



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

Présenté par :
BEKHOUCHE NARIMANE
AYAD SARA

Sujet du mémoire :

*Etude d'un complexe à usage d'habitation en béton
arme (RDC+6+ sous sol) situé à oran*

Soutenu le : 25/10/2020

Président :	M.Ait Amar Meziane
Encadreur :	Kharroubi Lamia
Examineur :	R.Benferhat
Examineur :	S.Ait Yahia

Promo: 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Welcome



REMERCIEMENTS

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur kharroubi lamia qui nous a guidé durant toutes les étapes de ce travail, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance sur nous.

Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université Ibn Khaldoun qui ont contribué à notre formation et spécialement l'ingénieure ilyase layeso qui nous a beaucoup aidé.

Enfin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leurs aide et surtout pour leurs soutient

NARIMANE

SARA





Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

- *Mes parents « BEKHOUCHE AMAR BOUARICHA SAFIA » , les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que dieu me les gardes et les protège.*
- *Mes frère ibrahim, mohemed, ossama et mes sœur nour el houda , issraa , pour leur patience, d'avoir tendu chaleureusement leurs bras et pour avoir évincé mes moments de doute. Ma chère nièce : wjdane*
- *Toute ma famille surtout grands-pères « hadje Aissa , boudawade» et grande mere «lhaja fatma» mes cousines :ghezlain,dina,khawla ,hadjer,malak ,rania,siham wiaam et rimah et Mes oncles Ali , yahia Abde alkader ,youcef .*
- *Tous mes amis surtou :Latifa ,souria ,soltan cheikh*
- *Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.*
- *Toute la promotion 2019/2020 génie civil.*

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BEKHOUCHE NARIMANE



Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents 'A.Tourki,L.Messouda' qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien.

Mes frères "Djamel, Mohamed et Adel " Mes sœurs "Nassima Hanane "et mes chères nièces' Aya ,Asil' et Toute la famille et

Mes amis "B.Zahra, S.Zineb, A.somia,B.habiba,R.faten ,G.Soumia, R.Sara, B.Houria, R.Nassima,O.Fatima, S.Ines,B.KHoloude.

B.Karim,

H.Ahmed,Z.Mourad,Y.Houcine et tous mes amis de la promotion de génie civil

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

Ayad Sara

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.-Présentation de l'ouvrage	2
I.1- Caractéristiques de la structure	2
I.2- Données du site.....	3
I.3- Les hypothèses de calcul	3
I.4- Description de l'ossature	3
I.5- Règlements utilisés	4
I.6- Caractéristique des matériaux	5

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

II.1- Introduction.....	11
II.2- Pré-dimensionnement des planchers.....	11
II.3- Pré dimensionnement des poutrelles	12
II.4- La descente de charges	13
II.5- Pré dimensionnement des poutres	16
II.6- Pré dimensionnement des poteaux	18
II.7- Dimensionnement des voiles	23

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1-Introduction	26
III.2-Méthode de calcul des poutrelles	28
III.3-Calcul des poutrelles	30
III.4 - Calcul des Planchers R.D.C au 6 ^{me} étages	34
III.5 - Calcul des Planchers terrasse.....	43
III.6 - Calcul du ferrailage des poutrelles.....	43
III.7 - Planchers (RDC au 6 ^{eme} étages)	44
III.8 - Plancher terrasse	52
III.9 – verification de l'effort tranchant.....	53
III.10 –Vérification de l'effort tranchant a LES :	54
III.11- Vérification de la flèche.....	55

Chapitre IV ; Ferrailage des éléments non-structuraux

IV.1-L'acrotère	58
IV.2-Les escaliers :	63
IV.3- La cage d'ascenseur :	77

Chapitre V: Etude sismique

V.1-Généralités sur les séisme.....	94
V.2-Introduction.....	94
V.3-Calcul sismique.....	94
V.4-Méthode d'analyse modale spectrale.....	97
V.5-Vérification des forces sismiques	100

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VI.1 -Etude sous charges verticales et horizontales :	107
VI.2- Les combinaisons de calcul :.....	107
VI.3-Ferrailage des poutres :	108
VI.4-Les vérifications :	112
VI.5-Vérification de l'effort tranchant.....	114
VI.6-Calcul les armatures transversales :.....	114
VI.7-Vérification de la flèche :	115
VI.8-Ferrailage des poteaux :.....	117
VI.9-Les vérifications :	120

Chapitre VII: Etudes des voiles

VII.1-Introduction.....	.127
VII.2 Le système de contreventement.....	.127
VII. 3- Ferrailage des voiles	130
VII. 4-Disposition des armatures132

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructures

VIII.1-Calcul du voile périphérique :.....	135
VIII.2-Calcul des fondations :.....	141
Conclusion générale	

Chapitre I
Présentation de
Projet

(I) presentation de projet :

I) presentation de projet :

Notre projet a pour objet l'étude d'un complexe d'habitation (sous-sol+R+6) en béton armé. Cet ouvrage est implanté à la wilaya D'Oran, considérée par le R.P.A.99 version 2003 comme zone II. L'ouvrage est de groupe d'usage 2.

- ❖ Le sous-sol comporte des garages.
- ❖ Le rez de chaussée et Les autres étages seront à usage d'habitation avec deux et trois appartements dans chaque blocs.

I.1) Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

Caractéristiques	Bloc A	Bloc B
Longueur totale	21,35 m	13,06 m
Largeur totale	16,72 m	16,72 m
Hauteur totale	21,44 m	
Hauteur du R.D.C	2,68 m	
Hauteur des étages courants	2,68 m	
Hauteur du sous-sol	2,68 m	

Tableau (I.1) : Les caractéristiques géométriques de la structure

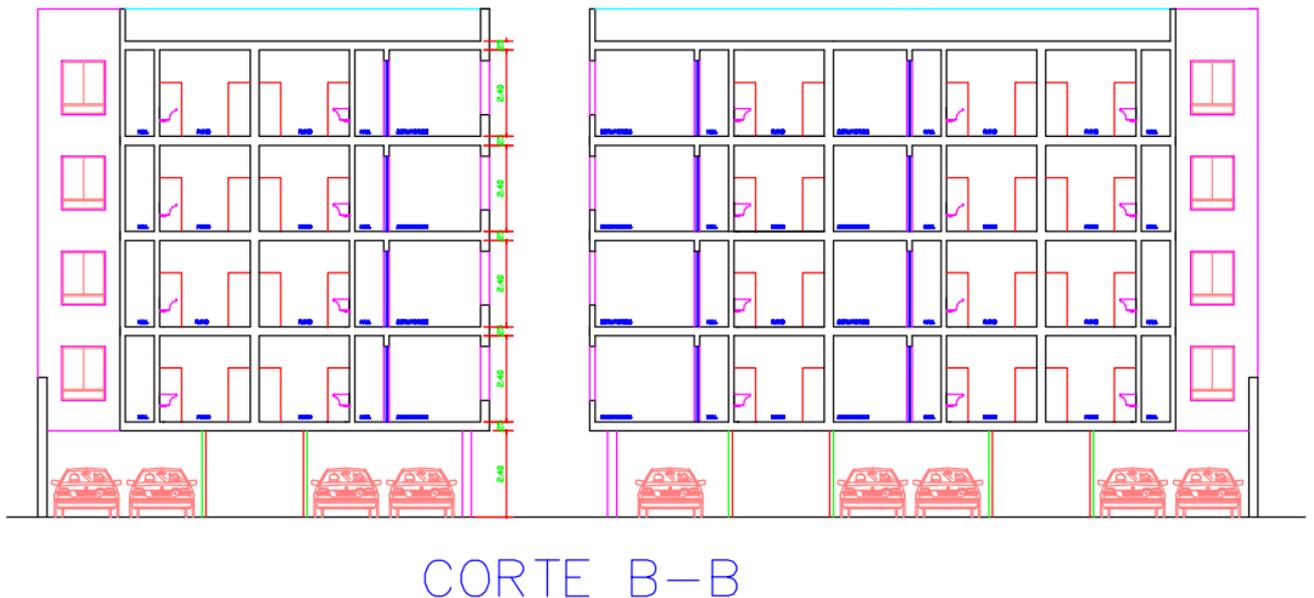


Fig (I.1) : La façade de la structure

(I) presentation de projet :

I.2) Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). Contrainte admissible du sol $\sigma = 1,5$ bars.

I.3) Hypothèse de calcul :

Le calcul de bâtiment sera en adaptant les hypothèses suivantes :

- ♦ La résistance du béton à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ♦ La résistance du béton à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ♦ Module de déformation longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ♦ Module de déformation longitudinal instantanée $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ♦ Acier avec une contrainte admissible $f_e = 400$ Mpa.

I.4) description de l'ossature :

1. Plancher :

Le type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux .

a. Plancher corps creux :

- ♦ Facilité de réalisation.
- ♦ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ♦ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ♦ Raison économique.

2. Conception structurale :

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

3. Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et deux palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

4. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ♦ Les murs extérieurs sont constitués de doubles parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- ♦ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

5. Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'acrotère réalisé en béton armé de 65 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

6. Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

7. Ascenseur :

L'ascenseur est de type 630 de huit personnes.

I.5) Règlements utilisés :

L'étude de ce bâtiment est effectuée conformément aux règlements suivants :

1. Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :

basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites à savoir :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

2. Le RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

C'est le code algérien en vigueur pour le calcul parasismique.

I.6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions. Deux types de matériaux sont essentiellement utilisés pour la réalisation de la structure, on distingue :

1. Béton :

A. Définition :

Le béton est préparé en mélangeant granulats, ciment, et d'eau; le mélange est une pâte qui durcit rapidement.

B. Composition du béton :

Un béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment CPA 25.
- 400 L de sable.
- 800 L de gravillon ($D \leq 25\text{mm}$).
- 175 L d'eau.

C. Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

Pour un dosage de 350Kg/m^3 , f_{c28} est prise égal à 25Mpa, la résistance caractéristique à la Compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \text{ Log } (j+1).$$

D. Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure a 40Mpa est défini par :

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

$$\text{D'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

E. Déformation longitudinale du béton :

♦ 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 instantanée du béton E_{ij} est égal à :

(I) presentation de projet :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

♦ **Module de déformation longitudinale différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

♦ **Coefficient de Poisson :**

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.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_L}$$

Avec: ε_t : déformation limite transversale.

ε_L : Déformation limite longitudinale.

