrailage :**

Travée :

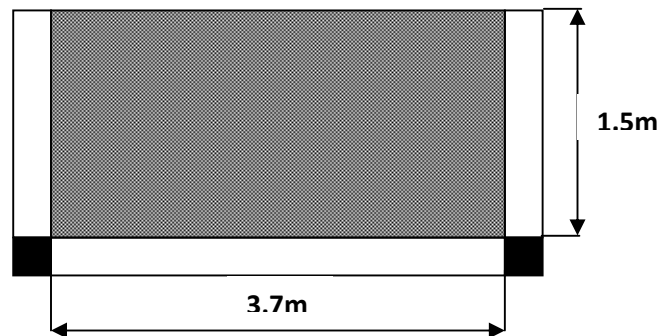


Figure.III.5.2.3.Deuxième type de balcon.

Sens x-x :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
18.33	0,0899	0,1179	0,1143	1.45	4.60	4HA14=6.16	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Sens y-y :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
4.76	0,0278	0,0352	0,1085	1.12	1.26	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
6.47	0,0317	0,0403	0,1181	1.44	1.57	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ Vérifications

❖ à ELU :

a- Condition du non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.45 \text{ cm}^2 < 4.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.12 < 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 < 1.57 \text{ cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.24 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.019$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ à l'ELS :

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$M_0^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_s \times l_x^3}{3} = 15.24 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 12.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_0^y = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.3 M_0^x = -4.57 \text{ KN.m}$$

a- La contrainte dans le béton et La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15. \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,63 \text{ MPa}$$

	sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	12.95	6.16	3.87	8039.4	6.23	196.32	Vérifiée
	y-y'	3.36	2.01	2.41	3239.42	2.68	159.86	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	4.57	2.01	2.41	3239.42	3.40	200.93	Vérifiée

b- La flèche :

D'après le BAEL91 et le CBA93, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Vérification de la flèche :

Sens	$\Delta f(m)$	$f_{adm}(m)$	Obs
x-x'	0.00038	0.3	vérifiée
y-y'	0.2253	0.74	vérifiée

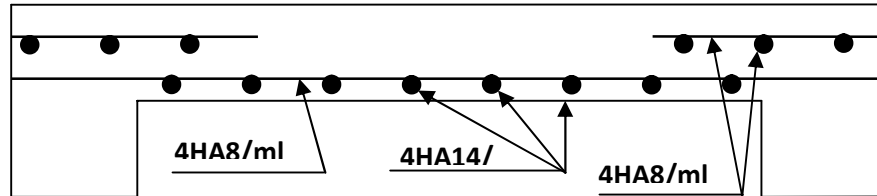


Figure.III.5.2.4.Schéma de ferrailage du deuxième type de balcon.

III-2-2-3- Troisième type (dans tous les étages) :

$l_x=1.5m, l_y=3.15m, e=14cm$

$\rho = 0.48$, Donc la dalle travaille dans les deux sens

$l_x=1.5 < \frac{l_y}{2} = 1.575$

$M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 6.345KN.m$

$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_u \times l_x^3}{3} = 14.59KN.m$

$M_x^t = 0.85M_0^x = 12.40KN.m$

$M_y^t = 0.75M_0^y = 4.76KN.m$

$M^a = -0.3M_0^x = -4.68KN.m$

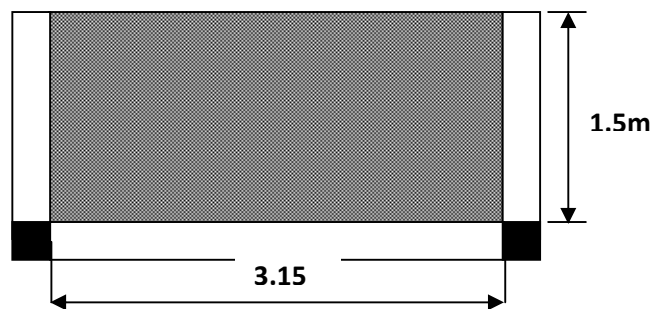


Figure.III.5.2.5.Troisième type du balcon.

✓ Le ferrailage :

Travée :

Sens x-x :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
12.40	0,0608	0,0784	0,1162	1.14	3.06	4HA10=3.14	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Sens y-y :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
4.76	0,0278	0,0352	0,1085	1.12	1.26	5HA8=3.93	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
4.68	0,0229	0,0290	0,1186	1.44	1.13	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ **Vérifications**

❖ **à ELU :**

a- Condition du non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.14 \text{ cm}^2 < 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2 < 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 < 1.13 \text{ cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.04 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.022 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **à l'ELS :**

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

$$M_0^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 4.48 \text{KN.m}$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_s \times l_x^3}{3} = 10.31 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 8.76 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_0^y = 6.36 \text{KN.m}$$

$$M^a = -0.3M_0^x = -3.09 \text{KN.m}$$

b- La contrainte dans le béton et La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15. \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,63 \text{MPa}$$

	sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	8.76	4.71	3.47	6533.3	4.65	171.56	Vérifiée
	y-y'	6.36	3.93	3.22	5657.2	4.9	200.67	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	3.09	2.01	2.41	3239.42	2.29	137.21	Vérifiée

c- La flèche :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Vérification de la flèche :

sens	Δf (m)	f_{adm} (m)	Obs
x-x'	0.0038	0.3	Vérifiée
y-y'	0.6122	0.63	Vérifiée

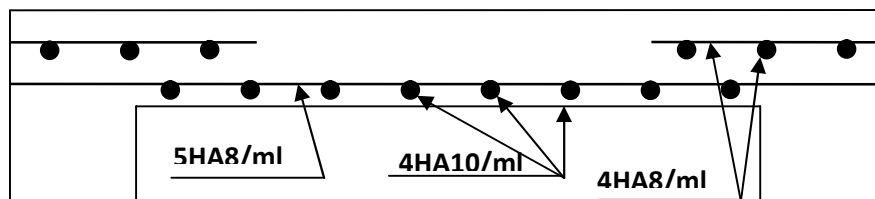


Figure.III.5.2.6.Schéma de ferrailage du troisième type de balcon.

III-2-2-4-Quatrième type (dans tous les étages) :

$$l_x=1.7m, l_y=3.90m, e=15cm$$

$\rho = 0.44$, donc la dalle travaille dans sens

$$l_x=1.5 < \frac{l_y}{2} = 1.95$$

$$M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 9.24KN.m$$

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_u \times l_x^3}{3} = 26.62KN.m$$

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 22.63KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_0^y = 7.85KN.m$$

$$M^a = -0.3M_0^x = -7.99KN.m$$

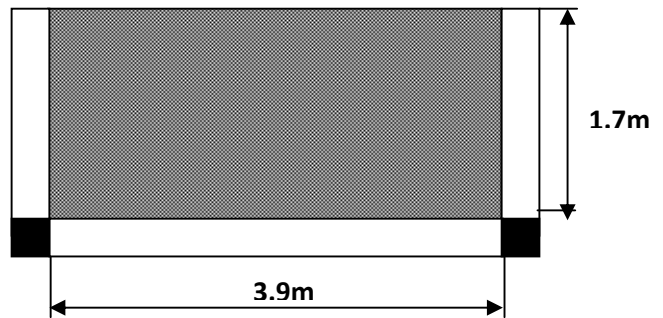


Figure.III.5.2.7.Quatrième type de balcon.

❖ Le ferrailage :

Travée :

Sens x-x :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
22.63	0.1109	0,1473	0,1129	1.43	5.76	6HA12=6.79	34

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Sens y-y :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
7.85	0,0282	0,0358	0,1060	1.12	2.13	5HA8=2.51	39

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
7.99	0,0564	0,0712	0,0971	1.44	2.13	5HA8=2.51	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ Vérifications

❖ à ELU :

a- Condition du non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.43 \text{ cm}^2 < 5.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2 < 2.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 < 2.13 \text{ cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.25 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.019$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ à l'ELS :

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$M_0^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_s \times l_x^3}{3} = 18.81 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.3 M_0^x = -5.64 \text{ KN.m}$$

b- La contrainte dans le béton et l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{st} = 15. \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,63 MPa$$

	sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	15.99	6.79	4.28	9693.7	7.06	186.27	Vérifiée
	y-y'	5.55	2.51	2.65	3911.8	3.76	177.70	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	5.64	2.51	2.65	3911.8	4.82	199.21	Vérifiée

c- La flèche :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Vérification de la flèche :

Sens	Δf (m)	f_{adm} (m)	Obs
x-x'	0.0038	0.34	vérifiée
y-y'	0.6122	0.63	vérifiée

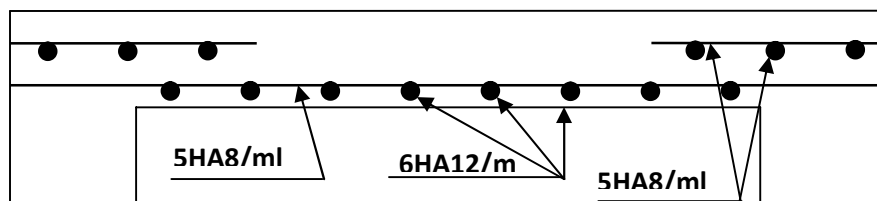


Figure.III.5.2.8.Schéma de ferrailage du quatrième type de balcon.

III-2-2-5-Cinquième type (du 4^{ème} étages au dernier) :

$l_x=1.7m, l_y=6.6m, e=18cm$

$\rho = 0.26$, Donc la dalle travaille dans un seul sens

$l_x=1.7 < \frac{l_y}{2}=3.3$

$M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 9.24KN.m$

$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_u \times l_x^3}{3} = 70.63KN.m$

$M_x^t = 0.85M_0^x = 60.03KN.m$

$M^a = -0.3M_0^x = -21.19KN.m$

✓ Le ferrailage :

Travée :

Sens x-x :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm^2)	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)	St (cm)
60.03	0,1655	0,2276	0,1454	1.53	11.86	7HA16=14.07	14

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm^2)	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)	St (cm)
21.19	0,0584	0,0753	0,1552	1.44	3.92	5HA12=5.65	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ Vérifications

❖ à ELU :

a- Condition du non fragilité :

$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 1.53 cm^2 < 11.86cm^2$

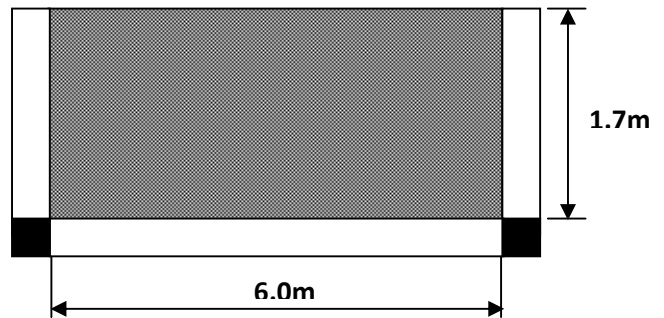


Figure.III.5.2.9.Cinquième type de balcon.

$$A_{\min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{cm}^2 < 3.92 \text{cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

Dans le cas comme celui-là ($\rho \leq 0.4$) la dalle dans ce cas travaillent comme une poutre l'effort tranchant est déterminé comme pour les poutres.

❖ **à l'ELS :**

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$M_0^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 6.53 \text{KN.m}$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_s \times l_x^3}{3} = 49.90 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 42.41 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 5.55 \text{KN.m}$$

$$M^a = -0.3 M_0^x = -14.97 \text{KN.m}$$

a- La contrainte dans le béton et La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15. \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,63 \text{MPa.}$$

	sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	42.41	14.07	6.37	28188	9.58	197.33	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	14.97	5.65	4.43	14243	4.66	182.41	Vérifiée

b- La flèche :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Vérification de la flèche :

sens	$\Delta f(m)$	$f_{adm}(m)$	Obs
x-x'	0.0022	0.34	Vérifiée
y-y'	0.6122	0.63	Vérifiée

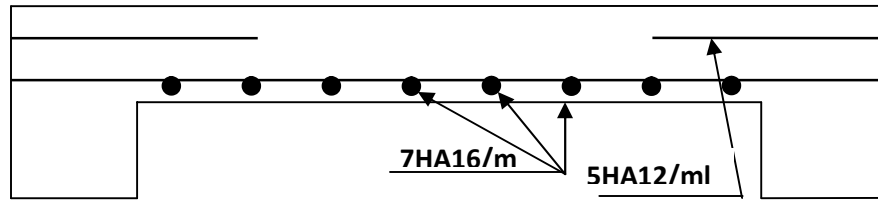


Figure.III.5.2.10.Schéma de ferrailage du cinquième type de balcon.

III-2-2-6-Sixième type (étage10 et sous comble) :

$$l_x=1.7m, l_y=3.7m, e=14cm$$

$\rho = 0.46$, dans la dalle travaille dans les deux sens

$$l_x=1.5 < \frac{l_y}{2} = 1.85$$

$$M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 9.24KN.m$$

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} + \frac{2q_u \times l_x^3}{3} = 23.36KN.m$$

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 19.86KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_0^y = 7.85KN.m$$

$$M^a = -0.3M_0^x = -7.01KN.m$$

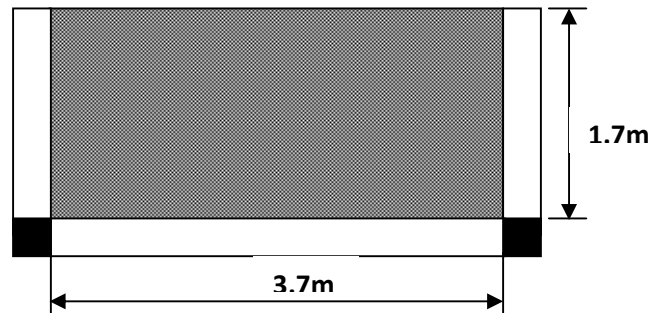


Figure.III.5.2.11.Sixième type de balcon.