$\nu = 0,0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0,2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est:

$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2}$$
$$\Rightarrow \begin{cases} G_{ELU} = 15411,21 \text{ MPa} \\ G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa} \end{cases}$$

♦ **Contraintes limites :**

1. **à l'E.L.U :** est notée σ_{bc} tel que :

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

(I) presentation de projet :

Avec :

$\gamma_s = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton. La figure (1) montre le diagramme contraintes-déformations du béton à l'état limite ultime de résistance

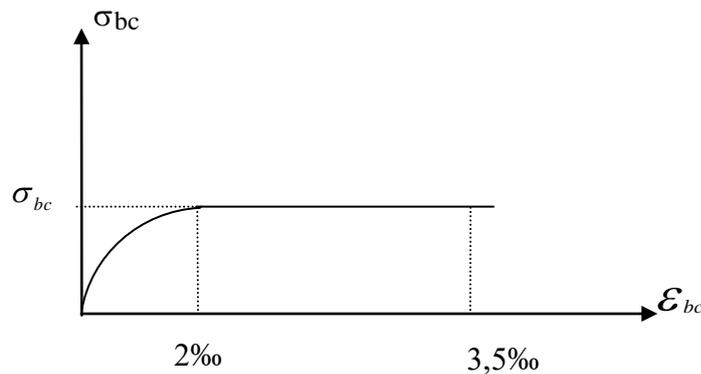


Figure (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2. à ELS : la contrainte se calcul par la relation suivante :

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

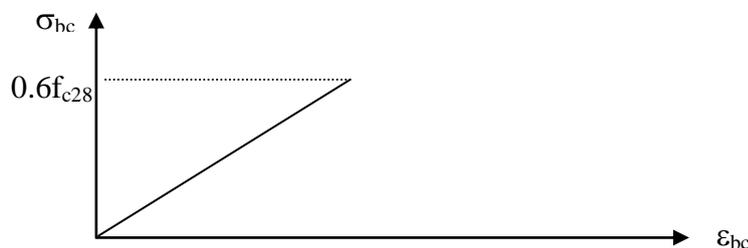


Figure (I.3) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

2. Acier :

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

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

(I) presentation de projet :

Type d'acier	Nuance	Limite élastique fe (MPa)	$\epsilon_{es}^{\text{‰}}$
Haut adhérence (H.A)	FeE40	400	1.74
Rond lisse (R.L)	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis (T.S)	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

Tableau (I.2) : Caractéristiques mécaniques des aciers

a. Contrainte limite de l'acier :

*Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation représenté dans la figure (3) suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier donnée par l'expression suivante :

$$\epsilon_s = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_b = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

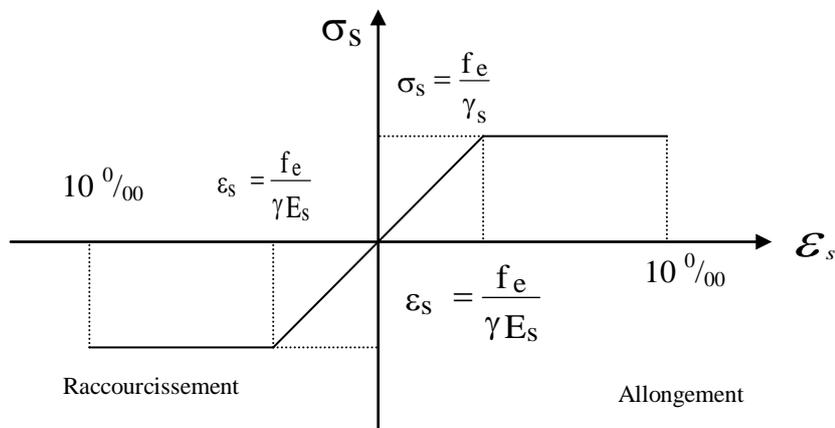


Figure (I.4) diagramme contraintes déformations de l'acier

*** Contrainte à E.L.S :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses (R.L).

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

b. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec : n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton

Chapitre II
Pré-dimensionnement
des éléments
principaux

II.1) Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tout les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

II.2) Predimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure on utilisons plancher en corps creux.

2.1) Planchers à corps creux :

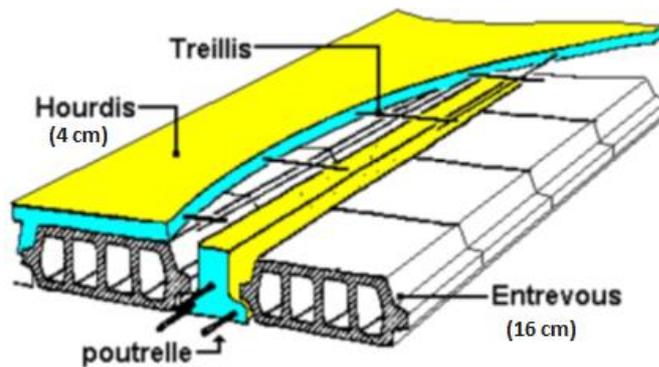


Fig (II.1) : dalle a corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

L : la portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis

On a: $L = 430 \text{ cm}$ $h_t \geq \frac{L}{22.5}$ d'ou $16 < h_t < 20$

(II).PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Bloc	L max (cm)	L/22.5	Epaisseur de plancher (cm)
A	430	19.11	16+4
B	429.5	19.08	16+4

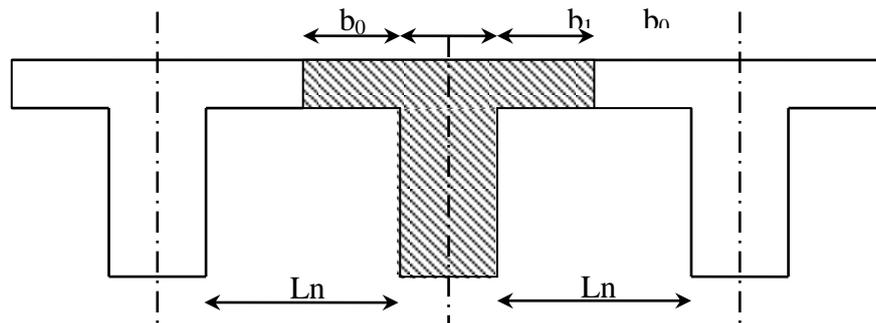
Tableau(II.1) : Epaisseur de chaque étages

Donc on adopte une épaisseur de : $h_t = 20$ cm

Tel que $h_t = d + e$ $\left\{ \begin{array}{l} d = 16 \text{ cm : Corp. creux} \\ e = 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{array} \right.$

II.3)Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en **T** dont nous devons déterminer la largeur **b** (largeur de la table de compression)



Fig(II-2):dimensionnement de la section enTé.

h_t : La hauteur de la nervure $h_t = 20$ cm

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression

b_0 : Le largeur de la nervure

D'après le pré dimensionnement on a un plancher (16 + 4) cm

$h_t = 20$ cm

$h_0 = 4$ cm

Pour dimensionner la poutrelle il faut que :

D'après les règles **BAEL91**, la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de b_1

- ✓ $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2$.
- ✓ $b_1 \geq L/10$. (A 4.1.3 du BAEL 91)
- ✓ $b_1 \geq (6 \div 8) h_0$.

Avec

L_n : la distance entre axes de nervures ;

$L_n = 60\text{cm}$ (DTR –B.C.2.2).

L : La portée entre nus d'appuis ;

h_0 : La hauteur de la nervure ;

b_0 : Epaisseur de la nervure.

$b_0 = (0,3 \div 0,4) h = (0,3 \div 0,4) 24 = (7,2 \div 9,6) \text{ cm}$

On prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

b_1 : doit vérifier les conditions :

- $b_1 \geq [(65-12) / 2] = 26,5 \geq 24 \text{ cm}$.
- $b_1 \geq 430 / 10 = 43 \text{ cm}$.
- $b_1 = (6 h_0 ; 8 h_0) \times 4 = (24 ; 32) \text{ cm}$.
- $b_1 = \min (26,5 ; 43 ; 24; 32) \rightarrow$ on prend $b_1 = 24 \text{ cm}$.
- $b = 2 b_1 + b_0 \Rightarrow b = 65\text{cm}$.

II.4)La descente de charges :

Evaluation des charges et surcharges est effectuée selon le DTR (document technique réglementaire)

II .4.1. Plancher terrasse inaccessible:

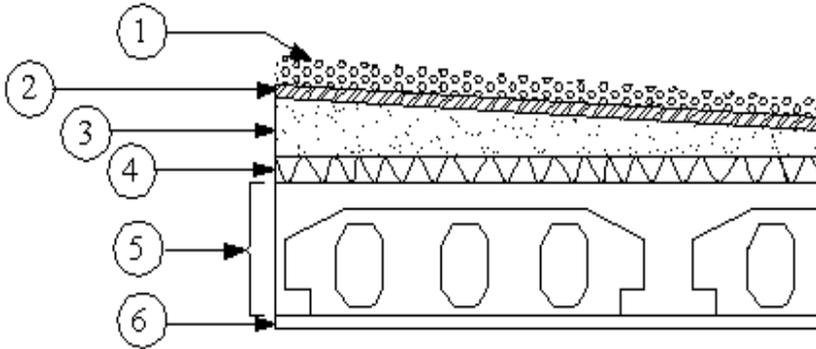


Fig II.3 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

Charge permanente (G):

1	Gravier roule de protection 5 cm (5×0,2)	1 kN/ m ²
2	Etanchéité multicouche épaisseur 2 cm	0,12 kN/ m ²
3	Forme de pente en beton léger , $\gamma = 22$; (22×0,1)	2,20 kN/ m ²
4	Isolation thermique épaisseur 2 cm	0,16 kN/ m ²
5	Plancher corps creux (16 + 4) cm	2,8 kN/ m ²
6	Enduit en plâtre (ep 2cm); (0,10×2)	0,20 kN/ m ²
		G = 6,48 kN/ m²
		Q = 1 kN/ m²

Tableau II.2.Descente de charge plancher terrasse inaccessible (corps creux)

II.4.2. Plancher étage courant :

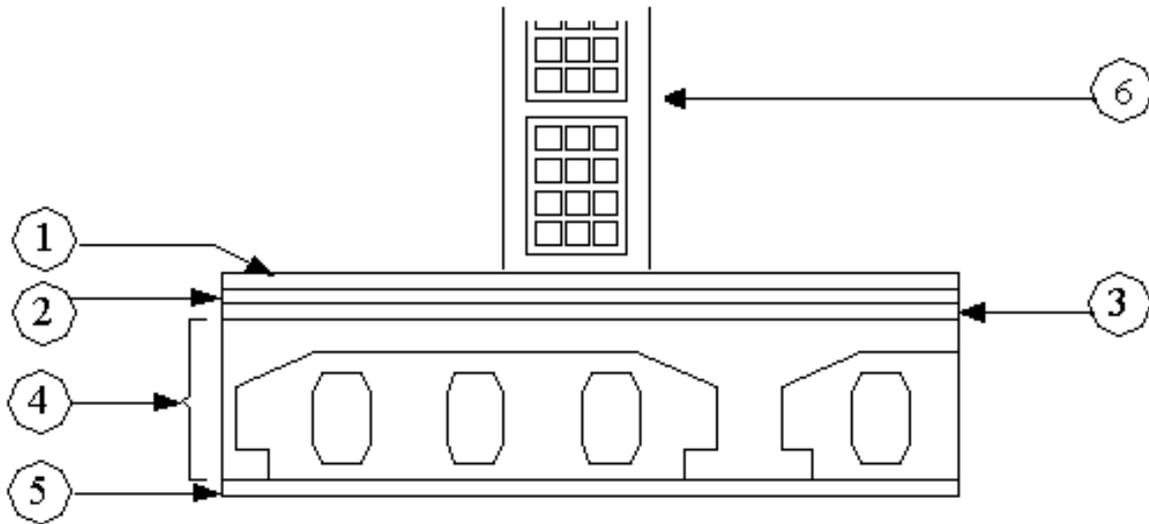


Figure II.4 : Coupe du plancher étage courant (corps creux)

Charge permanente (G):

1	Revetment carrelage ép(2 cm)	0,40 kN/m ²
2	Mortier de pose ép 2cm (2 × 0,20)	0,40 kN/ m ²
3	Lit de sable épaisseur 3 cm	0,54 kN/ m ²
4	Plancher corps creux (16 + 4) cm	2,8 kN/ m ²
5	Enduit en plâtre ép 2 cm ; (0,10 × 2)	0,20 kN/ m ²
6	Cloison de brique creuse ep 10 cm	0,90 kN/ m ²
		G = 5,24 kN/ m²
		Q = 1,5 kN/ m²

Tableau II.3. Descente de charge plancher étage courant (corps creux)

II.5) Murs de façade :

1	Enduit extérieure en ciment (ep =1,5 cm)	0,27kN/m²
2	Parois exterieur en brique creuse (ep = 15 cm)	1,3 kN/m²
3	Parois intérieur en brique creuse (ep = 10 cm)	0,9 kN/m²
4	Enduit intérieur en ciment (ep = 1,5 cm)	0,15kN/m²
		G =2,62kN/m²

Tableau II.4.Descente de charge d'un mur extérieur

II. 5. -Pré dimensionnement des poutres:

Selon le B.A.E.L. 91 et selon R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h_t/b < 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0,3d \leq b \leq 0,8d \\ h_t / b < 4 \end{array} \right.$$

- ❖ d: hauteur utile
- ❖ L : la plus grande portée
- ❖ h_t = hauteur de la pouter
- ❖ b : largeur de la pouter

BLOC A

II.5.a) -Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{\max} = 622 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 41,46 \text{ cm} \leq h_t \leq 62,22 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 32,4 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\begin{aligned} b = 30 &\geq 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \\ h = 45 &\geq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h}{b} &= 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \end{aligned}$$

Donc on prend **(30 X 40) cm²** comme section des poutres principales

5.2-b)Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{\max} = 455 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,3 \text{ cm} \leq h_t \leq 45,5 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 25,2 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\begin{aligned} b = 30 &\geq 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \\ h = 35 &\geq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h}{b} &= 1,6 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \end{aligned}$$

Donc on prend **(30 X 35) cm²** comme section des poutres secondaires

b-BLOC

5.1-c)Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{\max} = 622 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 41,46 \text{ cm} \leq h_t \leq 62,22 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 32,4 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} b = 30 &\geq 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \\ h = 45 &\geq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h}{b} &= 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \end{aligned}$$

Donc on prend **(30 X 45) cm²** comme section des poutres principales

5.2-c)Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{\max} = 454.5 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,3\text{cm} \leq h_t \leq 45,45 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 25,2\text{cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$b = 30 \geq 20$ Condition vérifiée .

$h = 35 \geq 30$ Condition vérifiée .

$\frac{h}{b} = 1,6 < 4$ Condition vérifiée .

Donc on prend **(30 X 35) cm²** comme section des poutres secondaires

Dans le tableau qui suit on trouve les dimensionnement des deux blocs A et B :

	Poutres principales		Poutres secodaire	
	a (cm)	b (cm)	a (cm)	b (cm)
Bloc A	30	45	30	35
Bloc B	30	45	30	35

Tableau .II. 5 : les dimensionnement des Poutres

II.6) -Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s’effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas.

Le calcul est basé sur la descente des charges set la loi de dégression des charges d’exploitations.

II.6.1- Loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages. On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitation suivantes :

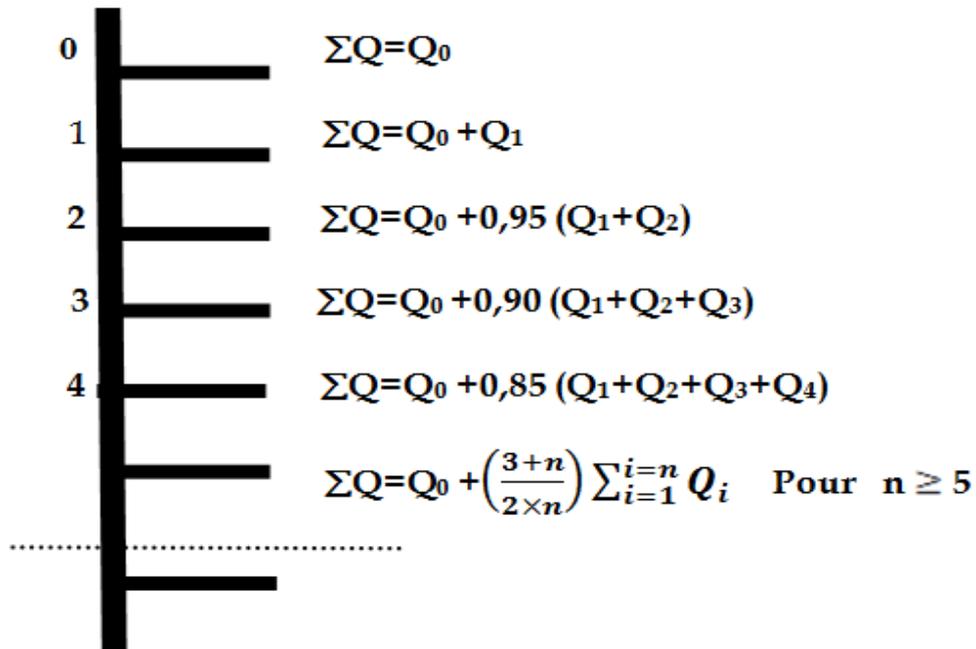


Figure II.5: Loi de la dégression des sur charges

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Teras	$Nq_0 = 1,00$	1,00
05	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2,50
04	$Nq_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
03	$Nq_3 = q_0 + 0,9 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
02	$Nq_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
01	$Nq_5 = q_0 + 0,8 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
Rdc	$Nq_6 = q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75
Sous-sol	$Nq_7 = q_0 + 0,71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,45

Tableau(II. 6): Dégression des charges d'exploitation

Bloc A

II.6.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

$$St = S1+S2+S3$$

$$S1 = 2,45 \times 2,15 = 5,27 \text{ m}$$

$$S2 = 2,02 \times 2,96 = 5,98 \text{ m}$$

$$S3 = 2,96 \times 2,15 = 6,36 \text{ m}$$

$$\text{Donc } St = 17,61 \text{ m}$$

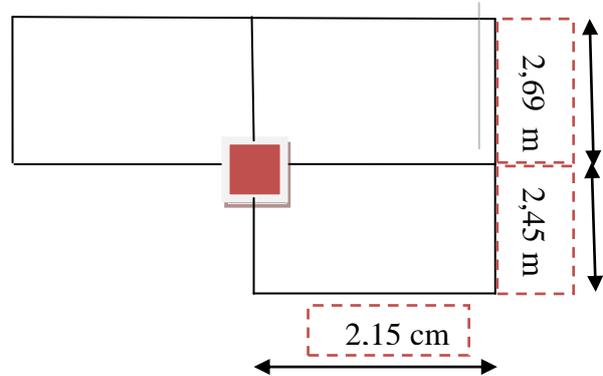


Fig II .6: Poteau puls sollicite

II .6.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{P.Principale} = (2,45 + 2,96) 0,30 * 0,45 * 25 = 18,25 \text{ KN}$$

$$G_{P.secondeire} = (2,15 + 2,02) 0,30 * 0,35 * 25 = 10,94 \text{ KN}$$

$$G_{terasse} = (6,48) 17,61 = 114,11 \text{ KN}$$

$$G_{(RDC , e. courant)} = (5,24) + 6 * 17,61 = 553,66 \text{ KN}$$

$$G_{pot} = 2,68 * 6 * a * b * 25 = 402 (a.b) \text{ KN}$$

$$G_{totale} = (18,25+10,94) 08 + 114,11+553,66+402 (a.b) = 901,29 + 402 (a.b) \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1(901,29 + 402(a.b)) = 991,29 + 442,2 (a.b) \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 * 148,80 = 163,68 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 * (991,29 + 442,2 (a.b)) + (1,5 * 163,68) = 1583,92(a.b) \text{ KN}$$

II). 6.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

a)-Détermination de "a" :

Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} : \text{Longueur de flambement } L_f \\ : \text{Rayon de giration } i \\ : \text{Section des poteaux } B \\ : \text{L'élanement du poteau } \lambda \\ : \text{Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par } I \\ \text{son centre de gravité et perpendiculaire au plan} \\ \text{de flambement} \end{array} \right.$$
$$B = a.b$$
$$I = \frac{b.a^3}{12}$$
$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 2,68 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 2,68 = 187,6 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{187,6}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{187,6}{0,289,45} = 12,98 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm**

$$\lambda = 0,7L_f \Rightarrow \frac{187,6}{13} = 14,43 < 50 \dots \text{cv}$$

b)-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

B_r :Section réduite

$$B_r = (45 - 2)(b - 2) = 43 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s =Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8 \% B_r \dots \dots \dots \text{zone (IIa)}$$

$$A_s = 0,8 \% [43(b - 2)] = 0,344 (b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{187,6}{0,289 \cdot 5} = 12,98 \dots \langle \dots 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{i[1 + 0,2(\lambda/35)^2]} = 0,82 \dots \langle \dots 50$$

(II).PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$f_{c28} = 25MPa ; Fe = 400MPa ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{43(b-2)25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,344(b-2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

$$1583,92 + 596,83b \leq 75,11b - 150,21$$

$$b \leq 28591,48 / 551,72$$

$$b \leq 51,82 \text{ cm}$$

On prend : b = 45 cm

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min(a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{268}{20} = 13,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.6.5-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale):bloc A , B :

Niveau	(a x b) cm ²
Sous sol	
Rdc	(45 x 45)
1	
2	
3	(40 x 40)
4	
5	(35 x 35)
6	

Tableau II. 7: Choix des sections des poteaux

II .7)Dimensionnement des voiles :

D'après le **RPA99** les voiles ne sont considérés comme voile que si la condition suivante est satisfaite :

$$L \geq 4 \cdot a$$

L : Longueur du mur

a : L'épaisseur du m

On a :

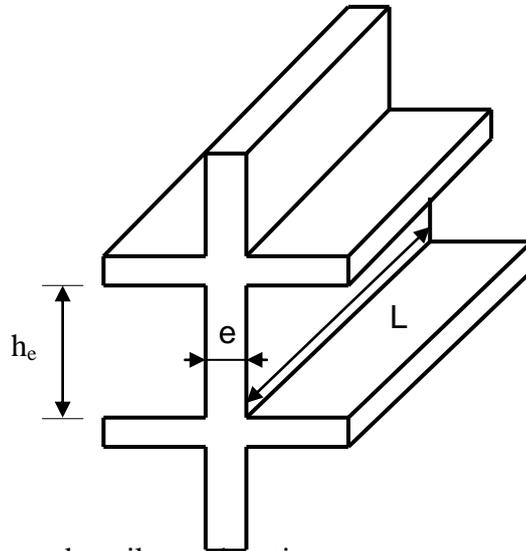


Figure II.7. Coupe de voile en élévation

-Pour RDC, et autre étages:

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{268}{22} \rightarrow e \geq 12,18 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux des de blocs :

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
Sous sol	45 X 45	30 X 45	30 X 35	20
R.D.C.				
01				
02	40 X 40			
03				
04				
05				
06	35 X 35			

Tableau II. 8: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles :

Chapitre III
Calcul des planchers

III) 1.Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

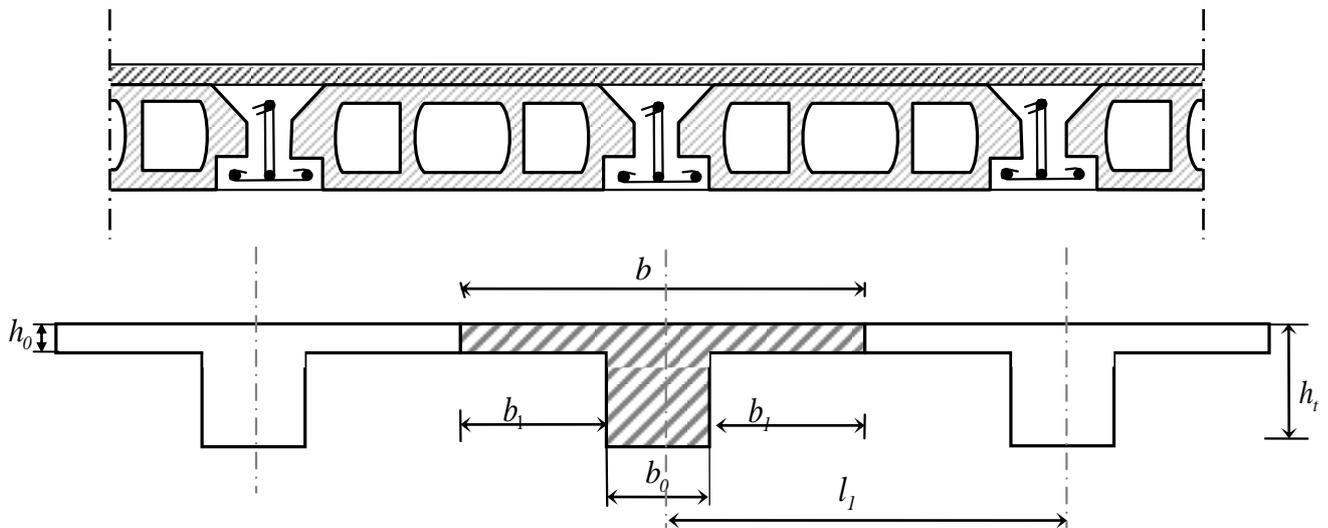


Fig. III. 1 : Schéma d'un plancher à corps creux

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

1-plancher a corps-creux

2-dalle plaine

Un plancher à corps creux $h_t = 20\text{cm}$: $\begin{cases} 16\text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4\text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 20\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \end{cases}$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

Choix de b_1 : le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

b) 1^{er} phase (avant le coulage de la dalle de compression) :

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

d'un étaielement à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

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

- Charges permanentes :

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

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

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

- Surcharges d'exploitations :

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

- Les combinaisons et les efforts : Le calcul se fait à l'E.L.U et la vérification à l'E.L.S :

(III).CALCUL DES PLANCHERS

	ELU		ELS	
Bloc A	$M_u \left(\frac{q_u l^2}{8}\right)$	5,78 KN.m	$M_s \left(\frac{q_s l^2}{8}\right)$	4,02 KN.m
	$T_u \left(\frac{q_u l}{2}\right)$	5,38 KN	$T_s \left(\frac{q_s l}{2}\right)$	3,74 KN
Bloc B	M_u	5,76 KN.m	M_s	4KN.m
	T_u	5,36 KN	T_s	3,74 KN

Tableau (III.1) : Les combinaisons et les efforts.

b.2) Ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,78 \times 10^3}{12 \times 3,6^2 \times 14,17} = 2,623 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

c) 2^{ème} phase (après le coulage de la dalle de compression) :

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

	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	Pu[kN/ml]	Ps[kN/ml]
Plancher étage courant	5,24	1,5	9,32	6,74

Tableau (III.2) : Combinaison des charges.