✓ Le ferrailage :

Travée :

Sens x-x :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
19.86	0,0974	0,1283	0,1138	1.42	5.01	7HA10=5.50	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Sens y-y :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
7.85	0,0385	0,0491	0,1176	1.12	1.91	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

Appuis :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min} (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
7.01	0,0344	0,0447	0,1179	1.44	1.70	4HA8=2.01	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

✓ **Vérifications**

❖ **à ELU :**

a- Condition du non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 1.42 \text{ cm}^2 < 5.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2 < 1.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 < 1.7 \text{ cm}^2$$

b- L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.18 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.18 \times 10^{-3}}{3.7 \times 0.113} = 0.046$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **à l'ELS :**

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

$$M_0^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_s \times l_x^3}{3} = 16.51 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 14.03 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_0^y = 5.55 \text{KN.m}$$

$$M^a = -0.3M_0^x = -4.95 \text{KN.m}$$

c- La contrainte dans le béton et La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15. \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110. \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,63 \text{MPa}$$

	sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	14.03	5.5	3.70	37719	1.38	187.94	Vérifiée
	y-y'	5.55	2.51	2.65	3911.8	3.75	198.47	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	4.95	2.51	2.65	3911.8	3.35	177.47	Vérifiée

d- La flèche :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2.4}{f_e} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{n'est pas vérifiée dans les deux sens}$$

Vérification de la flèche :

sens	Δf	f_{adm}	Obs
x-x'	0.0047	0.34	vérifiée
y-y'	0.7359	0.74	vérifiée

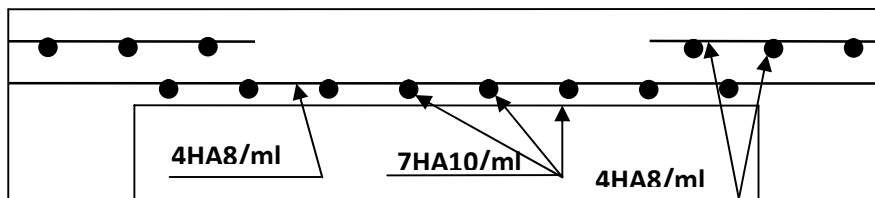


Figure.III.5.2.12.Schéma de ferrailage du sixième type de balcon.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV-1- Introduction :

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel SAP 2000 (Structutral Analysis Program), qui est un logiciel de calcul des structures par éléments finis. Les différentes étapes de calcul sont données dans un organigramme en [Annexe 6]

IV-2- Calcul sismique :

Le calcul des forces sismiques selon le RPA 99 peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3- Méthode statique équivalente :

IV -3-1- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système se force statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV -3-2- Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (Article 4.1.2).

IV-3-3- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique à la base de la structure V doit être calculée dans les deux directions horizontales, orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Article 4.2.3)}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA 99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa ⇒ A = 0.15

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**
 Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau. IV.1. Valeurs des pénalités Pq .

" Critère q "	Pq	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	0	/
4- Régularité en élévation	0	/
5- Contrôle de qualité des matériaux	N	0,05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	0	/

Donc $Q = 1.15$

- **W** : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Concernant notre projet, on a des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

✓ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité, donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura : [Annexe03]

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

T : période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA 99 (formule 4.6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 42.58m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour notre cas on a contreventement mixte $\Rightarrow C_T = 0.05 \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Tableau 4.6)}$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 (formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = 10\%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.76 > 0.7$$

✓ Dans le sens xx' :

$$L_x = 18.57m \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} 0.05 \times 42.58^{3/4} = 0.83s \\ \frac{0.09 \times 42.58}{\sqrt{18.57}} = 0.88s \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.83s$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.83} \right)^{2/3} = 1.44$$

✓ Dans le sens yy' :

$$L_y = 11.17m \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} 0.05 \times 42.58^{3/4} = 0.83s \\ \frac{0.09 \times 42.58}{\sqrt{11.17}} = 1.14s \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.83s$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.83} \right)^{2/3} = 1.44$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % (RPA99 Article 4.2.4.4) est :

$$T_s = 1.3 \times 0.83 = 1.079$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.15}{5} \times 32116.37 = 1595.54 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.15}{5} \times 32116.37 = 1595.54 \text{ KN}$$

IV-4- Méthode d’analyse dynamique :

a. Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maitres.
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

c. Calcul du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est un ensemble se courbe permettant d’évaluer la réponse d’un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA 99 (formule 4.13)}$$

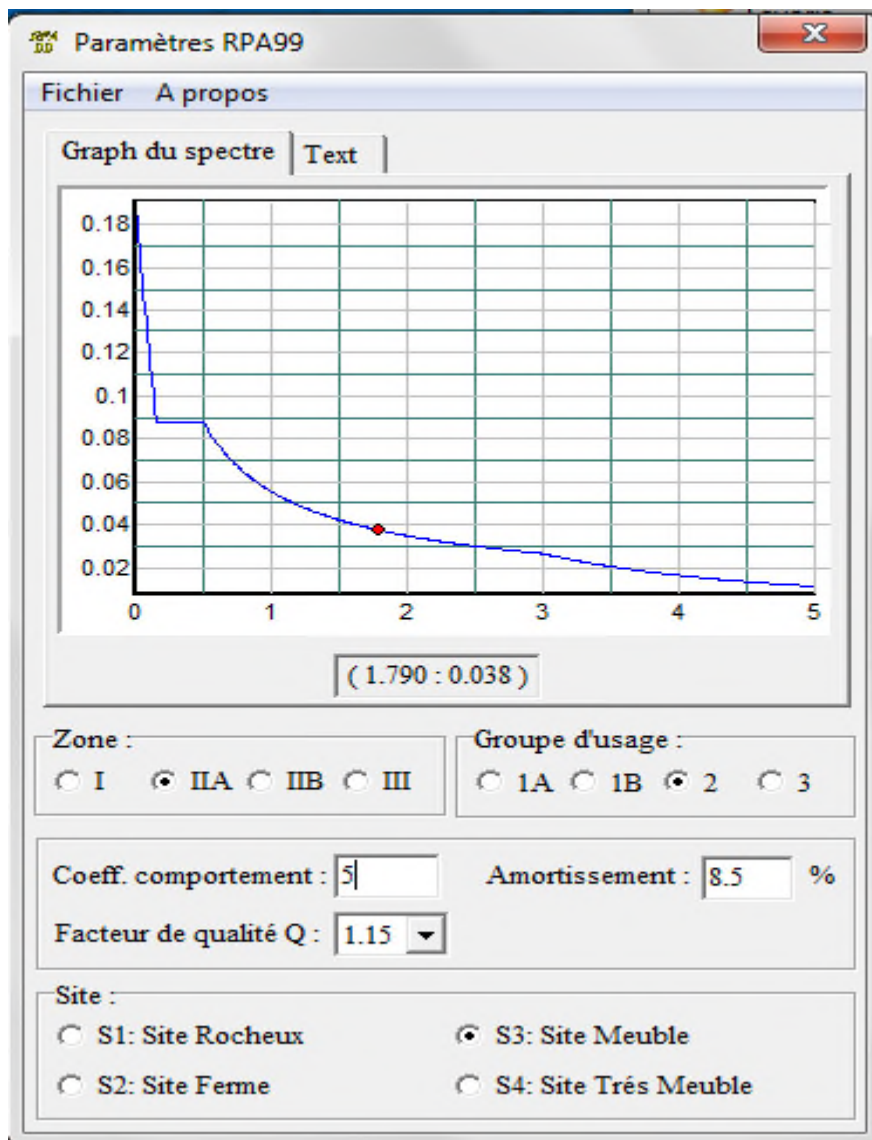


Figure.IV.1. Représentation graphique du spectre de réponse.

IV-5- Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV-5-1- La disposition des voiles :

✓ 1^{ère} disposition :

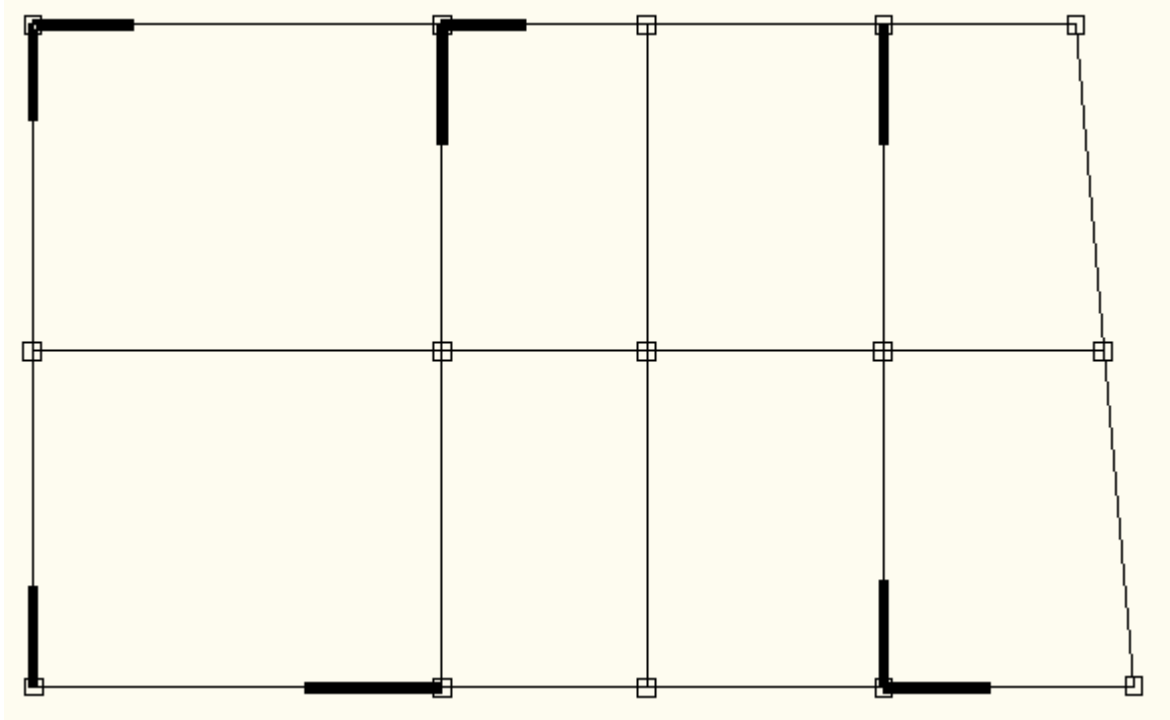


Figure.IV.2. la disposition des voiles.

✓ Comportement de la structure :

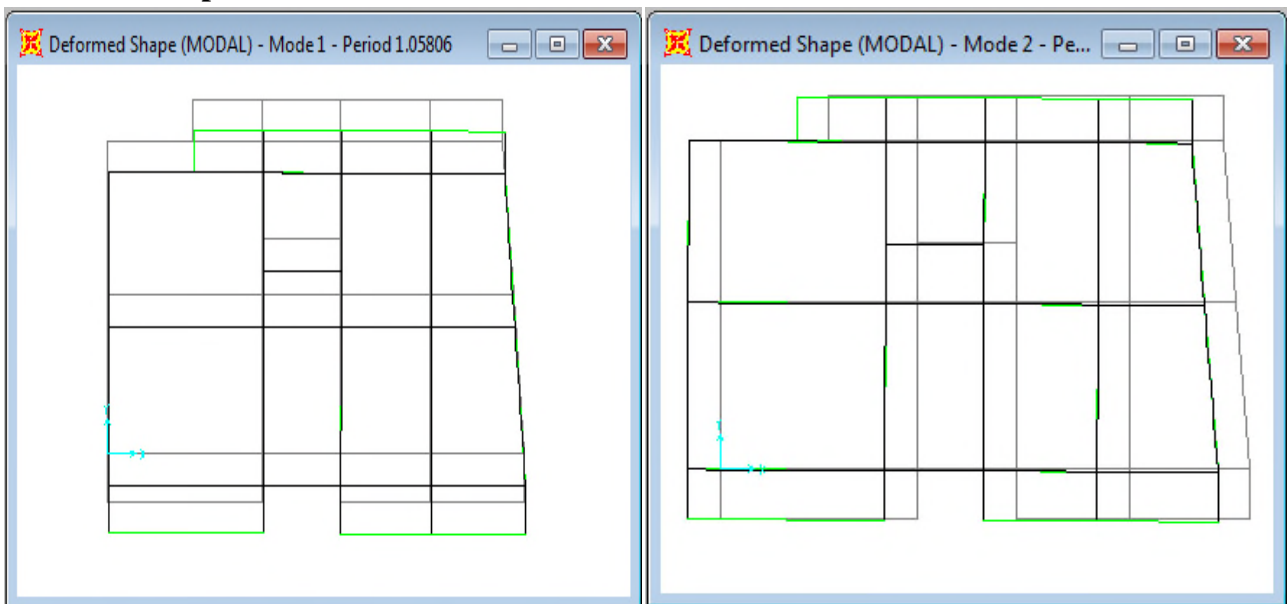


Figure.IV.3. Comportement dynamique de la structure.

a- Période de vibration et taux de participation des masses modales :

Tableau.IV.3. Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période	Individual mode (percnet)			Cumulative Sum (percent)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.058061	0.00234	0.73174	0.000003183	0.00234	0.73174	0.000003183
2	1.042224	0.74208	0.00194	0.00000111	0.74442	0.73368	0.000004293
3	0.962988	0.00079	0.00029	1.397E-07	0.74521	0.73397	0.000004433
4	0.33847	0.04783	0.07807	0.00004747	0.79304	0.81204	0.0000519
5	0.333491	0.08513	0.04833	2.435E-08	0.87817	0.86037	0.00005193
6	0.29996	0.0000949	0.0096	0.000004089	0.87826	0.86997	0.00005602
7	0.175801	0.02922	0.01837	0.00006582	0.90748	0.88834	0.00012
8	0.170687	0.01995	0.02809	0.00001413	0.92743	0.91642	0.00014
9	0.153912	0.00014	0.00001805	0.000003837	0.92757	0.91644	0.00014
10	0.152612	0.00001385	0.000003349	9.255E-07	0.92759	0.91644	0.00014
11	0.149057	0.00158	0.00191	0.00038	0.92916	0.91835	0.00052
12	0.14843	0.00281	0.00099	0.00052	0.93198	0.91934	0.00104

On remarque que la participation massique de plus de 90% est atteint à partir de 8^{ème} mode.

b- Justification de l'interaction « voiles-portique » :

➤ Sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales, et les portiques doivent prendre plus de 80% des ces charges.