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

III.2-Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

(III).CALCUL DES PLANCHERS

1.1-Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

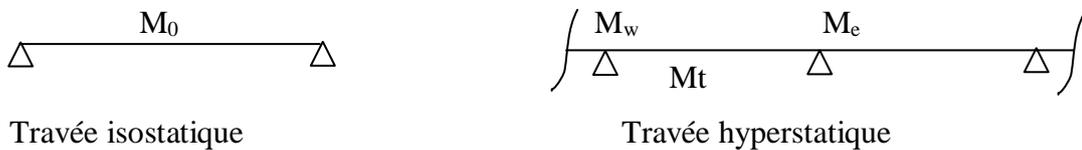
Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$
- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

1.2-Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive

M₀ : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

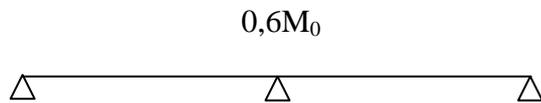
M_e : moment sur l'appui droit de la travée

$\alpha : Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

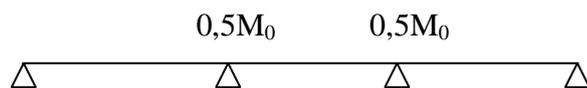
1.3-Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

- Cas de deux travées :



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées :



1.4-Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

(III).CALCUL DES PLANCHERS

- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

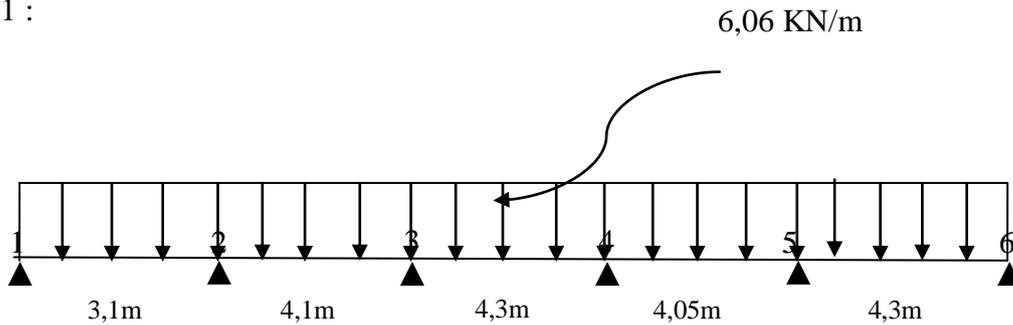
III .3-Calcul des poutrelles :

2.1-Type de poutrelles :

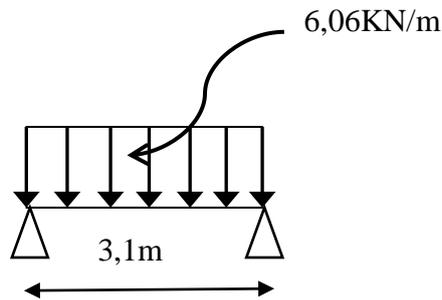
Notre construction comporte trois et quatre types de poutrelles dans chaque bloc (a ;b) ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Bloc A

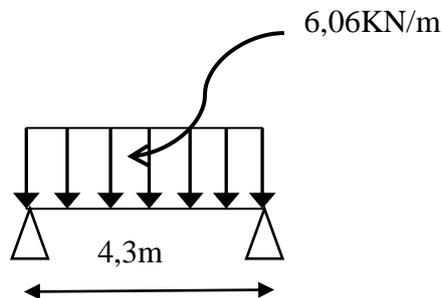
Type1 :



Type 2 :

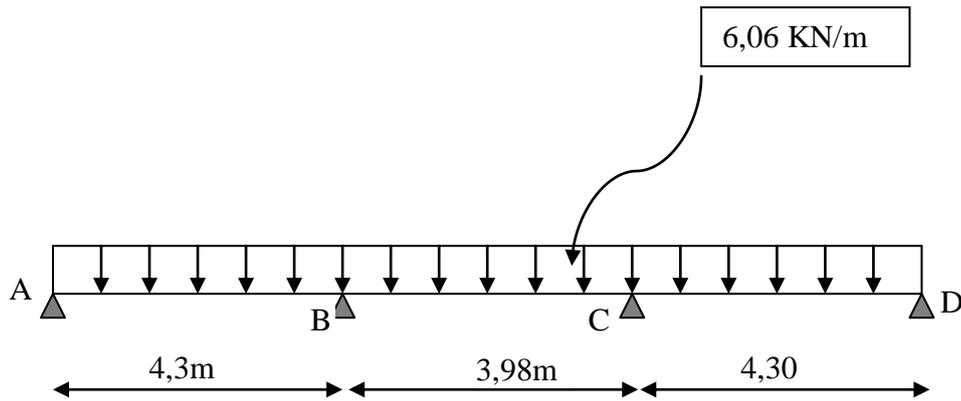


Type 3 :



BLOC B :

Type 1



Type 2 :

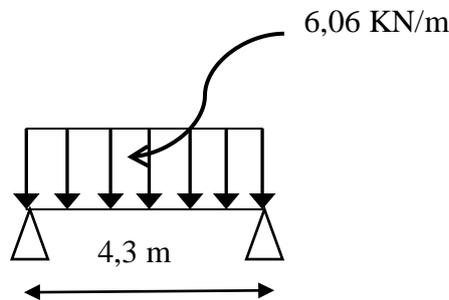


Fig. III. 2 : Les différents types des poutrelles

2.2-Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire /mL

2.a-Plancher RDC ; 1^{er} au 6^{ème} étages :

$$\begin{cases} G = 5,24 \times 0,65 = 3,41 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,06 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,38 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

2. b-Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,0 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,66 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,86 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

2.3-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

a- **Plancher RDC ; 1^{er} au 6^{ème} étages :** $G = 5,24 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,48 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée.

b- **Plancher terrasse :** $G = 6,24 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12,48 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée.

2- Poutrelle à inertie constante ($I = \text{Cet}$).....condition vérifiée.

3 -Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du RDC ;1^{er} au 6^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable condition non vérifié.

Donc, dans le plancher terrasse, on applique la méthode RDM6 .

3- $0,8 \leq Li / Li + 1 \leq 1,25$condition non vérifiée.

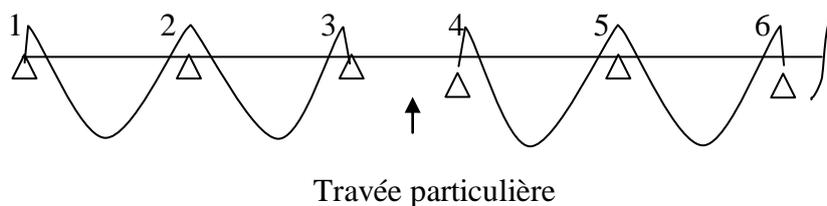
Puisque le rapport $0,8 \leq Li / Li + 1 \leq 1,25$ n'est pas satisfait ; on utilise la méthode forfaitaire modifiée pour la travée particulière ; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées.

2.4-Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25, il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

3.1-Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées : (travée intermédiaire)



$$Ma_1 = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$Ma_2 = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023})$$

$$Ma_3 = 0,4 M_{023}$$

$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

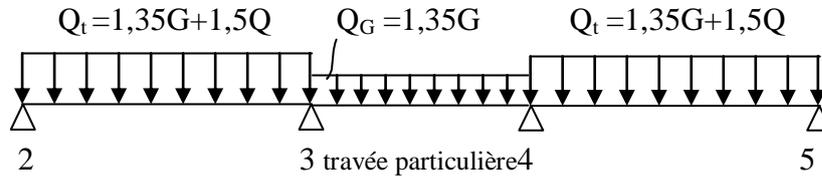
$$Ma_5 = 0,4 \max (M_{045} ; M_{056})$$

1.1-Calcule des moments de la travée particulière :

(III).CALCUL DES PLANCHERS

a-Le moment minimal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment $M_{t_{34min}}$, on considère le chargement suivant :

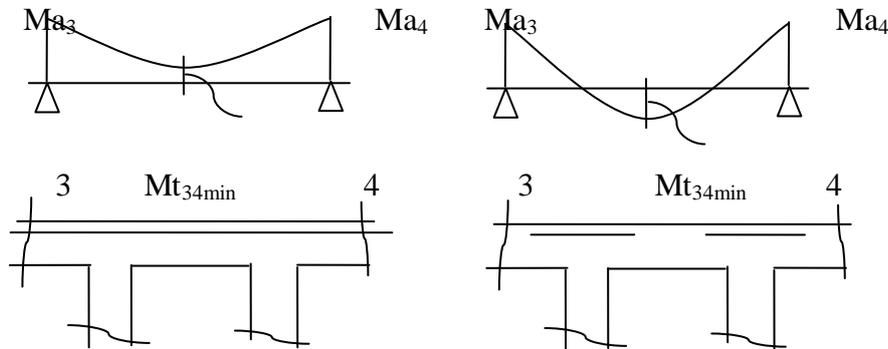


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M_x = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

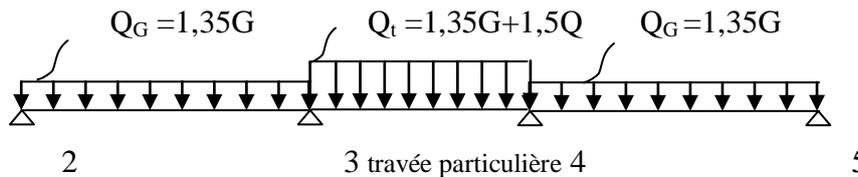
Le moment $M_{t_{34min}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur : $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes :



b- Le moment maximal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment $M_{t_{34max}}$, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue) :

(III).CALCUL DES PLANCHERS

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34\max}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur :

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

Avec: $Qt = 1,35G + 1,5Q$

$M'a_3 = 0,4\min (M_{023}, M_{034})$

$M'a_4 = 0,4\min (M_{034}, M_{045})$

$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2/8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2/8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2/8$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$

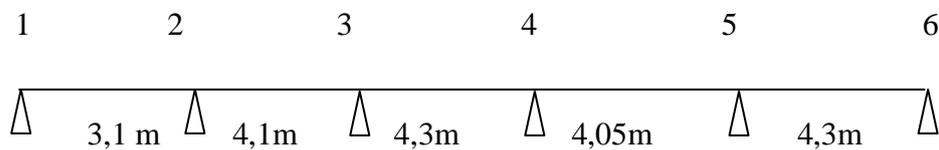
3.2- Cas ou la travée particulière est une travée de rive :