Tableau.IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
S sol	-22428.388	-11782.751	65.55	34.45
RDC	-20889.851	-9777.783	68.11	31.89
1 ^{er} étage	-19399.03	-8376.699	69.84	30.16
2 ^{ème} étage	-17519.424	-7504.375	70.01	29.99
3 ^{ème} étage	-15221.581	-7049.911	68.34	31.66
4 ^{ème} étage	-13182.373	-6367.734	67.42	32.58
5 ^{ème} étage	-11030.465	-5797.821	65.54	34.46
6 ^{ème} étage	-9161.963	-6827.455	57.30	42.70
7 ^{ème} étage	-7225.606	-4282.375	62.78	37.22
8 ^{ème} étage	-5532.539	-3368.37	62.15	37.85
9 ^{ème} étage	-2294.927	-1374.597	62.54	37.46
10 ^{ème} étage	-2285.731	-1434.607	61.43	38.57

➤ Sous charge horizontales :

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au mois 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau.IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	x-x'				y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
S sol	-378.09	-891.047	29.79	70.21	-349.313	-884.732	28.30	71.7
RDC	-773.582	-543.838	58.71	41.29	-548.695	-635.226	46.34	53.66
1 ^{er} étage	-584.697	-464.655	55.71	44.29	-587.549	-549.673	51.66	48.34
2 ^{ème} étage	-501.022	-339.92	59.57	40.43	-638.32	-440.437	59.17	40.83
3 ^{ème} étage	-410.137	-353.82	53.68	46.32	-574.512	-436.957	56.79	43.21
4 ^{ème} étage	-339.795	-249.324	57.67	42.33	-596.295	-340.785	63.63	36.37
5 ^{ème} étage	-251.654	-293.146	46.19	53.81	-491.582	-364.572	62.05	37.95
6 ^{ème} étage	-196.252	-204.899	48.92	51.08	-491.958	-283.584	63.43	36.57
7 ^{ème} étage	-462.576	-245.336	44.44	55.56	-372.25	-296.429	55.66	44.34
8 ^{ème} étage	-440.868	-154.347	74.98	25.02	-359.146	-201.21	64.91	35.09
9 ^{ème} étage	-165.14	-70.824	69.98	30.02	-171.094	-117.358	59.31	40.69
10 ^{ème} étage	-276.927	-57.155	82.89	17.11	-231.796	-79.309	74.50	25.5

c- **Analyse des résultats** : cette disposition des voiles à éviter car les charges verticales reprises par les voiles dépasse les 20% exigées par le RPA. alors on doit diminuer les dimensions des voiles et augmenter la section des poteaux comme suit :

- Poteaux de l'entre sol et RDC : 70x70
- Poteaux d'étage 1 et 2 : 65x65
- Poteaux d'étage 3 et 4 : 60x60
- Poteaux d'étage 5 et 6 : 55x55
- Poteaux d'étage 7 et 8 : 50x50
- Poteaux d'étage 9 et 10 : 45x45
- Poteaux de duplex : 40x40

❖ Après l'augmentation des poteaux on a les résultats suivants :

✓ **Disposition adoptée** :

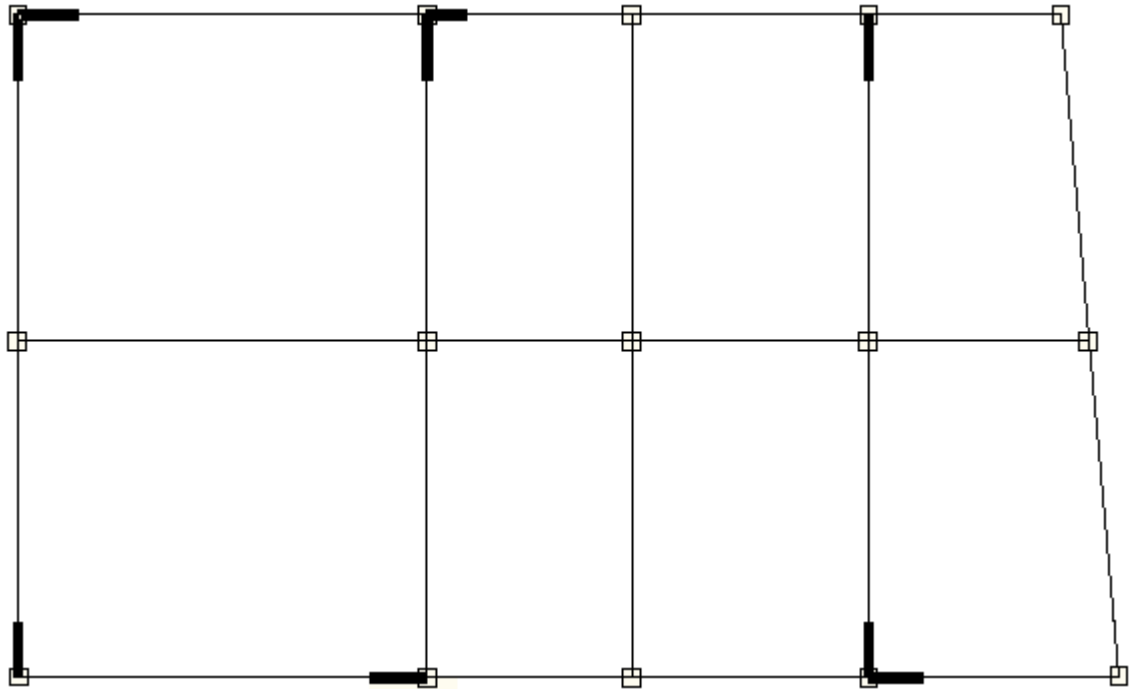


Figure.IV.4. Disposition des voiles adoptée.

✓ Comportement de la structure :

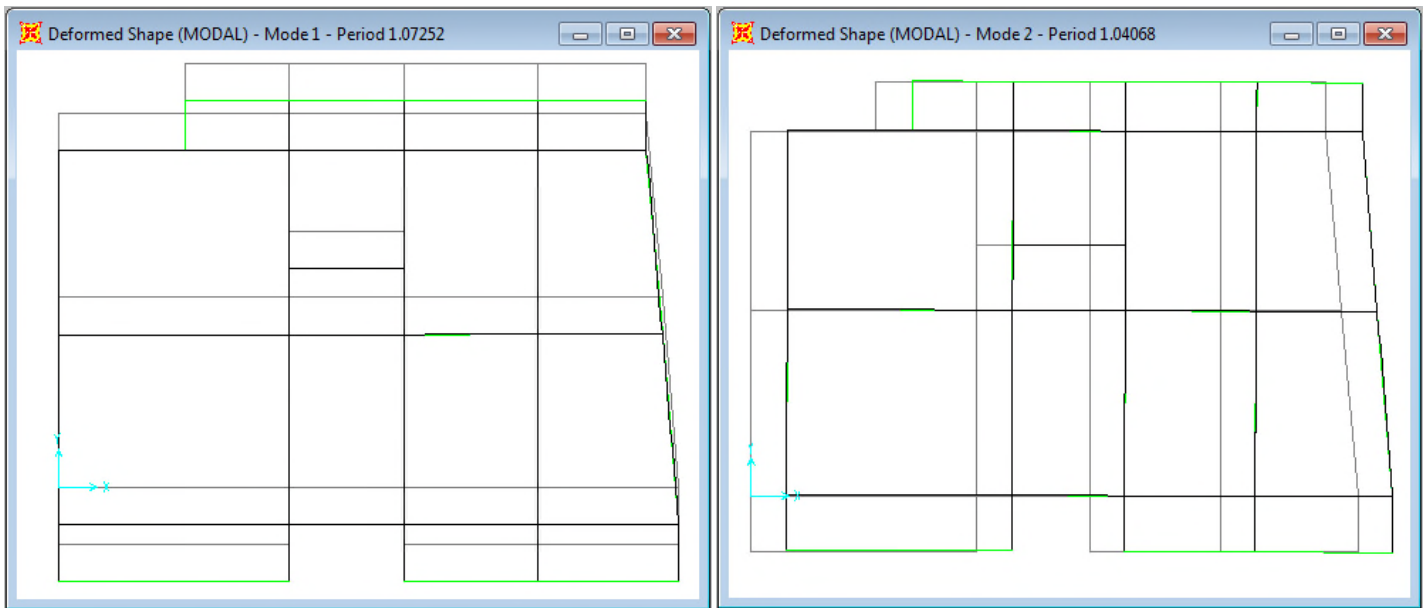


Figure.IV.5. Comportement dynamique de la structure.

a- Période de vibration et taux de participation des masses modales :

Tableau.IV.6. Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Period (s)	Individuel mode (percnent)			Cumulative Sum (percent)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.1541	0.09315	0.69057	0.000004448	0.09315	0.6905	0.000004448
2	1.1423	0.67651	0.08726	2.497E-07	0.76965	0.7778	0.000004697
3	1.0882	0.02877	0.00526	9.805E-07	0.79842	0.7830	0.000005678
4	0.3811	0.10651	0.00722	0.000001864	0.90493	0.7903	0.000007542
5	0.3784	0.00757	0.103	0.00001558	0.9125	0.8933	0.00002312
6	0.3568	0.00018	0.01008	0.000001395	0.91269	0.9033	0.00002451
7	0.2091	0.03839	0.00075	0.000002062	0.95108	0.9041	0.00002658
8	0.2051	0.00089	0.03011	0.00001907	0.95197	0.9342	0.00004564
9	0.1873	0.0000235	0.01232	0.00002012	0.95199	0.9465	0.00006576
10	0.1391	0.01418	0.00027	0.000001331	0.96617	0.9468	0.00006709
11	0.1347	0.00013	0.01385	0.00195	0.9663	0.9607	0.00202
12	0.1333	0.00036	0.0002	0.00006282	0.96665	0.9609	0.00208

On remarque que la participation massique de plus de 90% est atteint à partir du 6^{ème} mode.

b- Justification de l'interaction « voiles-portique » :

➤ Sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

Tableau.IV.7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	Portiques(%)	Voiles(%)
S sol	-27930.815	-33436.129	84.02	15.97
RDC	-6576.176	-6954.548	84.07	15.92
1 ^{er} étage	-4544.115	-5104.387	82.73	17.26
2 ^{ème} étage	-2713.407	-6455.479	82.21	17.78
3 ^{ème} étage	-25223.311	-6067.873	80.85	19.14
4 ^{ème} étage	-22490.327	-5480.187	80.26	19.73
5 ^{ème} étage	-20117.708	-4995.205	81.65	18.34
6 ^{ème} étage	-17578.052	-4313.498	81.06	18.93
7 ^{ème} étage	-15306.14	-3700.14	80.81	19.18
8 ^{ème} étage	-6576.176	-2227.491	82.04	17.95
9 ^{ème} étage	-4544.115	805.08	80.01	19.98
10 ^{ème} étage	-2713.407	-1258.886	80.72	19.27

➤ Sous charge horizontales :

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges horizontales, au mois 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau.IV.8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	x-x'				y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
E sol	-558.186	-757.673	42.41	57.58	-444.128	-685.02	41.14	58.85
RDC	-1108.337	-167.66	86.86	13.13	-618.397	-325.83	72.53	27.46
1 ^{er} étage	-821.303	-404.85	66.98	33.01	-662.913	-428.95	60.80	39.19
2 ^{ème} étage	-873.363	-287.76	75.21	24.78	-696.131	-323.40	69.17	30.82
3 ^{ème} étage	-736.136	-351.80	67.66	32.33	-633.416	-348.40	64.17	35.82
4 ^{ème} étage	-746.07	-258.35	74.27	25.72	-642.607	-273.32	69.85	30.14
5 ^{ème} étage	-602.08	-232.32	72.15	27.84	-541.246	-248.31	67.48	32.51
6 ^{ème} étage	-589.28	-167.52	77.86	22.13	-531.296	-195.99	72.28	27.72
7 ^{ème} étage	438.16	-197.41	68.93	31.06	-412.718	-188.40	67.26	32.73
8 ^{ème} étage	-403.07	-108.23	78.83	21.16	-388.661	-112.10	76.44	23.56
9 ^{ème} étage	-251.604	-138.32	64.52	35.47	-165.801	-105.36	69.37	30.62
10 ^{ème} étage	-218.70	-38.91	84.89	15.10	-256.195	-43.71	83.32	16.67

Analyse des résultats : selon le RPA, dans cette disposition la participation massique est vérifiée ainsi que l'interaction.

Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante : doit ne pas être

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \text{ Tel que :}$$

N : L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau.IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm ²)	N_d (KN)	V (KN)	Remarque
S sol et RDC	70*70	3545.431	0.289	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	65*65	2832.123	0.268	Vérifiée
3 ^{er} et 4 ^{ème}	60*60	2190.882	0.243	Vérifiée
5 ^{er} et 6 ^{ème}	55*55	1592.192	0.210	Vérifiée
7 ^{er} et 8 ^{ème}	50*50	1126.409	0.180	Vérifiée
9 ^{er} et 10 ^{ème}	45*45	702.02	0.138	Vérifiée
Duplexe	40*40	390.572	0.09	Vérifiée

c- Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le RPA (Article 4.3.6), la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente $V_{sta} \Rightarrow \frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.8$

Tableau.IV.10.Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultantes des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn}/V_{sta}	Remarques
Sens x-x'	1316.248	1595.54	0.82	Vérifiée
Sens y-y'	1290.894	1595.54	0.80	Vérifiée

d- Vérification vis-à-vis des déplacements :

D'après le RPA (Article 5.10) il faut vérifier $\Delta_k < 1\% \times h_k$, tel que :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$RPA99(Article 4.4.3).

et $\delta_k = R \times \delta_{ek}$.

avec :

Δ_k :Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportent (R=5).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau.IV.11.Vérification des déplacements.

Planches	Sens x-x'						Sens y-y'					
	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
10	2.28	10.95	11.4	0.45	306	0.001471	2.32	11	11.6	0.6	0.001961	
9	2.19	10.35	10.95	0.6	306	0.001961	2.20	10.3	11	0.7	0.002288	
8	2.07	9.6	10.35	0.75	306	0.002451	2.06	9.5	10.3	0.8	0.002614	
7	1.92	8.75	9.6	0.85	306	0.002778	1.90	8.6	9.5	0.9	0.002941	
6	1.75	7.6	8.75	1.15	306	0.003758	1.72	8.15	8.6	0.45	0.001471	
5	1.52	6.8	7.6	0.8	306	0.002614	1.63	6.55	8.15	1.6	0.005229	
4	1.36	5.75	6.8	1.05	306	0.003431	1.31	5.5	6.55	1.05	0.003431	
3	1.15	4.6	5.75	1.15	306	0.003758	1.10	4.4	5.5	1.1	0.003595	
2	0.92	3.45	4.6	1.15	306	0.003758	0.88	3.25	4.4	1.15	0.003758	
1	0.69	2.25	3.45	1.2	306	0.003922	0.65	2.15	3.25	1.1	0.003595	
RDC	0.45	1.15	2.25	1.1	306	0.003595	0.43	1.1	2.15	1.05	0.003431	
S sol	0.23	0	1.15	1.15	532	0.002162	0.22	0	1.1	1.1	0.002068	

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

e- Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ :

L'effet P-Δ ou effet du 2° ordre peut négliger dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 5.29)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » tel que $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$.

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 d'étage « k ».

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$, l'effet **P-Δ** peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k < 0.2$ la structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.12.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Planches	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
10	306	3127.34	0.45	1315.85	0.0168	0.6	1129.94	0.0237
9	306	5240.52	0.6	1275.99	0.0814	0.7	944.22	0.0549
8	306	7381.94	0.75	1226.15	0.0296	0.8	1091.86	0.0363
7	306	9730.9	0.85	1161.12	0.0366	0.9	1019.53	0.0417
6	306	12209	1.15	1087.93	0.0441	0.45	981.81	0.0467
5	306	14513.4	0.8	1004.42	0.0497	1.6	915.92	0.0531
4	306	17513.2	1.05	834.40	0.0527	1.05	789.55	0.0594
3	306	19967	1.15	756.80	0.0619	1.1	727.28	0.0660
2	306	22477.5	1.15	635.57	0.0513	1.15	601.118	0.0606
1	306	24973.9	1.2	511.30	0.0622	1.1	500.76	0.0659
RDC	306	27571.9	1.1	389.92	0.0552	1.05	271.16	0.0621
S sol	532	30594.2	1.15	257.61	0.0335	1.1	299.90	0.0363

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que l'effet **P-Δ** est vérifiée pour tous les niveaux.