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

III .4 -Calcul des Planchers R.D.C au 6^{me} étages :

Le calcul se fait à l'E.L.U

4.a)Bloc A : type 1 : en utilisant méthode forfaitaire modifier



$Q_u = 6,06 \text{ KN.m}$

$Q_s = 4,38 \text{ KN.m}$

$Q_G = 1,35G = 1,35(5,24 \cdot 0,65) = 4,60 \text{ KN.m}$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{1.5 + 5.24} = 0,222$$

$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \cdot 0.222) = 1.07$

$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \cdot 0.222) / 2 = 0.533 \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire}$

$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \cdot 0.149) / 2 = 0.633 \dots \dots \dots \text{travée de rive}$

4.1-Calcul du moment minimal de la travée AB :

1.1-Moments isostatiques :

$M_{0AB} = Q_G \cdot L_{AB}^2 / 8 = 4,60 (3,1)^2 / 8 = 5,52 \text{ KN.m}$

$M_{0BC} = Q_u \cdot L_{BC}^2 / 8 = 6.06 (4,1)^2 / 8 = 12,73 \text{ KN.m}$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

$$M_{0DE} = Q_u \cdot L_{CD}^2 / 8 = 6,06 (4,05)^2 / 8 = 12,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0EF} = Q_u \cdot L_{AB}^2 / 8 = 6,06(4,3)^2 / 8 = 14,01 \text{ KN.m}$$

1.2-Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,1 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 6,36 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5,60 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 5,60 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 7,01 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2 M_{0EF} = 2,80 \text{ KN.m}$$

A) -Moment en travée particulière AB ($M_{t \min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G \cdot L} = \frac{3,1}{2} + \frac{1,1 - 6,63}{4,60 \cdot 3,1} = 1,18 \text{ m}$$

$$M_{t \min}(x) = 4,6 \cdot 1,18 \left(\frac{3,1 - 1,18}{2} \right) - 1,1 \left(1 - \frac{1,18}{3,1} \right) - 6,36 \cdot \frac{1,18}{3,1} = 2,07 \text{ KN.m}$$

1.3-Moments isostatiques :

$$M_{0AB} = Q_u \cdot L_{AB}^2 / 8 = 6,06(3,1)^2 / 8 = 7,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L_{BC}^2 / 8 = 4,60 (4,1)^2 / 8 = 9,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_G \cdot L_{CD}^2 / 8 = 4,60 (4,05)^2 / 8 = 9,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0EF} = Q_G \cdot L_{AB}^2 / 8 = 6,60(4,3)^2 / 8 = 10,63 \text{ KN.m}$$

1.4-Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2 M_{0EF} = 2,12 \text{ KN.m}$$

B) -Moment en travée particulière BC: ($M_{t \max}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_T \cdot L} = \frac{3,1}{2} + \frac{1,46 - 3,86}{6,06 \cdot 3,1} = 1,42 \text{ m}$$

$$M_{t \max}(x) = 6,06 \cdot 1,42 \left(\frac{3,1 - 1,42}{2} \right) - 1,46 \left(1 - \frac{1,42}{3,1} \right) - 13,86 \cdot \frac{1,42}{3,1} = 4,67 \text{ KN.m}$$

4.2-Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire :

2.1-Sollicitation à l'E.L.U :

- $qu = (1,35G + 1,5Q).0,65 = 5,89 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q/(G + Q) = 1,5/(5,24 + 1,5) = 0,22$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,06 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,06
- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,633$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha)/2 = 0,533$ (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(Mw+Me)/2]. \\ [(1,2 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(Mw + Me)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

C-Moment en travée :

- **Travée(BC) :**

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(Mw + Me)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

Travée(BC) :

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{BC} \geq 1,07.13,86 - (6,93 + 5,60)/2 = 8,56 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{BC} \geq 0,533.M_{0BC} = 0,533.13,86 = 7,39 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{BC} = 8,56 \text{ KN.m}$$

- **Travée(CD) :**

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(MwMe)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

Travée(CD) :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{BC} \geq 1,07.14,01 - (5,60 + 5,60)/2 = 9,39 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC} \geq 0,533.M_{0BC} = 0,533.14,01 = 6,16 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 9,39 \text{ KN.m}$$

• **Travée(DE) :**

$$\text{Travée intermédiaire } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w M_e)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

• **Travée(DE) :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{BC} \geq 1,07.12,42 - (5,60 + 7,01)/2 = 6,98 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC} \geq 0,533.M_{0BC} = 0,533.12,42 = 6,62 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 6,62 \text{ KN.m}$$

• **Travée(EF) :**

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w M_e)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

• **Travée(EF) :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{BC} \geq 1,07.14,01 - (67,01 + 2,8)/2 = 10,08 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC} \geq 0,533.M_{0BC} = 0,533.14,01 = 10,08 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 8,56 \text{ KN.m}$$

4.3-Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2 \\ T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2 \end{cases}$$

• **Travée (AB)_{min} :**

$$\begin{cases} T_A = (1,1 - 6,93)/3,1 + (4,6.3,1)/2 = 5,24 \text{ KN} \\ T_B = (1,1 - 6,93)/3,1 - 4,6.3,1 = -9,01 \text{ KN} \end{cases}$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

- **Travée (AB)_{max} :**

$$\begin{cases} T_A = (1,46 - 5,31)/3,1 + (6,06 \cdot 3,1)/2 = 8,15 \text{KN} \\ T_B = (1,46 - 5,31)/3,1 - 6,06 \cdot 3,1 = -10,63 \text{KN} \end{cases}$$

- **Travée (BC) :**

$$\begin{cases} T_w = (6,93 - 5,6)/4,1 + 6,06 \cdot 4,1/2 = 12,75 \text{KN} \\ T_e = \frac{6,93 - 5,6}{4,1} - \frac{6,06 \cdot 4,1}{2} = -12,09 \text{KN} \end{cases}$$

- **Travée (CD) :**

$$\begin{cases} T_w = (5,6 - 5,6)/4,3 + 6,06 \cdot 4,3/2 = 13,03 \text{KN} \\ T_e = \frac{5,6 - 5,6}{4,3} - \frac{6,06 \cdot 4,3}{2} = -13,03 \text{KN} \end{cases}$$

- **Travée (DE) :**

$$\begin{cases} T_w = (5,6 - 7,01)/4,05 + 6,06 \cdot 4,05/2 = 11,92 \text{KN} \\ T_e = \frac{5,6 - 7,01}{4,05} - \frac{6,06 \cdot 4,05}{2} = -12,62 \text{KN} \end{cases}$$

- **Travée (EF) :**

$$\begin{cases} T_w = (7,01 - 2,8)/4,3 + 6,06 \cdot 4,3/2 = 14,01 \text{KN} \\ T_e = \frac{7,01 - 2,8}{4,3} - \frac{6,06 \cdot 4,3}{2} = -12,05 \text{KN} \end{cases}$$

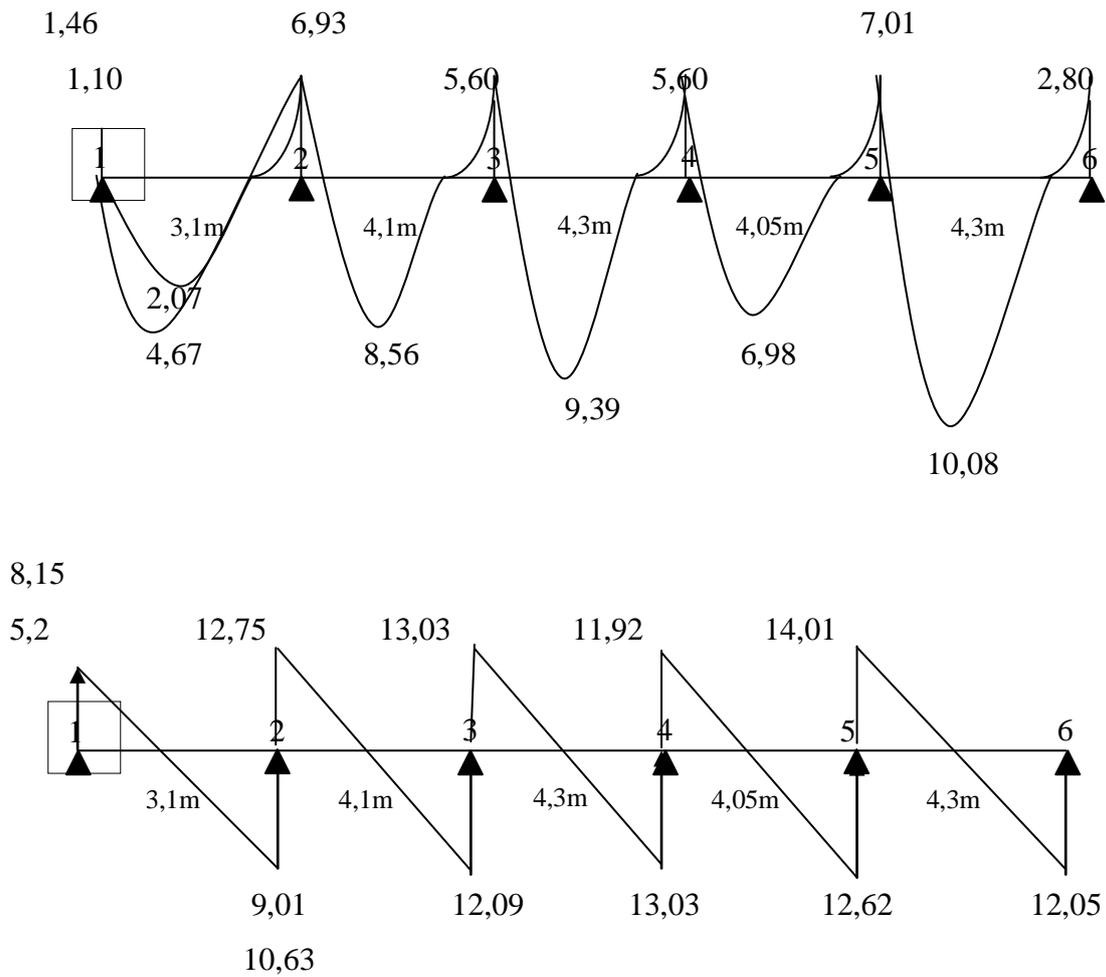


Fig (III.3) : Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1)

4.b) Bloc B : type 1 : en utilisant méthode forfaitaire :

4.1)Vérification :

1)* $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,48 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée.

2)* $I = \text{cte}$ c.v

3)* Fissuration peu préjudiciable.

4)* $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$..{ $4,30 / 3,98 = 1,08$; $3,98 / 4,30 = 0,92$...condition non vérifiée.