Chapitre V

Etude des éléments **structuraux**

V-1- Introduction :

Une construction en béton armé résiste avant et après un séisme grâce à ses éléments principaux. Donc, ces éléments doivent être armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre les sollicitations les plus défavorables.

V-2- Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminés suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\left. \begin{array}{l}
 1) \ 1.35G+1.5Q \\
 2) \ G+Q \\
 3) \ G+Q+E \\
 4) \ G+Q-E \\
 5) \ 0.8G+E \\
 6) \ 0.8G-E
 \end{array} \right\} \quad \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V-2-1- Les recommandations du RPA 99/2003 :

a- Les armatures longitudinales:

RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau.V.1.Armatures longitudinales min et max selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
ES et RDC	70x70	39.20	196	294
1 et 2 ^{ème} étage	65x65	33.80	169	253.5
3 et 4 ^{ème} étage	60x60	28.80	144	216
5 et 6 ^{ème} étage	55x55	24.20	121	181.5
7 et 8 ^{ème} étage	50x50	20.00	100	150
9 et 10 ^{ème} étage	45x45	16.20	81	121.5
Duplex	40x40	12.80	64	96

b- Les armatures transversales :

RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$ (zone nodale).

- $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante).

Avec ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- $0.3\% t \times b_1$ si $\lambda_g \geq 5$

- $0.8\% t \times b_1$ si $\lambda_g < 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V-2-2- Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000 avec majoration de 10%, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau.V.2.Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N(KN)	M(KN.m)
ES,RDC	70x70	3545.431	28.40	73.09	3117.45	1794.38	7.60
Etage1,2	65x65	2832.123	83.35	109.30	2562.78	1433.28	10.24
Etage3,4	60x60	2190.88	85.26	109.43	2041.50	1069.91	9.37
Etage5,6	55x55	1592.19	81.30	106.61	1554.11	742.75	7.98
Etage7,8	50x50	1126.40	94.79	101.08	1100.59	455.30	6.54
Etage9,10	45x45	702.02	85.79	89.89	681.10	210.41	8.56
Duplex	40x40	390.57	13.09	150.21	125.82	124.75	4.71

V-2-3- Ferrailage des poteaux :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

• **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'Entre Sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 3545.43KN \rightarrow M_{cor} = 28.40KN.m$ (ELU)
- $M_{max} = 73.09KN.m \rightarrow N_{cor} = 3117.45KN$ (G + Q + E)
- $N_{min} = -1794.38KN \rightarrow M_{cor} = 7.60KN.m$ (0.8G + E)

a- Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.65m; \quad d_0 = 0.05m$$

$$N = 3545.43KN \text{ (de compression)}$$

$$M = 28.40KN.m \implies e_G = M/N = 0.008m$$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35m \implies$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - M_A \leq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

Si (I) elle est vérifiée on peut dire que la section est partiellement comprimée

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 29.59 + 3410.21 \times \left(0.65 - \frac{0.7}{2}\right) \implies M_A = 1052.65 \text{ KN.m}$$

$$(I) \iff 3410.22 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.05) - 1052.65 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7^2 \times 14.2$$

$$(I) \Leftrightarrow 0.99 \leq 1.35 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1052.65 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.25 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.36$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.65(1 - 0.4 \times 0.36) = 0.55 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{1052.65 \times 10^{-3}}{0.55 \times 348} = 54.99 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -43 \text{ cm}^2 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2.$$

b- Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 73.09 \text{ KN.m}, \quad N = 3117.45 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.1 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_A = 0.846 \text{ MN}$$

$$(I) \Leftrightarrow 0.422 \leq 1.35 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.2 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.28 \Rightarrow z = 0.58 \Rightarrow A_1 = 41.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -18.82 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2.$$

c- Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = -1794.38 \text{ KN}, \quad M = 7.60 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0.26 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_A = 0.177 \text{ MN}$$

$$(I) \Leftrightarrow 0.013 \leq 1.07 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.053 \Rightarrow z = 0.63 \Rightarrow A_1 = 8.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -1.045 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau.V.3.Ferraillage des poteaux.

Niveaux	sections	M(KN.m)	N(KN)	A_{su}	A_{inf}	$ARPA$	A_{adop}	barres
ES,RDC	70×70	73.09	3117.45	0	0	39.20	43.77	12T16+4T25
Etage1,2	65×65	109.30	2562.78	0	0	33.80	36.70	12T16+4T20
Etage3,4	60×60	109.43	2041.50	0	0	28.80	30.29	12T16+4T14
Etage5,6	55×55	106.61	1554.11	0	0	24.20	26.51	12T14+4T16
Etage7,8	50×50	101.08	1100.59	0	1.51	20.00	24.13	12T16
Etage9,10	45×45	89.89	681.10	0	6.97	16.20	16.84	8T14+4T12
Duplex	40×40	150.21	125.82	0	4.41	12.80	14.20	4T16+4T1 4

V-2-4- Armatures transversales :

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau.V.4.Armatures transversales des poteaux.

Section cm^2	ϕ_l^{min} cm	l_f cm	λ_g	V_d KN	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	A_t cm^2	A^{min} cm^2	A^t cm^2	n^{bre} de barres
70×70	1.6	372.4	5.32	120.12	80	10	15	1.6	3.15	3.93	5T10
65× 65	1.6	214.2	3.29	115.06	80	10	15	2.48	7.09	7.92	7T12
60× 60	1.4	214.2	3.57	108.58	64	10	15	2.54	5.91	6.09	4T12+2T10
55× 55	1.4	214.2	3.89	96.22	64	10	15	2.46	4.75	4.96	3T12+2T10
50× 50	1.6	214.2	4.28	80.68	64	10	15	2.26	3.6	4.52	4T12
45× 45	1.2	214.2	4.76	103.82	56	10	15	3.24	2.42	2.58	2T10+2T8
40× 40	1.4	252	6.3	219.38	64	10	15	5.14	1.8	2.01	4T8

V-2-5- Verifications:

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0=6.8m$ et un effort normal égal à : 6052.97 KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad \text{(Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad \text{(Rayon de giration).}$$

Donc :

- **Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**

Tableau.V.5.Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (cm)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
ES,RDC	70x70	5.32	372.4	0.202	18.43	0.805	43.77	4624	8118.74	3545.431
1 ^{er} , 2 ^{ème}	65x65	3.06	214.2	0.187	11.45	0.832	36.70	3969	7170.03	2832.123
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	60x60	3.06	214.2	0.173	12.38	0.829	30.29	3364	6037.76	2190.88
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	55x55	3.06	214.2	0.158	13.55	0.825	26.51	2809	5052.24	1592.19
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	50x50	3.06	214.2	0.144	14.87	0.820	24.13	2304	4186.89	1126.40
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	45x45	3.06	214.2	0.129	16.60	0.813	16.84	1849	3282.88	702.02
Duplexe	40x40	3.60	252	0.115	21.91	0.788	14.20	1444	2496.37	390.57

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$.

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

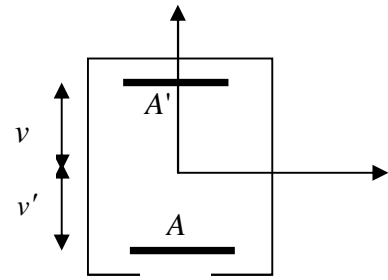


Figure.V.1.Section d'un poteau

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveaux	ES,RDC	étage1, 2	étage3, 4	étage5, 6	étage7, 8	étage9,10	Dup
Section	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40
d(cm)	68	63	58	53	48	43	38
A'(cm ²)	21.88	18.35	15.14	13.26	12.06	8.42	7.1
A(cm ²)	21.88	18.35	15.14	13.26	12.06	8.42	7.1
V (cm)	0.35	0.3	0.3	0.275	0.25	0.22	0.275
V'(cm)	0.35	0.3	0.3	0.275	0.25	0.22	0.275
I _{gg} (cm ⁴)	0.025	0.018	0.013	0.0095	0.0066	0.0042	0.0026
N _{ser} (MN)	2.49	1.98	1.53	1.11	0.77	0.49	0.28
M _{ser} (MN.m)	0.11	0.181	0.091	0.089	0.085	0.087	0.12
σ _{bc} (MPa)	6.61	7.83	6.28	6.23	6.27	6.99	10.70
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau.V.7. Vérification des contraintes tangentielles.

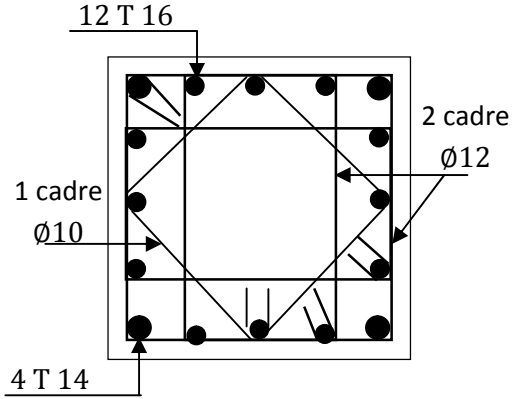
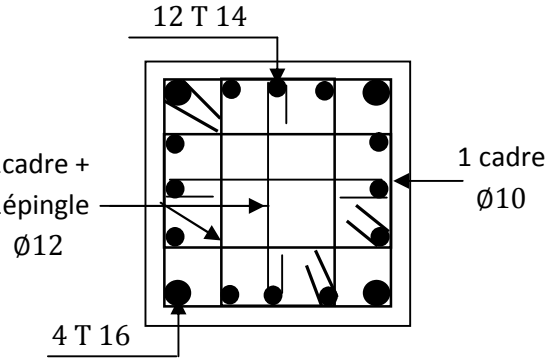
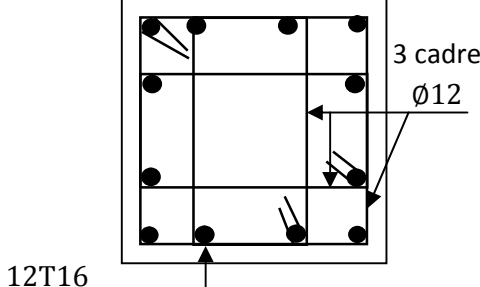
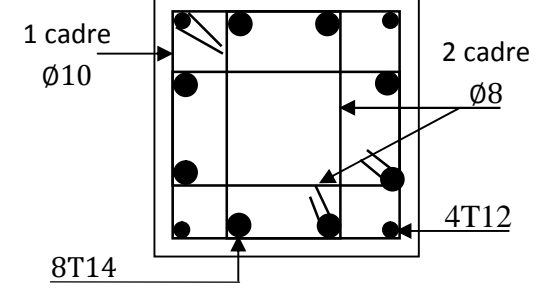
Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)
ES,RDC	70x70	372.4	5.32	0.075	68	120.12	0.252	1.875
1 ^{er} , 2 ^{ème}	65x65	214.2	3.29	0.04	63	115.06	0.280	1
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	60x60	214.2	3.57	0.04	58	108.58	0.312	1
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	55x55	214.2	3.89	0.04	53	96.22	0.330	1
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	50x50	214.2	4.28	0.04	48	80.68	0.336	1
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	45x45	214.2	4.76	0.04	43	103.82	0.536	1
Duplexe	40x40	252	6.3	0.075	38	219.38	1.443	1.875

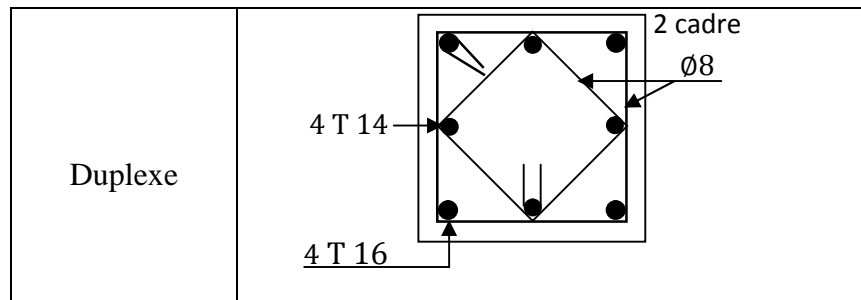
Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V-2-6- Le schéma de ferrailage des poteaux:

Tableau.V.8. Ferrailage des sections des poteaux.

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
ES,RDC	
étage 1, 2	

<p>étage 3 , 4</p>	
<p>étage 5 , 6</p>	
<p>étage 7 , 8</p>	
<p>étage 9 , 10</p>	



V-3- Etude des poutres :

V-3 -1- introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a trois types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×50),
- poutres secondaires (30×45),

V-3-2- RECOMMANDATION DU RPA99/2003 :

A) ARMATURES LONGITUDINALES : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal 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 de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

B) ARMATURES TRANSVERSALES : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \dots \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.5.2.2).}$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\phi_1^{min})$ en zone nodale.
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

ϕ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales .

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-3-3- CALCUL DU FERRAILLAGE :

A) méthode de calcul des armatures a l'ELU (flexion simple) :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2MPa \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48MPa \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

B) ferrailage des poutres :

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage.

✚ POUTRES PRINCIPALES :

Dans notre projet on a des poutres de grande portée et en raison d'économie on a différencié entre les poutres supérieur à 5m et celle inférieur à 5m.

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau (tableau.V.8.) suivant :

Tableau.V.9.Ferrailage des poutres principales.

Niveau		M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	A _a ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appuis	V (KN)
E S RDC	+ 5 m	123.41	-232.84	8.03	16.02	9.11	16.59	3T16+2T14	4T20+2T16	206.326
	- 5 m	32.68	-51.59	2.02	3.23	3.39	6.03	3T12	3T16	85.32
Etage1 Etage2	+ 5 m	121.98	-235.52	7.93	16.41	9.11	16.59	3T16+2T14	4T20+2T16	206.67
	- 5 m	33.09	-55.68	2.05	3.49	3.39	6.03	3T12	3T16	87.87
Etage3 Etage4	+ 5 m	124.40	-233.63	8.09	16.26	9.11	16.59	3T16+2T14	4T20+2T16	206.81
	- 5 m	34.90	-71.99	2.17	4.55	3.39	6.03	3T12	3T16	97.06
Etage5 Etage6	+ 5 m	126.02	-230.75	8.21	16.02	9.11	16.59	3T16+2T14	4T20+2T16	206.56
	- 5 m	37.95	-80.56	2.35	5.11	3.39	6.03	3T12	3T16	101.75
Etage7 Etage8	+ 5 m	128.90	-227.20	8.41	15.74	9.11	16.59	3T16+2T14	4T20+2T16	206.37
	- 5 m	40.32	-87.28	2.51	5.56	3.39	6.03	3T12	3T16	105.38
Etage9 Etage10	+ 5 m	132.59	-227.37	8.66	15.75	9.11	16.59	3T16+2T14	4T20+2T16	207.48
	- 5 m	41.80	-91.78	2.60	5.86	3.39	6.03	3T12	3T16	107.74
Duplexe	+ 5 m	125.88	-231.58	8.19	16.09	9.11	16.59	3T16+2T14	4T20+2T16	206.95
	- 5 m	40.39	-90.57	1.98	5.78	3.39	6.03	3T12	3T16	106.49

Avec : $A^{RPA}_{min} = 0.5\% \times 50 \times 35 = 8.75 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres principales.