1.1-Moments isostatiques :

$$M_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 6,06 (4,30)^2 / 8 = 14,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 6,06 (3,38)^2 / 8 = 12,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 6,06 (4,30)^2 / 8 = 14,01 \text{ KN.m}$$

1.2-Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,8 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 7,005 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 7,005 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{0CD} = 2,8 \text{ KN.m}$$

4.2-Calcul des moments dans les autres travées :

- $qu = (1,35G + 1,5Q).0,65 = 6,06 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q/(G + Q) = 1,5/(5,24 + 1,5) = 0,22$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,06 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,06
- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,633$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha)/2 = 0,533$ (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(Mw+Me)/2]. \\ [(1,2 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,07M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(Mw + Me)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

Moment en travée :

• **Travée(AB) travée de rive :**

$$\begin{aligned} 1) Mt^{AB} &\geq 1,07.14,01 - (2,8 + 7,005)/2 = 10,09 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{AB} &\geq 0,53.M_{0AB} = 0,633.14,09 = 8,86 \text{ KN.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) \\ 2) \end{aligned}} \right\} \text{ on prend: } Mt^{AB} = 10,09 \text{ KN.m}$$

• **Travée(BC) travée intermédiaire :**

$$\begin{aligned} 1) Mt^{BC} &\geq 1,07.12 - (2,8 + 7,005)/2 = 7,94 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{BC} &\geq 0,533.M_{0BC} = 0,533.12,00 = 6,40 \text{ KN.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) \\ 2) \end{aligned}} \right\} \text{ on prend: } Mt^{BC} = 6,40 \text{ KN.m}$$

• **Travée(CD) travée de rive :**

$$\begin{aligned} 1) Mt^{CD} &\geq 1,07.14,01 - (2,8 + 7,005)/2 = 10,09 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{CD} &\geq 0,53.M_{0AB} = 0,633.14,09 = 8,86 \text{ KN.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) \\ 2) \end{aligned}} \right\} \text{ on prend: } Mt^{CD} = 10,09 \text{ KN.m}$$

4.3-Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2 \\ T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2 \end{cases}$$

• **Travée (AB) :**

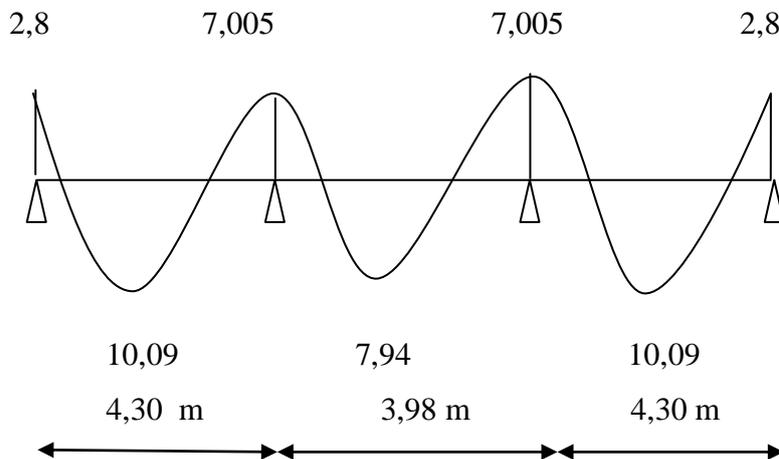
$$\begin{cases} T_w = (2,8 - 7,005)/4,30 + (6,06 \cdot 4,3)/2 = 12,05 \text{ KN} \\ T_e = (2,8 - 7,005)/4,3 - 6,06 \cdot 4,30/2 = -14,01 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (BC) :**

$$\begin{cases} T_w = (7,005 - 7,005)/3,98 + 6,06 \cdot 3,98/2 = 12,06 \text{ KN} \\ T_e = (7,005 - 7,005)/3,98 - 6,06 \cdot 3,98/2 = -12,06 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{7,005 - 2,8}{4,30} + \frac{6,06 \cdot 4,3}{2} = 14,01 \text{ KN} \\ T_e = \frac{7,005 - 2,8}{4,3} - \frac{6,06 \cdot 4,30}{2} = -12,08 \text{ KN} \end{cases}$$



(III).CALCUL DES PLANCHERS

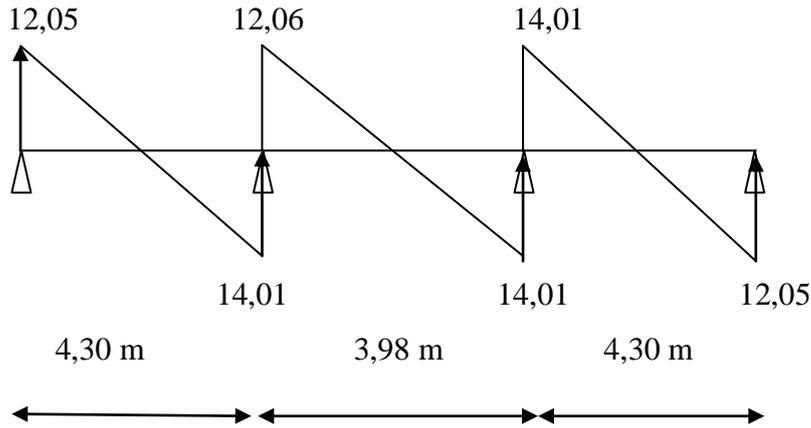


Fig (III.4) : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 2)

Blocs	Type	travée	L(m)	ELU						ELS				
				M_0	M_T	M_W	M_E	T_W	T_E	M_0	M_T	M_W	M_E	
Bloc A	01	AB	3,1	MIN	5,52	2,07	1,1	6,93	5,24	9,01	4,09	1,6	0,82	4,6
				MAX	7,28	4,67	1,46	6,93	8,15	10,63	5,26	3,02	1,05	3,58
	BC	4,1	13,86	8,56	6,93	5,6	12,75	12,09	9,20	5,51	4,6	4,05		
	CD	4,3	14,01	9,39	5,60	5,60	13,03	13,03	10,12	6,78	4,05	4,05		
	DE	4,05	12,42	6,98	5,60	7,01	11,92	12,62	8,98	5,05	4,05	5,06		
	EF	4,3	14,01	10,08	7,01	2,8	14,01	12,05	10,12	7,29	5,06	2,02		
	02	AB	3,1	7,28	6,33	1,46	1,46	9,39	9,39	5,26	4,58	1,05	1,05	
03	AB	4,3	14,01	12,19	2,8	2,8	13,01	13,01	10,12	8,81	2,02	2,02		
Bloc B	01	AB	4,3	14,01	10,09	2,8	7,005	12,05	14,01	10,12	7,65	2,02	4,33	
		BC	3,98	12,00	7,94	7,005	7,005	12,06	12,06	8,67	6,10	4,33	4,33	
		CD	4,3	14,01	10,09	7,005	2,8	14,01	12,08	10,12	7,65	4,33	2,02	
	02	AB	4,3	14,01	12,19	2,8	2,8	13,01	13,01	10,12	8,81	2,02	2,02	

Tableau III. 3 : Résultats obtenus R.D.C au 6^{ème} étages :

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 12,19 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 7,01 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,01 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 8,81 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 5,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

III .5 -Calcul des Planchers terrasse :

Blocs	Type	travee	L(m)	ELU						ELS			
				M ₀	M _T	M _w	M _E	T _w	T _E	M ₀	M _T	M _w	M _E
Bloc A	01	AB	3,1	8	4,22	1,6	8,44	3,05	7,60	5,83	3,08	1,16	6,16
		BC	4,1	14	4,52	8,44	10,37	14,12		10,12	3,30	6,16	7,57
		CD	4,3	15,4	5,66	10,37	0	3,97	14,66	11,23	4,13	7,57	0
		DE	4,05	13,65	3,05	0	12,36	14,34	12,63	6,96	2,23	0	9,02
		EF	4,3	15,4	9,71	12,36	3,08	1,44	17,19	11,23	7,08	9,02	2,24
	02	AB	3,1	8	6,4	1,6	1,6	10,22	10,22	5,83	4,67	1,16	1,16
	03	AB	4,3	15,4	12,31	3,08	3,08	14,31	14,31	11,23	8,98	2,24	2,24
	Bloc B	01	AB	4,3	15,4	10,09	3,08	11,49	16,99	11,65	11,23	7,37	2,24
BC			3,98	13,12	1,63	11,49	11,49	13,22	13,22	9,57	1,9	8,39	8,39
CD			4,3	15,04	10,09	11,49	3,08	11,65	16,99	11,23	7,37	8,39	2,24
02		AB	4,3	15,04	12,32	3,08	3,08	14,31	14,31	11,23	8,98	2,24	2,24

Tableau III. 4 : Résultats obtenu de plancher terrasse

III.6-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

(III).CALCUL DES PLANCHERS

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

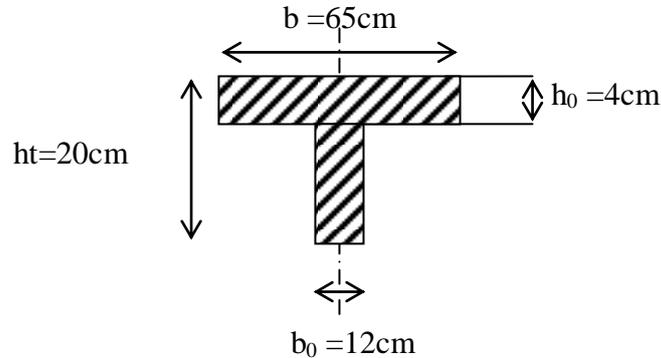


Fig.III.5 : Section de calcul de la poutrelle

Données :

- Largeur de la section en $b = 65\text{ cm}$.
- Largeur de la section $b_0 = 12\text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 20\text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4\text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18,00\text{ cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{ Mpa}$.
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.

III.7-Planchers (RDC au 6^{ème} étages) :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travées max}} = 12,19\text{ KN.m} \\ M_{\text{appui max}} = 7,01\text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 14,01\text{ KN} \end{array} \right.$$

7.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

(III).CALCUL DES PLANCHERS

$$M_t = bh_0fbc(d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ KN.m}$$

$$M_t \text{ max} = 12,19 \text{ KN.m} < 58,94 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(bxht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_t \text{ max} = 12,19 \text{ KN.m}$$

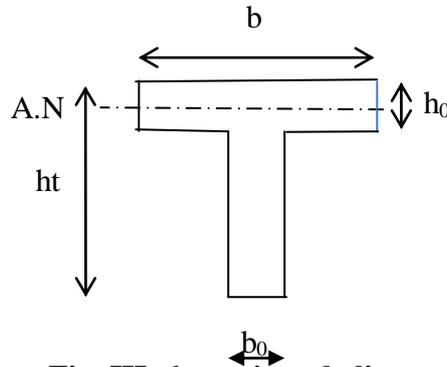


Fig. III. 6 : position de l'axe neutre

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,19 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,040 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,040 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,980$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,19 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 18 \cdot 348} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- **En Travée :**

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 = 3,39 cm².

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$= 15486,92 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,98 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,01 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,127 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,127 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9315$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,01 \cdot 10^3}{0,9315 \cdot 18 \cdot 348} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T10 = 1,57 cm².

(III).CALCUL DES PLANCHERS

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée ;

On prend : 2T10 ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

7.2) Vérification à l'E.L.S :

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 - 35,4y - 637,2 = 0$$

$$\begin{cases} \Delta = 84088,40 \\ y_1 = -5,006 \rightarrow y = 3,92 \text{ cm} \\ y_2 = 3,92 \end{cases}$$

$$y = 3,92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,92^3}{3} + (15 \times 2,36 \times (18 - 3,92)^2) = 8323,04 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,81 \times 10^3}{8323,04} \times 3,92 = 4,15 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

d) Vérification de la flèche :

$$f_l = \frac{l}{500}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bhy^3 ; \text{Théorème de Huygens}$$

	X	Y
G_1	0,06	0,08
G_2	0,325	0,02

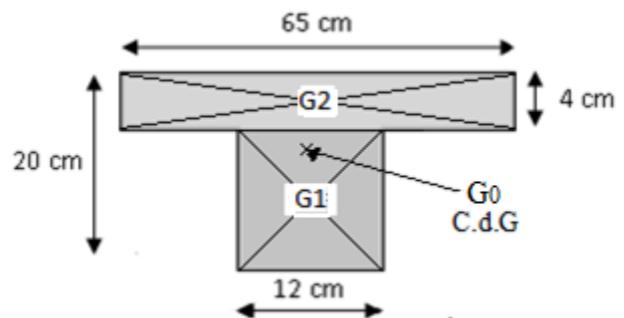


Figure III.7 : C.d.G de la poutrelle.

(III).CALCUL DES PLANCHERS

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{bh_0^3}{12} + ((bh_0) \times G_2 G_0^2) + \left(\frac{b_0 H_0^3}{12} \right) + ((b_0 H) \times G_0 G_1^2) \\
 &= \left(\frac{0,65 \times 0,04^3}{12} + ((0,65 \times 0,04) \times 0,06^2) \right) \\
 &\quad + \left(\left(\frac{0,12 \times 0,16^3}{12} \right) + ((0,12 \times 0,16) \times 0,02^2) \right) = 5,15 \times 10^{-4} \text{m}^4
 \end{aligned}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}; M_{ser} = 8,81 \text{ kN.m}$$

$$f_e = \frac{M_{ser} \times l^2}{9,6EI} = \frac{8,81 \times 10^{-3} \times 4,30^2}{9,6 \times 32164,19 \times 5,15 \times 10^{-4}} = 0,001 \text{ m} = 0,1 \text{ cm}$$

$$f_l = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$f_e < f_l$; Condition vérifiée.

e) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{14,01 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,65 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\begin{aligned}
 \Phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L\right) = \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = \min(5,71 ; 12 ; 10) ; \text{On trouve } \Phi_t \\
 &= 5,71 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

a) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

b) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

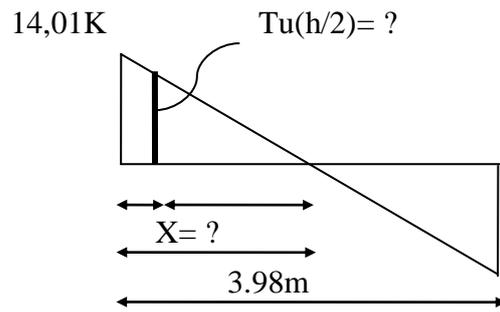


Figure III.8 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{3,98}{2} + \frac{7,005 - 2,80}{6,06 \times 3,98} = 2,16 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,01 \times (2,16 - 0,10)}{2,16} = 13,36 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,62 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,62 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -6,52 \times 10^{-4} \text{ cm} \quad (2)$$

c) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,31 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 10 \text{ cm}$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

- Espacement dans la zone courante :

$S_t \leq 15 \text{ cm}$; On prend $S_t = 10 \text{ cm}$ Zone nodale

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$ Zone courante

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{7,01}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 31,23 \text{ kN}$$

$F_u = 23,52 \text{ kN} > T_u = 14,01 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :

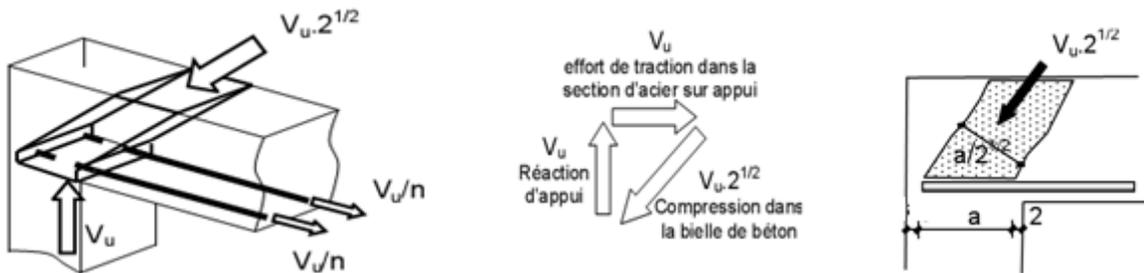


Figure III.9 : Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,01 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,017 \text{ m} = 1,7 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2,5 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

c' : L'enrobage.

a' : La largeur d'appui ;

$$a' = 45 - 2,5 - 2 = 40,5 \text{ cm}$$

c : La largeur de l'appui du poteau ;

(III).CALCUL DES PLANCHERS

$a = \min [(40,5 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} ; a > 1,7 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$

f) Entrainement des armatures :

f.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 14,01 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,01 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,92 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$

f.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

f.3) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{430} = 0,05 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{a ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{430} = 0,05 > \frac{8,81}{15 \times 5,06} = 0,11 ; \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 = \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

7.3-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

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

3.1-Plancher R.D.C au 6ème étages :

Sur travée :

$$M_{ser} = 8,81 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 12,19 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0510$$

$$\gamma = \frac{12,19}{8,81} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 5,06 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 7,01 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1704$$

$$\gamma = \frac{7,01}{5,06} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.8-Plancher terrasse :

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{E.L.U } \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée max}} = 12,32 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui max}} = 12,36 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 17,19 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S } \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée max}} = 8,98 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui max}} = 9,02 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,32 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,04 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,980$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,32 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 18 \cdot 348} = 2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

(III).CALCUL DES PLANCHERS

$$A_{st_{min}} \geq 0,23.b.d.\frac{ft28}{fe}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23.65.18.\frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 = 3,39 cm².

- **sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 20) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{12,36.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,224 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,244 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,872$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{12,36.10^3}{0,872.18.348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23.b_0.d.\frac{ft28}{fe}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23.12.18.\frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T14+1T12 = 2,67 cm².

III.9-Vérification de l'effort tranchant :

9.1-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal T_{max} = 24,36 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{17,19.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,79 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0,15 \left(\frac{fcj}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

III.9.a-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

$$\text{Diamètre } \Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71\text{mm.}$$

$$\text{on adopte : } \Phi_t = 8\text{mm.}$$

1.1-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(18; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 18\text{ cm}$$

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

Zone nodale :

$$St \leq \min(10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

Selon RPA On adopte $\left\{ \begin{array}{l} St = 10\text{cm} \text{ Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} \text{ Zone courante.} \end{array} \right.$

III.10-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

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

9.1-Plancher R.D.C au 6^{ème} étages :

Sur travée :

$$M_{ser} = 8,98 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,051$$

$$\gamma = \frac{12,32}{8,98} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 9,02 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 12,36 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,321$$

$$\gamma = \frac{12,36}{9,02} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

III.11-Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$ → L_{max} : la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max}=4,30m$

$$F_{adm} = \frac{4,30}{500} = 0,86m$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,020\right)^2$$

$$I_0 = 3,25 \cdot 10^{-1} m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}\right) 0,015} = 2,74$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho b s t) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 3,25 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,16 \cdot 0,818)} = 0,099 m^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i I_{Fi}} = \frac{10,52 \cdot 10^{-3} \cdot 3,8^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,099} = 3,37 \cdot 10^{-6} m$$

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 MPa$

Donc : $f = 3,37 \cdot 10^{-6} m = 3,37 \mu m \leq f_{adm} = 0,86 m$condition vérifiée

III.11 1-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{9,49}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 58,58 KN > T_u = 16,66 KN$$

(III).CALCUL DES PLANCHERS

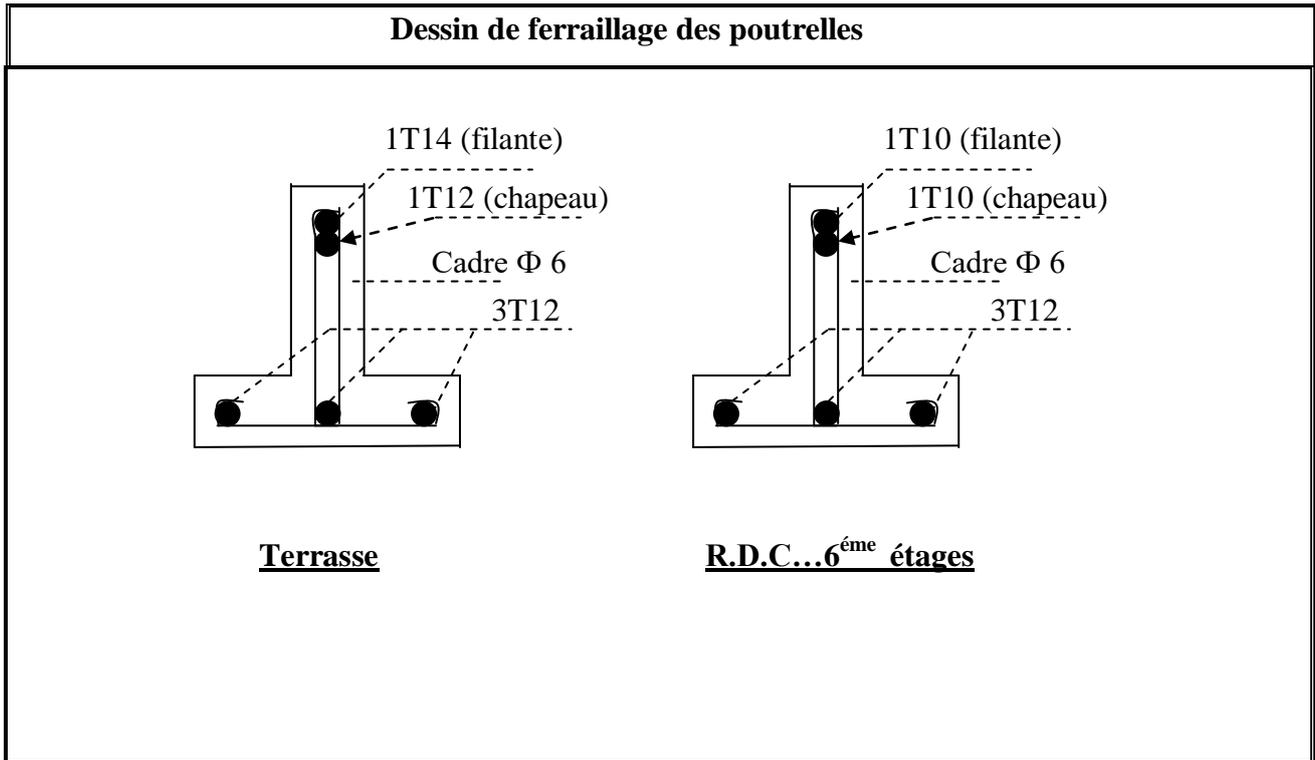


Fig. III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles.

Chapitre IV
Étude des éléments
non structuraux

IV.1-L'acrotère :

1.1-Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et a une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

1.2-Charges sollicitant l'acrotère :

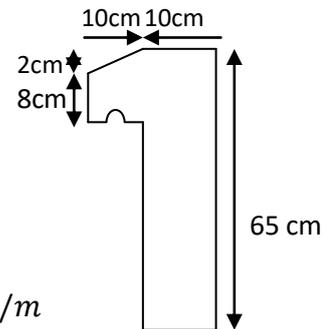
2.1-Charge permanente et charge d'exploitation :

1. a- Charge permanente ;

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$S = \frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,65) + (0,08 \times 0,1) = 0,074 \text{ m}^2$$

$$G1 = S \times \gamma_b = 0,074 \times 25 = 1,85 \text{ kN/m}$$



G2de l'enduit de ciment :

$$G2 = 0,65 + 0,1 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,55 = 1,58 \text{ m} \times 2 \times 0,18 = 0,57 \text{ kN/m}$$

$$Wp = G = G1 + G2 = 1,85 + 0,57 = 2,42 \text{ kN/ml}$$

La charge horizontale :

Fig. IV. 1 : Acrotère

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$$

A = 0,15coefficient d'accélération de la zone

Wp = 2.26 KN/ml.....poids de l'acrotère

Cp = 0,8KN..... facteur de la force horizontale

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,42 = 1,16 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,16 \text{ KN/ml}$$

1. b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courant

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn/ml}$$

2.2-Charge aux états limites :

2. a-E.L.U :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,42 = 3,27 \text{ Kn/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1,16 \times 0,65 = 1,13 \text{ Kn.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1,16 = 1,74 \text{ kN}$$

2. b- E.L.S :

$$N_S = G = 2,42 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1,15 \times 0,65 = 0,75 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1,16 \text{ kN}$$

1.3- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

1.4- Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,13}{3,27} = 0,34 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,34 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

1.5- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

5.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 3,27 \left[0,34 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,21 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 3,27) - 1,27 = -0,98 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,98 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

5.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 1,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,21 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,010$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15},$$
$$= 1,74 \times 10^3$$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,010 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

5.3-Calcul de la section d'armatures en :

3. a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,21 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,38 - \frac{3,27 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

4. a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 2,42 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1,16 \times 0,65 = 0,75 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,75}{2,42} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{30 - 4,05}{30 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopt $4\Phi 6$ (p.m) $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacemen $S_t = 25 \text{ cm}$

4. b- Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $4\Phi 6$ p.m.