✚ POUTRES SECONDAIRES :

Tableau.V.10.Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	A _a ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appuis	V (KN)
ES,RDC	19.02	-33.83	1.49	2.69	3.05	4.62	2T12+1T10	3T14	29.14
Etage1,2	19.97	-39.09	1.56	3.12	3.05	4.62	2T12+1T10	3T14	30.82
Etage3,4	21.63	-44.12	1.70	3.54	3.05	4.62	2T12+1T10	3T14	32.50
Etage5,6	23.30	-47.46	1.84	3.82	3.05	4.62	2T12+1T10	3T14	33.73
Etage7,8	24.73	-50.20	1.95	4.05	3.05	4.62	2T12+1T10	3T14	34.77
Etage9,10	25.77	-49.04	2.03	3.95	3.05	4.62	2T12+1T10	3T14	34.75
Duplexe	31.10	-49.17	2.47	3.96	3.05	4.62	2T12+1T10	3T14	43.4

Avec : $A^{RPA}_{min} = 0.5\% \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres secondaires.

V-3-1- LES DIFFERENTES VERIFICATIONS :

V-3-4-1- Vérification à L'ELU :

❖ Condition de non fragilité :

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau = \min (0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

α- Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{207.48 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.47} = 1.47 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b- Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{43.4 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.47} = 0.307 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Vérification des Armatures transversales :**

a) Section des armatures transversales (poutres principales et secondaires):

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1\min} ; h/35 ; b/10) \qquad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (1 ; 50/35 ; 30/10) = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

On adopte : $A_t = 4T8 = 1 \text{ cadre T8} + 1 \text{ étrier T8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

b) Espacement des barres:

$$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

Avec : $S_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min (h/4; 12\phi^{\min}) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{array} \right\} \text{RPA99 (Art 7.5.2.2)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tableau.V.10.) suivant :

Tableau.V.11.Calcul d'espacements des barres.

Espacement	Poutres principales	Poutres secondaires
S_{t1} (cm)	40	40.
S_{t2} (cm)	67	67
S_{t3} (cm)	25	Rejeté (<0)
S_t (RPA en zone nodale)	12	10
S_t (RPA en zone courante)	25	20
S_t (adopté en zone nodale)	10	10
S_t (adopté en zone courante)	15	15

c) Vérification de la section minimale de A_t :

On vérifie que : $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$ RPA99 (Article.7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales :

a) Longueur de recouvrement :

$$l_r \geq 40 \times \Phi_l \quad \text{RPA99/2003(Art 7.5.2.1)}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 20 = 80 \text{ cm, on adopte: } l_r = 90 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte: } l_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte: } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte: } l_r = 50 \text{ cm.}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1 = 40 \text{ cm, on adopte: } l_r = 50 \text{ cm.}$$

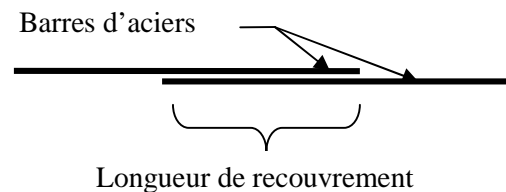


Figure.V.2.Longueur de recouvrement

b) Cisaillement :

$$\text{Appuis de rives : } A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e} \quad (1)$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \quad (2)$$

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tableau.V.11) suivant :

Tableau.V.12.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres		A _l (cm ²)	Ma(MN.m)	V(MN)	(1) (cm ²)	(2) (cm ²)
Poutres principales	+ 5m	16.59	-235.52 × 10 ⁻³	207.48 × 10 ⁻³	5.96	-10.04
	- 5m	6.03	-91.78 × 10 ⁻³	107.74 × 10 ⁻³	3.08	-3.14
Poutres secondaires		/	50.2 × 10 ⁻³	43.4 × 10 ⁻³	1.24	-2.16

(1) : appui de rive (2) : appui intermédiaire

$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow$ aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant

V-3-4-2- Vérification à l'ELS :

❖ **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

❖ **État limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

y est la racine de solution de l'équation :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times (A' + A_s) \times y - 15 \times (A_s \times d + A_s' \times d') = 0$$

Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre est donné par :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab. V.12.) suivant :

Tableau.V.13.Etat limite de compression du béton.

Poutres	Zone	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < $\overline{\sigma_{bc}}$	
Poutres principales	Appuis	+ 5m	170.44	0.1565	0.0018	14.16	vérifiée
		- 5m	63.39	0.1321	0.0013	6.4	vérifiée
	Travées	+ 5m	89.05	0.1970	0.0027	6.26	vérifiée
		- 5m	30.18	0.1032	0.000812	3.83	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	57.03	0.1029	0.000621	9.44	vérifiée	
	Travées	41.74	0.0821	0.000443	7.73	vérifiée	

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

❖ **État limite de déformation (flèche):**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right.$$

Tableau.V.14.Vérification des conditions de la flèche.

Poutres		Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	+ 5m	vérifiée	vérifiée	vérifiée
	- 5m	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires		vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul des flèches est inutile.

V-3-5- Schéma de ferrailage :

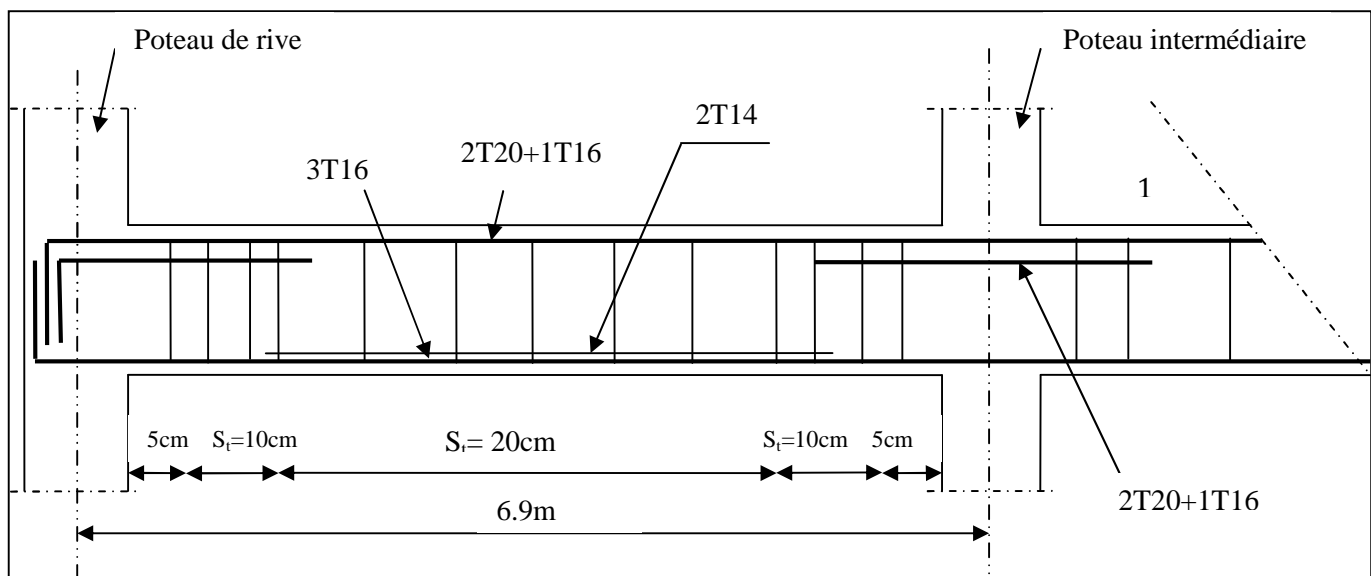


Figure.V.3.Schéma de ferrailage des poutres principales + de 5 m.

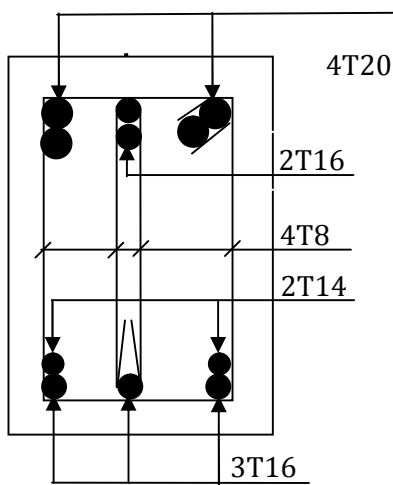


Figure.V.4.Poutre principale + de 5m.

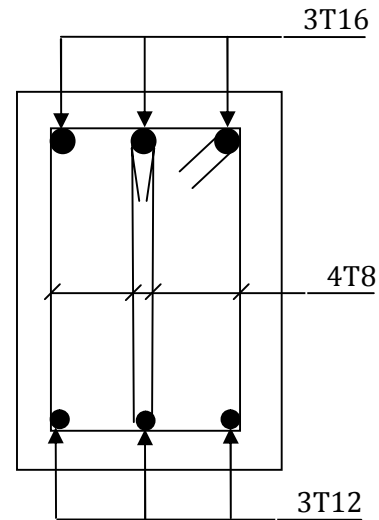


Figure.V.5.Poutre principale – de 5m

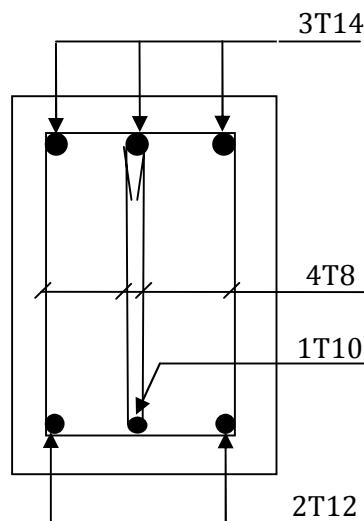


Figure.V.6. Poutre secondaire.

V-3-6- Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré.

M_e : moment résistant à droite du nœud considéré.

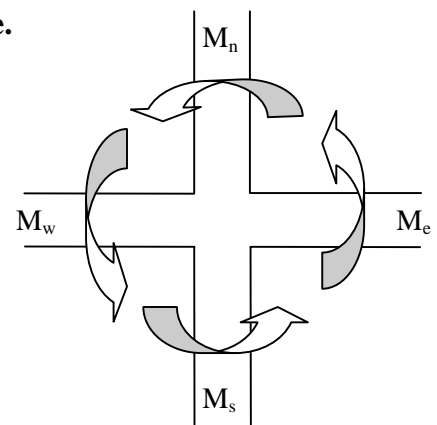


Figure.V.7.Zone nodale.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.

M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré.

• **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0.9 h \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux (tableau.V.13) suivants :

Tableau.V.15.Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
ES, RDC	70×70	63	43.77	959.61
Étage 1,2	65×65	58.5	36.70	747.13
Étage 3,4	60×60	54	30.29	569.20
Étage 5,6	55×55	49.5	26.51	456.66
Étage 7,8	50×50	45	24.13	377.87
Étage 9,10	45×45	40.5	16.84	237.34
Duplexe	40×40	36	14.20	177.89

• **Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Tableau.V.16.Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)
ES, RDC	30×50	22.62	354.29	354.29
Étage 1,2	30×50	22.62	354.29	354.29
Étage 3,4	30×50	22.62	354.29	354.29
Étage 5,6	30×50	22.62	354.29	354.29
Étage 7,8	30×50	22.62	354.29	354.29
Étage 9,10	30×50	22.62	354.29	354.29
Duplexe	30×50	22.62	354.29	354.29

- vérification des zones nodales :

Tableau.V.17.Vérification des zones nodales.

Niveau	$M_n + M_s$	$1.25(M_e + M_w)$	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)
ES, RDC	1919.22	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 1,2	1494.26	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 3,4	1138.40	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 5,6	913.32	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 7,8	755.74	885.72	354.29	Non vérifiée
Étage 9,10	474.68	885.72	354.29	Non vérifiée
Duplexe	355.78	885.72	354.29	Non vérifiée

On constate qu'à partir du 7^{ème} étage les nœuds ne vérifient pas les recommandations du RPA99/2003. Donc, pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit augmenter le ferrailage des poteaux au niveau des zones nodales.

Donc on ferraille les poteaux du 7 et 8^{ème} étage avec : $12T14+4T16=26.51 \text{ cm}^2$.

et les poteaux du 9,10^{ème} étage et duplexe avec: $12T16+4T20=36.70 \text{ cm}^2$.

Tableau.V.18.Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
ES, RDC	70×70	63	43.77	959.61
Étage 1,2	65×65	58.5	36.70	747.13
Étage 3,4	60×60	54	30.29	569.20
Étage 5,6	55×55	49.5	26.51	456.66
Étage 7,8	50×50	45	26.51	477.18
Étage 9,10	45×45	40.5	36.70	517.24
Duplexe	40×40	36	36.70	459.77

Tableau.V.19.Vérification des zones nodales.

Niveau	$M_n + M_s$	$1.25(M_e + M_w)$	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)
ES, RDC	1919.22	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 1,2	1494.26	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 3,4	1138.40	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 5,6	913.32	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 7,8	954.36	885.72	354.29	Vérifiée
Étage 9,10	1034.48	885.72	354.29	Vérifiée
Duplexe	919.4	885.72	354.29	Vérifiée

D'après le RPA99/version2003 la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- **Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V-4- Etude des voiles :

V-4-1- Introduction :

Le **RPA99 version 2003** (Article 3.4.a1), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armée dépassant 14 mètre de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

V-4-2- Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinées à reprendre, en plus des charges verticales les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nous impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Pour notre structure les voiles sont disposés selon la figure .V.10.

V-4-3- Comportement d'un voile :

Les voiles fonctionnent comme une console encadrée à sa base. On distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- voiles élancées ($h/l \geq 1.5$).
- voiles courts ($h/l \leq 1.5$).

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture dans un voile élancée :

- a- rupture par flexion.
- b- rupture en flexion par l'effort tranchant (moment n'est pas prépondérant par rapport à l'effort tranchant).

Dans notre projet on a des voiles pleins (sans ouvertures), les trumeaux seront calculés suivant les recommandations du **RPA99 ,BAEL91 et CBA93**.

V-4-4- Calcul des voiles :

D'après les modes de rupture ci-dessus, on remarque que les voiles sont sollicités en flexion composées (M, N et V). Dans le but d'éviter les modes (a) et (b), la section du voile doit comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Le **RPA99** exige pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués de disposer :

- Des armatures verticales.
- Des armatures horizontales.
- Des armatures transversales.

V-4-5- Recommandation du RPA99 :

a- Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles à la face du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement St est inférieur à l'épaisseur du voile (e).
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

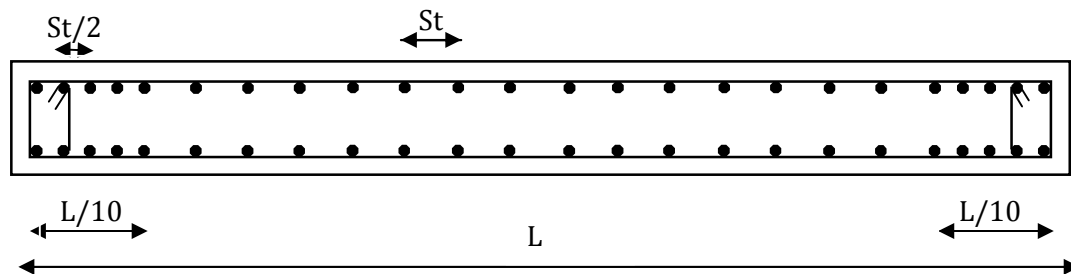


Figure.V.8.Disposition des armatures verticales.

b-Armatures horizontales :

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambement elles doivent être munie de crochets à 135° de longueur 10ϕ .

c-Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres horizontales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

V-4-6- Règles communes :

- le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :
 $A_{min}=0.15\%$ de la section du voile.
 $A_{min}=0.1\%$ de la zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $St \leq \min(1.5a ; 30cm)$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi \leq a/10$ en zone courante.
- Longueur de recouvrement :
 $L_r = 40 \phi$ en zone qui peut être tendue.
 $L_r = 20 \phi$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

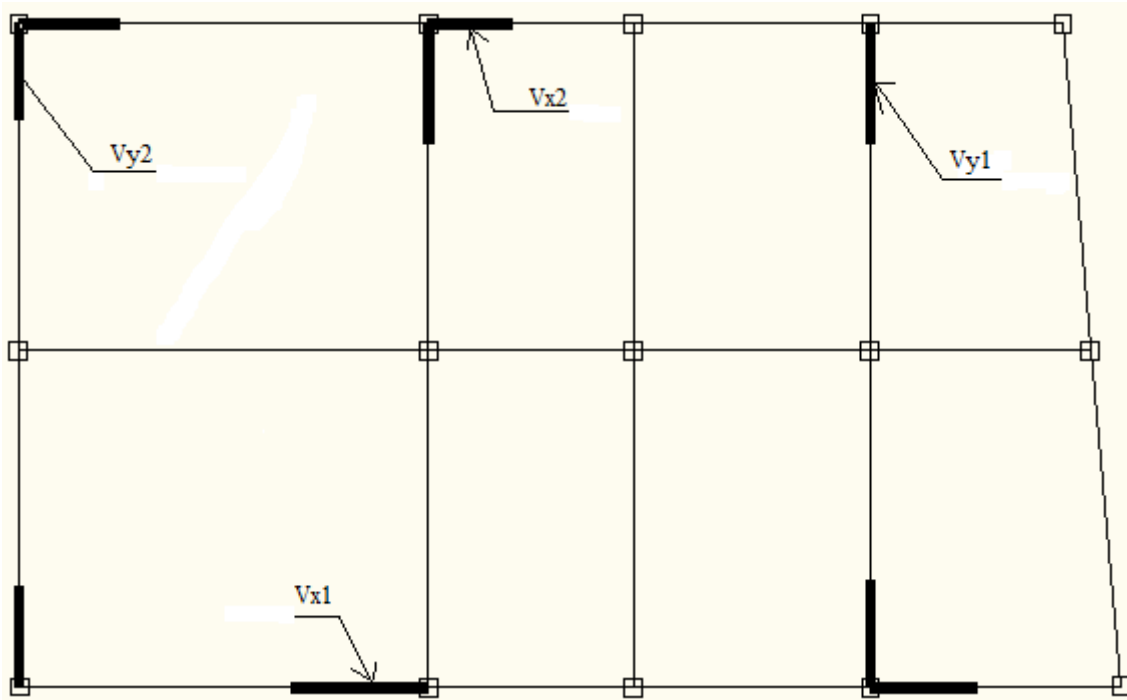


Figure.V.9.Localisation du voile étudié.

V-4-7- Sollicitation de calcul :

✓ Voile Vx1 :

Tableau.V.20. Sollicitation de calcul dans les trumeaux du voile Vx1.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
ES	1408.03	65.32	96.42	965.42	343.35	50.77	221.28
RDC	748.43	59.58	69.55	889.63	272.36	38.14	178.89
Etage 1,2,3	742.38	48.26	54.32	1130.66	215.72	32.15	175.19
Etage 4,5,6	606.15	49.13	43.11	450.19	131.70	25.14	172.39
Etage 7.....10	442.89	35.22	36.16	888.18	36.46	16.28	125.18

V-4-4- Ferrailage du voile Vx1 :

➤ Armatures verticales:

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (exL) selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations suivantes :

- $N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$.
- $N_{min} \longrightarrow M_{correspondant}$.
- $M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA99**.

$$A_v^{\min} = 0.15 \% b \times L$$

➤ **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times b \times St$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Tableau.V.24. Résultats de ferrailage du voile Vx1.

Niveau	ES	RDC	1,2,3	4,5,6	7 à 10
L	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
B	0.26	0.2	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	96.42	69.55	54.32	43.11	36.16
N (KN)	965.42	889.63	1130.66	450.19	888.18
V(KN)	221.28	178.89	175.19	172.39	125.18
Av cal /face (cm ²)	20.01	13.29	12.82	6.97	6.43
Av min/face (cm ²)	3.11	3.49	3.6	3.6	3.6
Av adop/face (cm ²)	20.1	17.62	13.35	7.9	7.9
N ^{barre} /face	10T16	10T14	5T14+5T12	10T10	10T10
S _t (cm)	15	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	1.79	1.45	1.42	1.4	1.01
Ah min/face (cm ²)	0.78	0.6	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.26	2.26	2.26	1.58	1.58
N ^{barre} /face	2T12	2T12	2T12	2T10	2T10
S _t (cm)	20	20	20	20	20

V-4-5- Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limité selon le **RPA99** (Article 7.7.2) à :

$$\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D’après les résultats obtenues des analyses on a $V_{max} = 482.04 \text{ KN}$.

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{b \times d} \quad \text{avec : } b \text{ : épaisseur du voile et } d \text{ : hauteur utile } = 0.9h$$

$$\tau = 0.54$$

$$\tau < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V-4-6- Ferrailage :

La figure.V.10. montre un exemple de schéma de ferrailage des voiles à la base (Vx1).

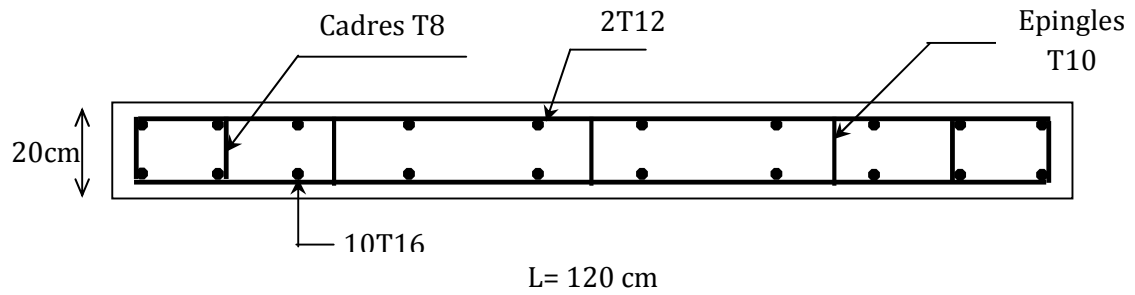


Figure.V.10. Schéma de ferrailage du voile Vx1 au niveau du ES.

Chapitre VI

Etude

d'infrastructure

VI-1- Introduction :

L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, éviter ou au moins limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI-2- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises par la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, le terrain devant recevoir notre structure a une capacité moyenne de 2 bars.

Le type de fondation suggéré est superficielle, encrée à 5 m du niveau de la base.

D'après le RPA (article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, si elles ne conviennent pas on passera aux semelles filantes si non au radier générale.

VI-2-1- Vérifications :**VI-2-1-1- Semelle isolée :**

Les poteaux de notre structure sont carrés, ($a*a$), donc les semelles sont carrées ($A*A$).

Soit N l'effort normal total transmis par la semelle au sol.

$N = 3410.219\text{KN}$,

$$\frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{3545.431}{200}} = 4.21\text{m}$$

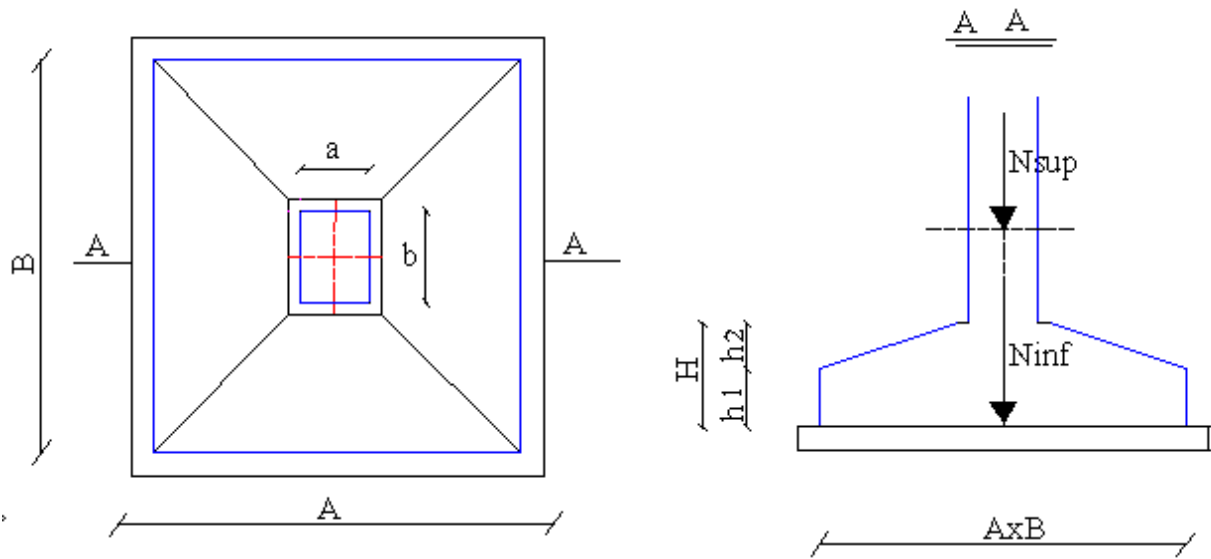


Figure.VI.1.Schéma de la semelle isolée.

Tenant compte de distances existantes entre les poteaux dans les deux directions, on peut conclure que l'emploi des semelles isolées est impossible, à cause de chevauchement de deux semelles voisines. Ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

VI-2-1-2- Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur b et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum N_i = 15666.701KN.$$

$$N_s = 3 \times 200 = 600KN.$$

$$N_s + \sum N_i = 16266.701KN$$

$$\frac{N}{b \cdot L} \leq \bar{\sigma} \Rightarrow b \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \cdot L} \Rightarrow b \geq \frac{16266.701}{200 \times 11.17} = 7.28m$$

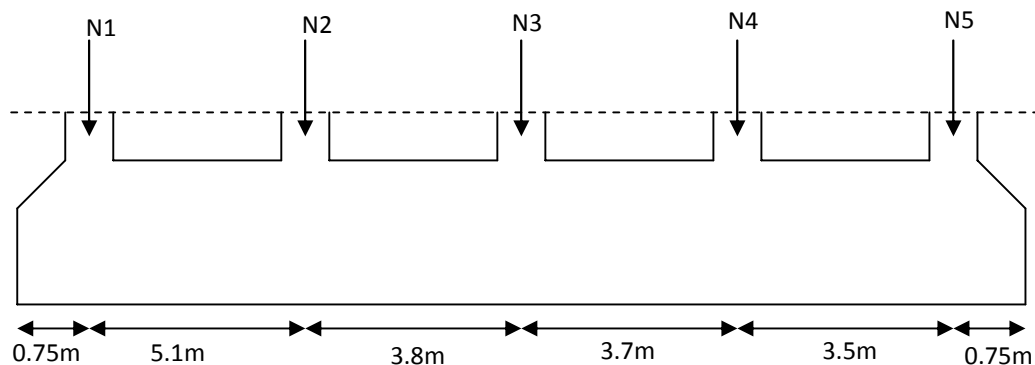


Figure.VI.2. Schéma de la semelle filante.

Vu la distances existantes entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on doit passer à un radier général.

VI-2-1-3- Radier général :

1. Définition :

Le radier et une fondation superficielle, il se comporte comme un plancher renversé. La dalle prend appuis sur les nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol.

Le choix d'un radier général est une solution afin d'éviter au maximum le désordre dû aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmise de la superstructure au sol d'assise. On opte pour un radier général avec nervures, car il offre une bonne rigidité et une facilité d'exécution.

2. Pré dimensionnement :

$N=46078.49KN.$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{46078.49}{200} = 230.39m^2$$

Or que la surface de notre bâtiment est de $S=398.184m^2$; donc on prend $S_r = S$

D'où on utilise un radier général sans débord

a- Condition de coffrage :

Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{690}{10} = 69cm$ soit $h=70cm.$

La dalle : $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{690}{20} = 34.5cm$ soit $h=35cm.$

b- Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \dots\dots\dots(2)$$

E : Module d'élasticité du béton $E=3.216 \cdot 10^4 MPa$

I : inertie de la section du radier : $I= \frac{b \cdot h_t^3}{12}.$

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 Kg/cm^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 Kg/cm^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 Kg/cm^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas $K=4 \text{ Kg cm}^3$

Largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \approx 1.11 \text{ m}$$

c- Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 = \frac{46078.49 \times 6.9}{2 \times 398.184} \times 1 = 399.23 \text{ KN}$$

N_d : l'effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$\Rightarrow d = \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.35 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 115 \text{ cm}$. Pour les nervures du radier.

$h_r = 40 \text{ cm}$. Pour le radier.

3. Les vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

1. Sous poteaux :

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a' + b') \times 2$$

$$\begin{cases} a' = a + h = 0.7 + 1.15 \\ b' = b + h = 0.7 + 1.15 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 7.4m$$

$$\Rightarrow N_u = 3545.431KN \leq Q_u = 0.045 \times 4.6 \times 1.15 \times \frac{25}{1.5} = 6382.55 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. Sous voiles :

Cette vérification se fera pour le voile le plus sollicité.

$$\mu_c = 8.9m$$

$$\Rightarrow N_u = 3352.81KN \leq Q_u = 0.045 \times 8.9 \times 1.15 \times \frac{25}{1.5} = 7676.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b- Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 2099.8712m^4 ; Y_G = 5.54m.$$

$$I_y = 5513.8078m^4 ; X_G = 9.04m.$$

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémité du radier.

Sens Y-Y' :

$$N = 33758.785KN \text{ et } M_y = 10075.6413KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{33758.785}{398.184} + \frac{10075.6413}{5513.8078} \times 9.04 = 101.30KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200KPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{33758.785}{398.184} - \frac{10075.6413}{5513.8078} \times 9.04 = 68.26KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200KPa$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 93.04KPa < \sigma_{sol} = 200KPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens X-X' :

$$N = 33758.785KN \text{ et } M_x = 5504.8655KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{33758.785}{398.184} + \frac{5504.8655}{2099.8712} \times 5.54 = 99.30KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200KPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{33758.785}{398.184} - \frac{5504.8655}{2099.8712} \times 5.54 = 70.26KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200KPa$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 92.04 < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

c- Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec : $f_s = 1.5$, coefficient de sécurité.

$H=5$, l'ancrage

$S = 398.184m^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$, Poids volumique de l'eau.

$$N_u = 46078,495KN \geq P = 1.5 \times 5 \times 398.184 \times 10 = 29863.8KN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d- Vérification au renversement :

Selon le RPA99 (Article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$.

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{10075,641}{33758,785} = 0.298 < \frac{18.57}{4} = 4.6m \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{5504,8655}{33758,785} = 0.163 < \frac{11.17}{4} = 2.79m \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

4. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a- Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_t} = \frac{46078,495}{398.18} = 115.72KPa$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_t} = \frac{33393,41}{398.18} = 83.86KPa$$

$$L_x = 5.67m \text{ et } L_y = 6.9m \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82$$

$$\rho > 0.4 \text{ Donc le panneau travail dans les deux sens } \Rightarrow ELU: \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$\Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \times L^2 \times Q_u \Rightarrow M_x^u = 204,61 \text{KN.m}$$

$$M_y^u = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^u = 125,53 \text{KN.m}$$

$$M_x^s = \mu_x \times L^2 \times Q_s \Rightarrow M_x^s = 166,34 \text{kN.m}$$

$$M_y^s = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^s = 122,78 \text{k.m}$$

Sachant que :

ELU :

En travée $M_{tx}^u = 0.85M_x = 173.92 \text{KN.m}$ et $M_{ty}^u = 0.85M_y = 106.70 \text{KN.m}$.

En appuis $M_{ax}^u = 0.5M_x = 102.30 \text{KN.m}$ et $M_{ay}^u = 0.5M_y = 62,76 \text{KN.m}$.

ELS :

En travée $M_{tx}^s = 0.85M_x = 141.38 \text{KN.m}$ et $M_{ty}^s = 0.85M_y = 104,36 \text{KN.m}$.

En appuis $M_{ax}^s = 0.5M_x = 83,17 \text{KN.m}$ et $M_{ay}^s = 0.5M_y = 61,39 \text{KN.m}$.

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire $b \times h (1 \times 0.40) \text{m}^2$.

b- Condition de non fragilité :

On a une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{cm}$ et $\rho > 0.4$ donc la valeur minimale des armatures est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = \frac{\rho_0(3 - \rho) \times b \times e}{2} \\ A_y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right.$$

Pour des HA feE400 ($\rho_0 = 0.0008$)

$$A_x = 3.9 \text{cm}^2$$

$$A_y = 3.6 \text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 3.48 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1.Les armatures dans le radier.

Sens	Localisation	M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{opté}(cm^2/ml)$	Choix /ml	$S_t(cm^2)$
X-X'	Travée	173.92	15.08	3.9	16.08	8HA16	14
	Appuis	102.30	8.66	3.9	9.24	6HA14	20
Y-Y'	Travée	106.70	9.05	3.6	10.78	7HA14	15
	Appuis	62,76	5.25	3.6	6.79	6HA12	20

c- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28}$$

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 232.67KN$$

$$\tau_u = \frac{232.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.664MPa \leq \tau_{adm} = 1.25MPa$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 283.14KN$$

$$\tau_u = \frac{283.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.808MPa \leq \tau_{adm} = 1.25MPa$$

d- Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{adm} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.2.Vérification des contraintes dans le radier à l'ELS.

Sens	Localisation	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_b(MPa)$	Obs	$\sigma_s(MPa)$	Obs
X-X'	Travée	141.38	15.57	195183.86	8.12	Vérifiée	285.85	Vérifiée
	Appuis	83.17	8.69	125247.38	6.01	Vérifiée	283.53	Vérifiée
Y-Y'	Travée	104.36	9.29	142086.18	6.04	Vérifiée	260.71	Vérifiée
	Appuis	61.39	7.61	96780.66	5.03	Vérifiée	281.52	Vérifiée

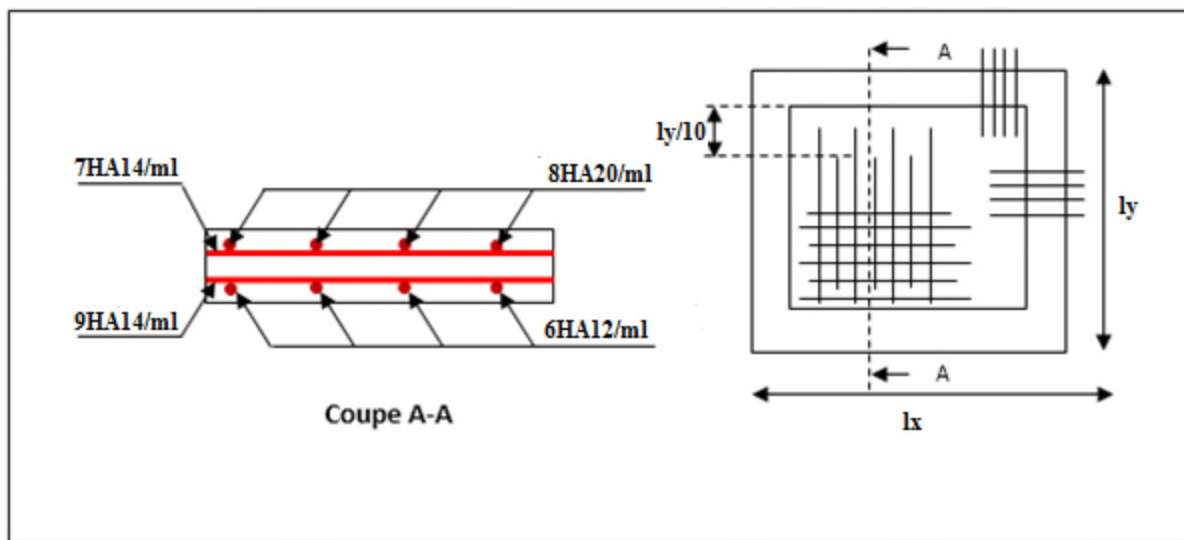
On remarque que la condition $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc on recalcule la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Les résultats finaux de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3.Redimensionnement du Ferrailage du radier.

Sens		Choix par (m)	A (cm ²)	Y (cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X-X'	Travées	8T20	25.13	12.96	255667.2463	7.47	190.56
	Appuis	9T14	13.85	12.61	168353.7863	6.49	172.94
Y-Y'	Travées	7T14	16.08	4.09	232729.8554	1.62	184.20
	Appuis	6T12	10.78	9.14	133586.9248	4.38	185.78

5. Schéma de ferrailage :



6. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T solidaire dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple. Pour leurs ferrillages, on utilise la méthode de CAQUONT car la fissuration est nuisible.

Après calculs des sollicitations sur les différentes files on opte pour les files les plus défavorables selon les deux sens (soit 4-4 selon x-x' et B-B selon y-y'). [Annexe 5]

➤ Répartition des charges :

$\rho = \frac{5.67}{6.9} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow$ La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (triangulaires, trapézoïdales).

▪ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

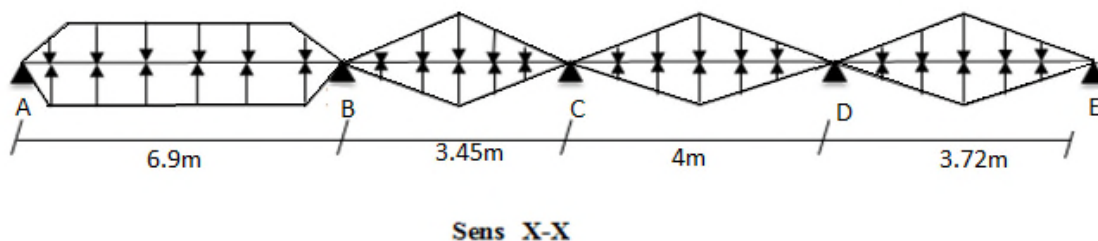
l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

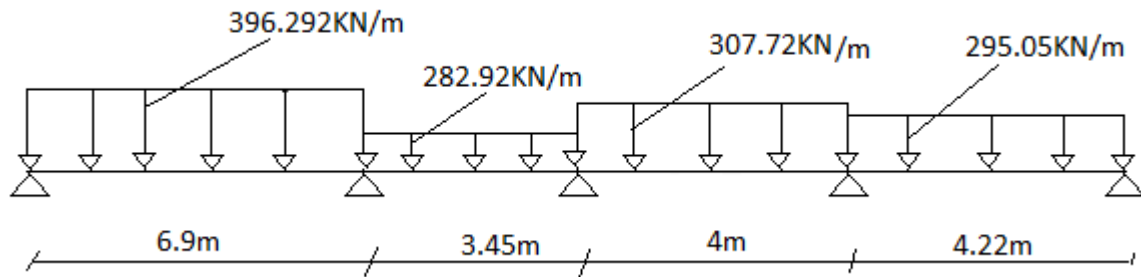
$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux.

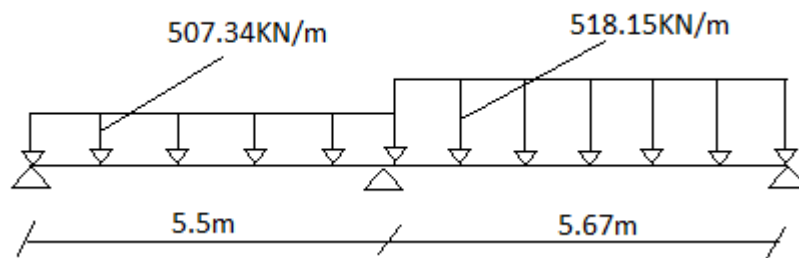
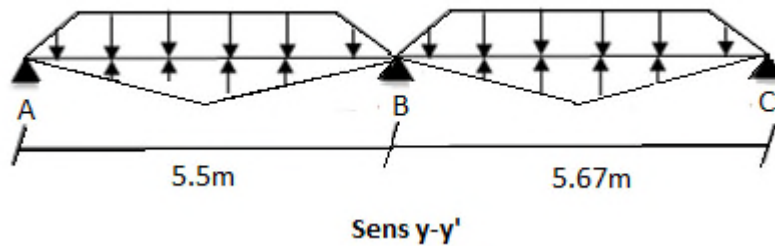
• Schéma statique équivalent des deux sens :

Sens x-x' :





Sens y-y' :



➤ Calcul des moments :

- Moment aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g L_g^3 + P_d L_d^3}{8.25(L_g' + L_d')}$$

Avec : $L' = L$ (Travée de rive).

$L' = 0.8 * L$ (Travées intermédiaires).

Pour l'appui de rive $M_a = 0.15 M_0$ et $M_0 = QL^2/8$.

- Moment en travée :

$$M_t(x) = \frac{P * x}{2} (L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{P * L}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$V = \frac{Pl}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

✓ Sens longitudinal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.4.Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)	V(KN)	
				M_g	M_d			V_g	V_d
A-B	6.9	6.9	671.94	0	-3877.7	2.61	2295.04	1470.07	1495.79
B-C	3.45	2.784	205.74	-3877.7	-248.26	6.84	932.75	612.07	475.48
C-D	4.00	3.2	238.54	-248.26	-436.64	1.8	139.28	536.35	507.71
D-E	4.22	4.22	251.66	-436.64	0	2.52	363.15	560.04	545.91

✓ Sens transversal (Y-Y):

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.5.Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)	V(KN)	
				M_g	M_d			V_g	V_d
A-B	5.5	5.5	507.34	0	-1860.25	2.08	1100.99	1374.36	1461.51
B-C	5.67	5.67	518.15	-1860.25	0	3.47	1249.99	1527.48	1447.94

7. Ferrailage :

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple dont les dimensions sont :

$h = 115cm$

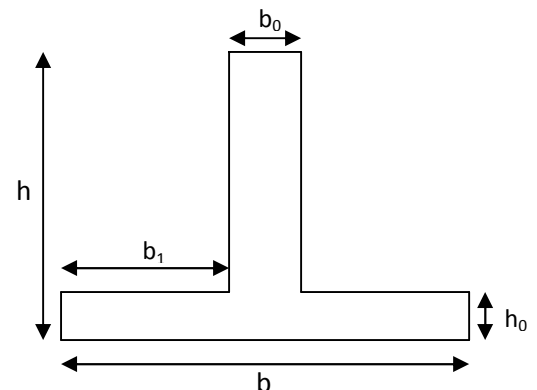
$h_0 = 40cm$

$b_0 = 70cm$

$d = 103.5cm$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = 55cm$

On prend : $b_1 = 55cm$



Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 55 + 70 = 180cm$

Le moment équilibré par la nervure :

$$M_{tu} = f_{bu}bh_0(d - h_0) = 14.2 \times 10^{-3} \times 1.8 \times 0.4 \times (1.035 - 0.2)$$

$$M_{tu} = 8537.04KN.m$$

$$M_u = 208.51KN.m < M_{tu} = 8537.04KN.m$$

L'axe neutre passe par la table de compression ⇒ calcul d'une section rectangulaire (b*h)

$$A_{min} = 0.23bd * \frac{f_{t28}}{f_e} = 22.49cm^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6. Tableau du ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	Moment (KN.m)	A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
X-X'	Travée	2295.04	40.25	66.64	5T32+2(5T20)=70.41
	Appuis	3877.70	40.25	141.55	3(5T32)+5T25=145.18
Y-Y'	Travée	164.04	40.25	31.21	5T25+5T20=40.25
	Appuis	1860.25	40.25	57.18	6T32+6T32=77.7

✓ **Les vérifications :**

a. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sens	Vu	τ_u	Obs
y-y'	1495.79	2.06	Vérifiée
x-x'	1527.48	2.11	Vérifiée

b. Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,63 MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A'_s \times (y-d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.7.Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Sens		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x'	Travées	1567.67	70.41	42.80	5981429.48	18.54	238.63
	Appuis	-2139.84	145.18	54.91	8947648.61	13.13	174.30
y-y'	Travées	898.11	40.25	34.5	3832605	8.08	242.53
	Appuis	-1422.78	77.7	45.59	6750615.748	11.25	197.31

On remarque que la contrainte dans le béton et dans l'acier n'est pas vérifiée, pour satisfaire la condition, on augmente la hauteur de la nervure (soit $h_t=120cm$) et on recalcule la section d'acier

La méthode de calcul à suivre est celle de (BAEL E.III.3.z).

Tableau.VI.8.Redimensionnement du Ferrailage des nervures.

		M (KNm)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)
Sens x-x	Travée	1567.67	1.28	46.32	0.43	10.19	82.16	40.25	6T32+2(6T20)=85.95
Sens y-y	Travée	898.11	1.16	37.19	0.347	7.15	46.65	40.25	6T20+6T25=48.3

Les résultats finaux de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.9.Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Sens		Choix par (m)	A (cm ²)	Y (cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x'	Travées	6T32+2(6T20)	85.95	47.29	7219450.636	10.26	197.74
	Appuis	3(6T32)	144.76	54.91	8947648.61	13.13	174.30
y-y'	Travées	6T20+6T25	48.3	38.05	4830387.631	7.07	195.09
	Appuis	6T32+6T25	77.7	45.59	6750615.748	11.25	197.31

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(34.29.; 70; 20) \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}; 30cm\right) \Rightarrow S_t = \min(30; 30; 30) = 30cm \quad \text{Soit } S_t = 10cm.$$

✓ Schéma de ferrailage des nervures :

Sens x-x'

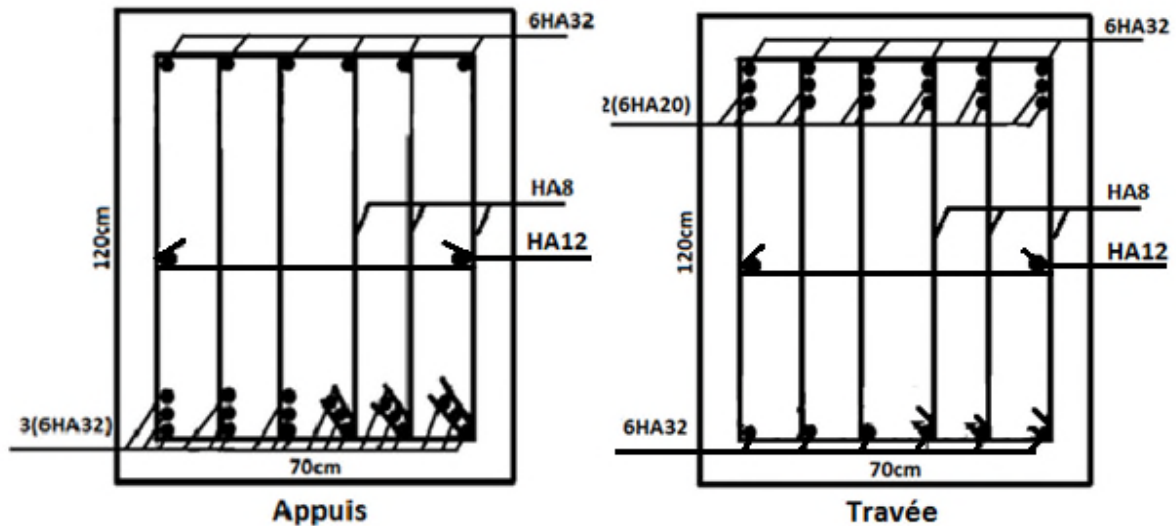


Figure.VI.4.Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x-x'.

Sens y-y'

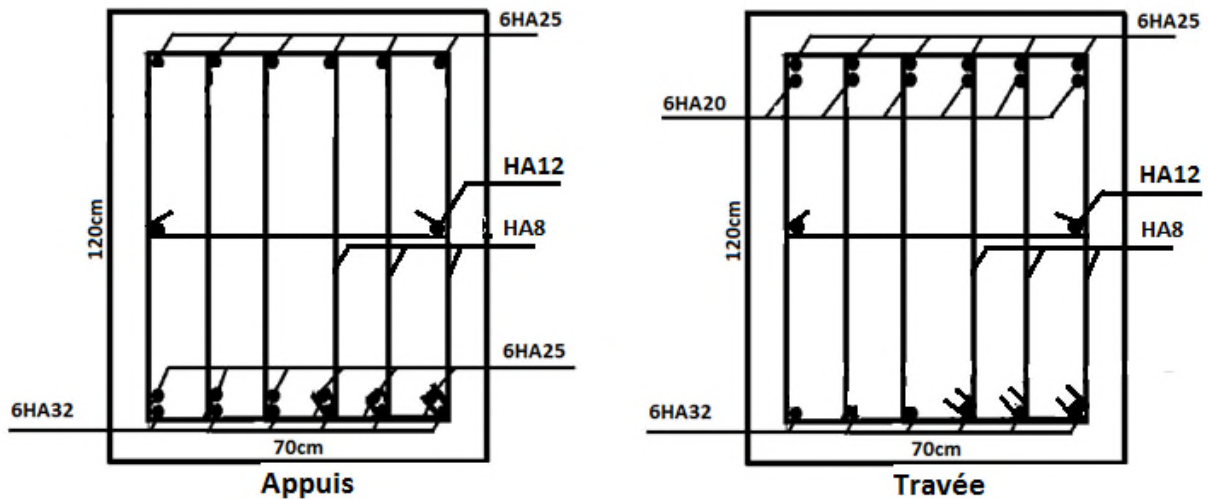


Figure.VI.5.Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y-y'.

VI-3- Voile périphérique : (D'après le RPA99/2003 Article.10.1.2).

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continue entre le niveau de fondation et le niveau de base d'après le RPA99 version2003 (article.10.1.2).

Le voile périphérique doit répondre aux exigences minimales suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

VI-3-1- Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h=4.30$ m.
- Longueur $L=6.9$
- épaisseur $e=20$ cm.

VI-3-2- Caractéristiques du sol :

Les caractéristiques de sol selon le rapport de sol sont les suivantes :

- Poids spécifique : $\gamma = 20.1 \text{KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 24^\circ$ [Annexe 06]
- Cohésion : $C=0.31$.

VI-3-3- Méthode de calcul :

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{KN} / \text{m}^2$.

VI-3-4- Sollicitations :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.42$$

$$\text{Poussé des terres : } P_t = K_a * \gamma * h = 0.42 * 20.1 * 4.30 = 36.30 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Poussée dû à la surcharge : } P_s = K_a * q = 4.2$$

VI-3-5- Ferrailage:

VI-3-5-1- Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1,35 \times P_s + 1,5 \times P_t = 43.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times 4.2 + 1.5 \times 36.45 = 5.67 + 54.45 = 60.12$$

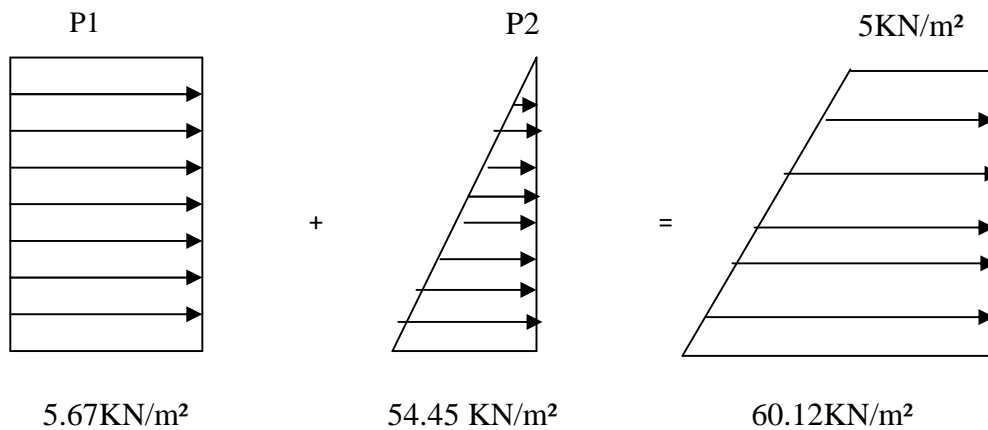


Figure.VI.6.Diagramme des contraintes à l'ELU.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 54.45 + 5.67}{4} = 42.25 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

D'après le tableau (Annexe1) on tire :

$$\rho = 0,63 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

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

$$M_{0x} = 60.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 20.31 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 51.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 17.26 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ap} = 0,3 \times M_{0x} = 18.25 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

Avec : $A_{\min} = 0,1\% b \times e \dots\dots$ condition exigée par le RPA.

Tableau.VI.10. Ferrailage du voile périphérique.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{\min}^{RPA} (cm^2)	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)	St (cm)
Travée	x-x'	51.72	0.1127	0.1498	0.1692	2.00	8.78	8T12=9.05	11
	y-y'	17.26	0.0556	0.0716	0.1438	2.00	3.02	4T10=3.14	25
Appuis	x-x' et	18.25	0.0398	0.0507	0.1763	2.00	2.97	4T10=3.14	25
	y-y'								

VI-3-5-2- Vérifications :

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration nuisible).

$$\text{On a : } V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{42.25 \times 6.9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} = 110.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{110.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,616 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{42.25 \times 4.3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} = 69.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{69.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,384 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$< \bar{\tau} = 2,5 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 36.45 + 4.2}{4} = 28.39 \text{ KN} / m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

D'après le tableau (Annexe1) on tire :

$$\rho = 0,56 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0,0831 \\ \mu_y = 0,5004 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

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

$$M_{0x} = 27.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 13.65 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 10,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 4,55 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ap} = 0,3 \times M_{0x} = 3,78 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.11. Vérification des contraintes dans le voile.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	$A (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc}	σ_s	Obs
Travée	x-x'	10.71	8.78	6.06	26193.79	2.48	73.23	Vérifiée
	y-y'	4.55	3.02	3.61	10948.56	1.5	89.70	Vérifiée
Appuis	x-x' et yy'	3.78	2.97	3.58	10792.99	1.25	75.52	Vérifiée

VI-3-5-3- Schéma de ferrailage :

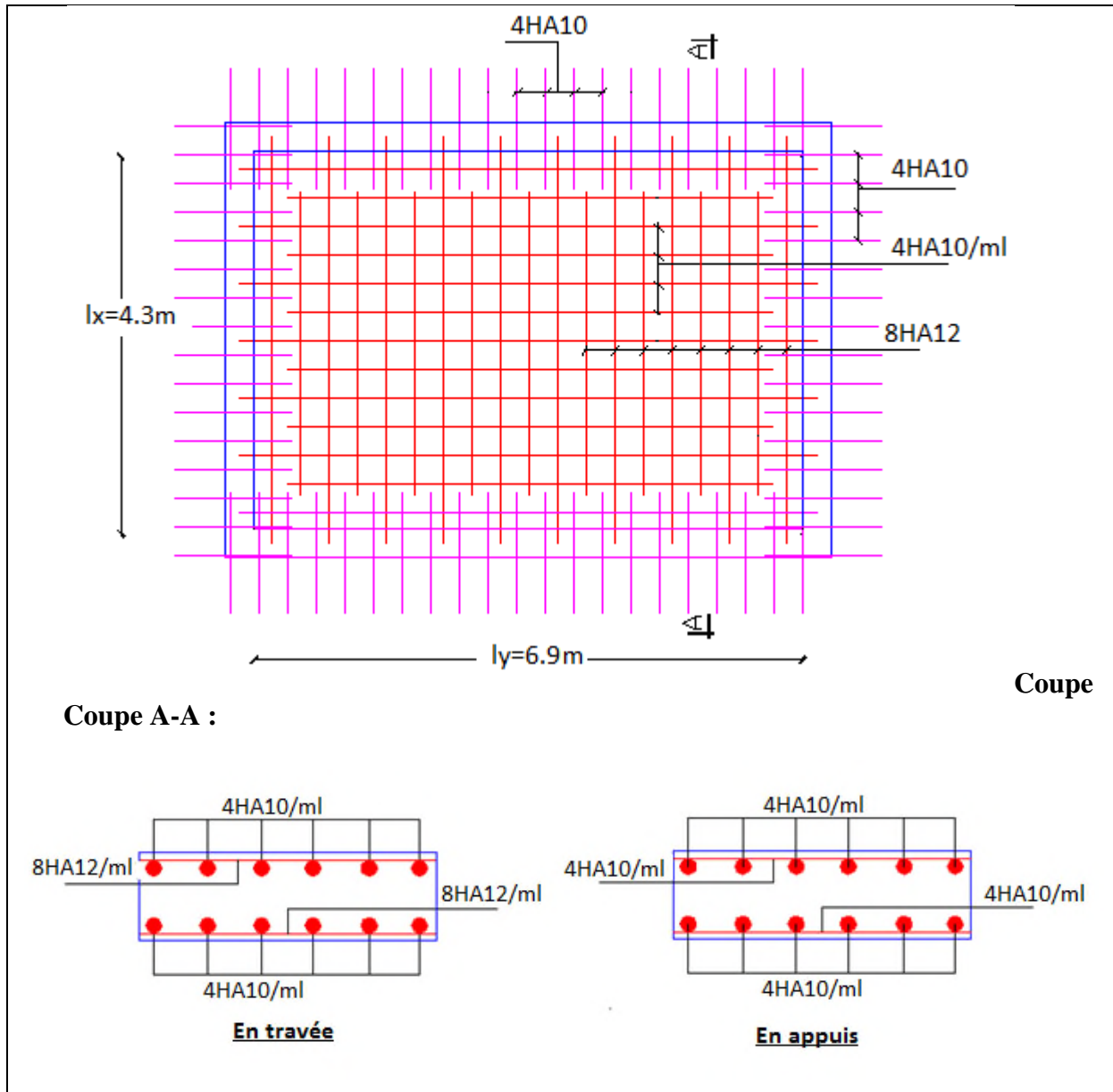


Figure.VI.7.Schéma du ferrailage du voile périphérique.

Conclusion
générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part de prendre connaissance des principales étapes à suivre lors de l'étude d'un projet de construction, et même la maîtrise du logiciel SAP200 V14.

D'autre part, cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et nous de dégager certaines conclusions. Parmi celles-ci on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité ;
2. La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction ;
3. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables ;
4. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure sont satisfaits, donc le facteur économique est respecté ;
5. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée ;
6. Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du RPA qui valorise la sécurité par rapport à l'économie ;
7. Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoi que nous avons un sol qui a un taux de travail de 2 bar. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour des fondations sur radier qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.
8. Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction

Conclusion générale

peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».
- Henry Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiments ».
- M.Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Rapport du sol.
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.
- Logiciels utilisés :
 - SAP 200 V14.0.0
 - Auto Cad
 - Matlab
 - Socotec
 - Paint

Annexes