1.6-Les vérifications :

6.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,42 \times \left(0,30 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,80 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 2,17 \text{ cm}$$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,17^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 2,17)^2) = 1131,31 \text{ cm}^4$$

6.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{750}{1131,31} \times 1,75 = 1,16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,16 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

6.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 8 \text{ mm ; } \eta = 1,6$$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1131,31} \times (9 - 2,17) = 67,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

6.4-Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1,16 = 1,74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,74}{1 \times 0,09} = 19,33 \text{ kN/m}^2 = 0,019 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

6.5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,42 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 1,16 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

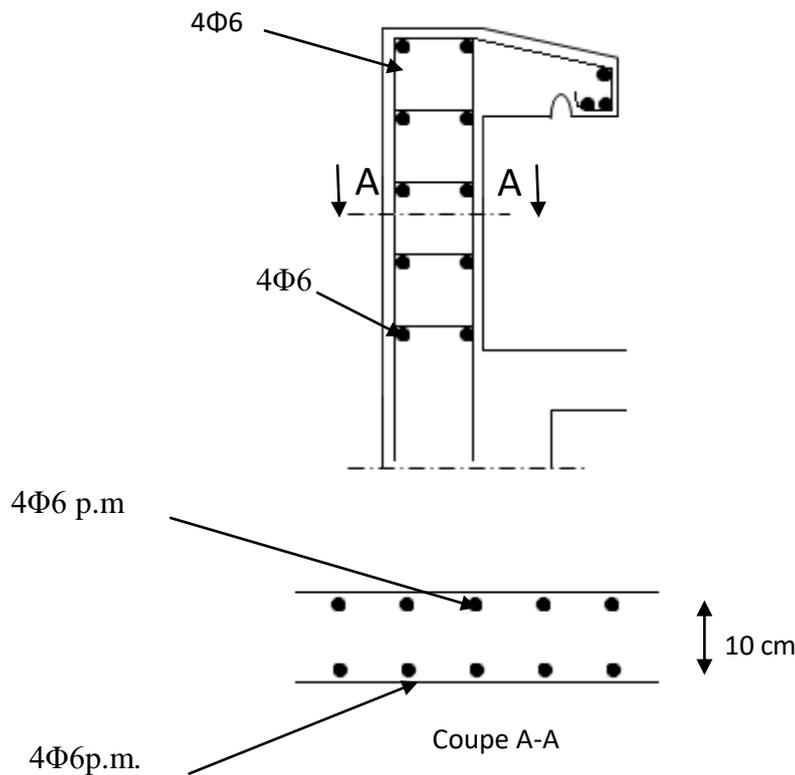


Fig. IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.2-Les escaliers :

2.1-Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

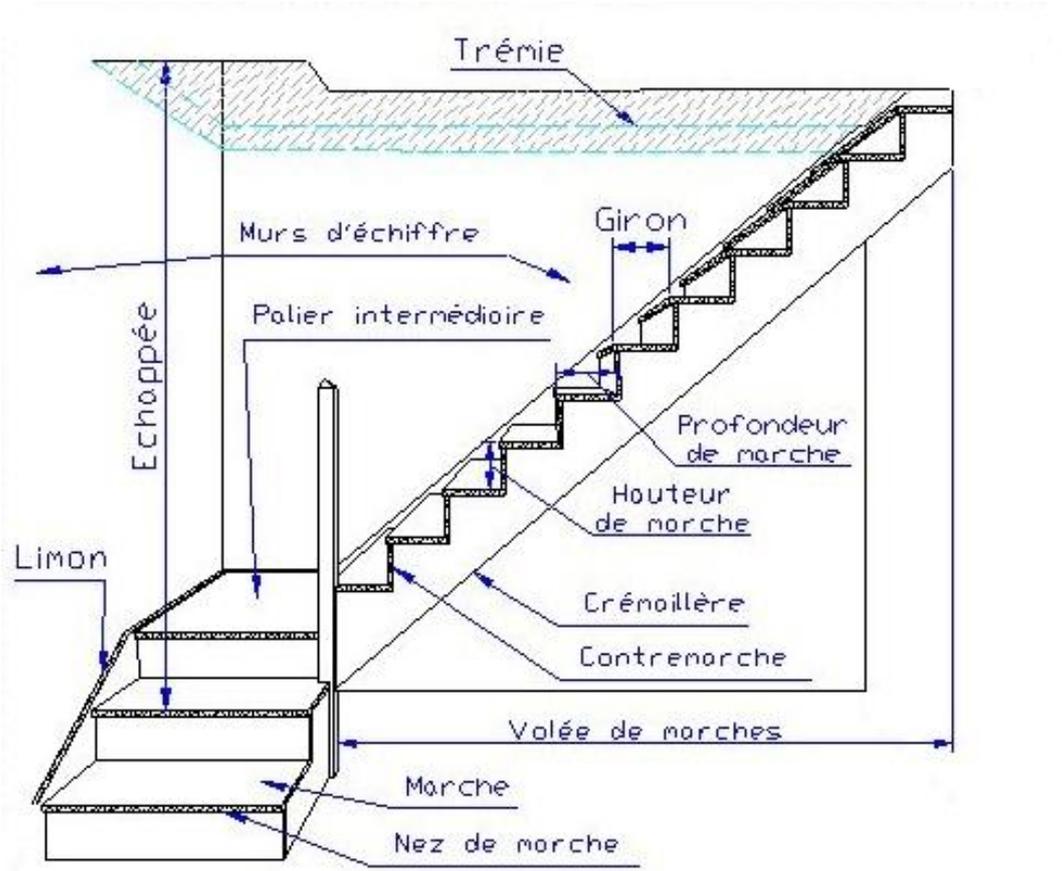


Fig. IV. 3: Schéma descriptif d'un escalier.

Notre bâtiment contient un seul type d'escalier :

Escalier a 2 volées avec 2 paliers se trouve a tous les niveaux du RDC jusqu'au dernier étages.

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Formule de Blondel : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

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

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ (usage d'habitation)

On a aussi c'est deux formules :

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

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

n : Le nombre de contre marche .

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

2.2-Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a : $He = 2,68\text{m}$ et $H = He/2 = 1,34\text{m}$

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

Avec : $m = 64\text{cm}$, $H = 1,34 \text{ cm}$ et $L = 210\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 542n + 268 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 8$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 07$ (nombre de marche)

$$h = \frac{134}{8} = 16,75 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

L'inégalité vérifiée, on a : 07 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

2. a- Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{210}{30 \times 0,98} \leq e_v \leq \frac{210}{20 \times 0,98} \rightarrow$$

$$8,04 \leq e_v \leq 12,06$$

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

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

2. b- Epaisseur du palier (e_p):

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

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

2.3-Descente des charges

3. a-Paillasse :

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,03	0,54
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 0,2 \times \frac{h}{2}$	0,02	0,23
Mortier de ciment vertical $e_p \times 0,2 \times \frac{h}{2}$	0,02	0,23
Poids propre de la paillasse $\frac{e_v}{\cos \alpha} \times 0,25$	/	3,45
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 0,22$	/	1,87
Enduit en plâtre $0,02 \times 10 / \cos \alpha$	0,02	0,23
G		7,35
Q		2,5

Tableau IV. 1 : Charges et surcharge du volée de l'escalier

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,67 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,85 \text{ kN/m} \end{cases}$

3. b- Palier :

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,4
Mortier de ciment	0,02	0,4
Lit de sable	0,03	0,54
Poids propre du palier	$ep \times 0,25$	3,5
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G	5,04	
Q	2,5	

Tableau IV. 2 : charges et surcharge du palier de l'escalier

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,55 \frac{kN}{m} \\ q_{ser} = 7,54 \frac{kN}{m} \end{cases}$

Calcul de moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,67 - 10,55}{10,55} = 0,29 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

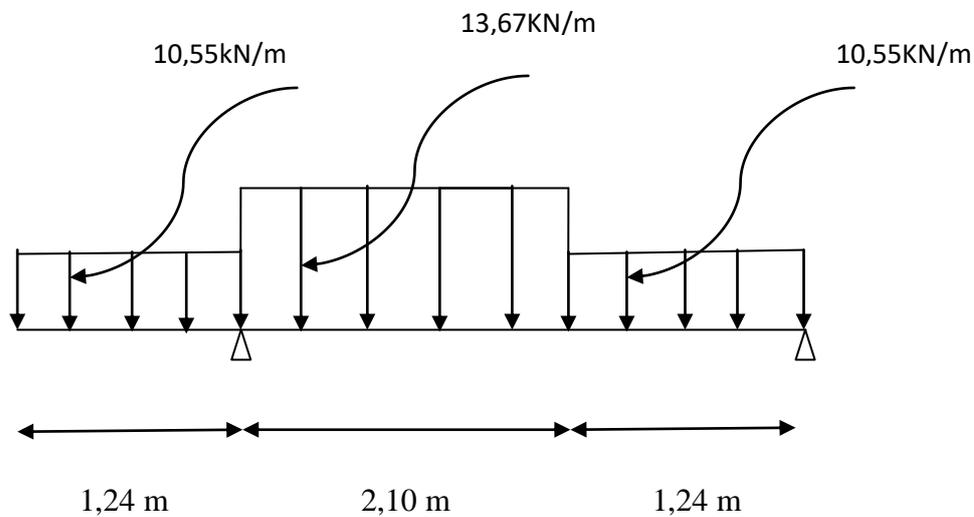


Fig IV. 4 : Schéma statique de l'escalier

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Les réactions d'appuis :

$$R_a + R_b = 2(10,55 \times 1,24) + (13,67 \times 2,10) = 54,87 \text{ kN}$$

$$\sum M_a = \left(-10,55 \times 1,24 \times \frac{1,24}{2}\right) + \left(13,67 \times 2,1 \times \frac{2,1}{2}\right) + \left(10,55 \times 1,24 \times \frac{1,24}{2}\right) + (R_b \times 3,4) = 0$$

$$\text{➤ } R_b = 17,24 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } R_a = 37,63 \text{ KN}$$

4. a-Moment fléchissant max :

$$M(x) = -10,55 \times 1,24 \left(x - \frac{1,24}{2}\right) + 37,63 \times (x - 1,24) - 13,67 \times \left(\frac{(x - 1,24)^2}{2}\right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d \left[-13,08(x - 0,62) + 37,63 \times (x - 0,124) - 13,67 \times \left(\frac{x^2 - 2,48x + 1,24^2}{2}\right) \right]}{dx} = -13,08 + 37,63 - 13,67 \times x + 16,95 \rightarrow x = 3,03 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max}(3,03) = -10,55 \times 1,24 \left(3,03 - \frac{1,24}{2}\right) + 37,63 \times (3,03 - 1,24) - 13,67 \times \left(\frac{(3,03 - 1,24)^2}{2}\right)$$

$$M_{max}(3,03) = 13,93 \text{ KN, m}$$

4. b-Effort tranchant : $0 \leq x \leq 1,24$:

$$T(x) = -10,55 \times x$$

$$T(0) = 0 \text{ KN}$$

$$T(1,24) = -10,55 \times 1,24 = -13,08 \text{ KN}$$

$1,24 \leq x \leq 3,34$:

$$T(x) = 37,63 - 13,67 \times 1,24 - 13,67 \times (x - 1,24)$$

$$T(1,24) = 20,67 \text{ KN}$$

$$T(3,34) = 37,63 - 10,55 \times 1,24 - 13,67 \times 2,1 = -4,15 \text{ KN}$$

$3,34 \leq x \leq 4,58$:

$$T(x) = 37,63 - 10,55 \times 1,24 - 13,67 \times (2,1) - 9,97 \times (x - 3,34)$$

$$T(3,80) = -4,15 \text{ KN}$$

$$T(4,58) = 37,63 - 10,55 \times 1,24 - 13,67 \times 2,1 - 10,55 \times 1,24 = -17,24 \text{ KN}$$

4. c-Diagrammes M et T

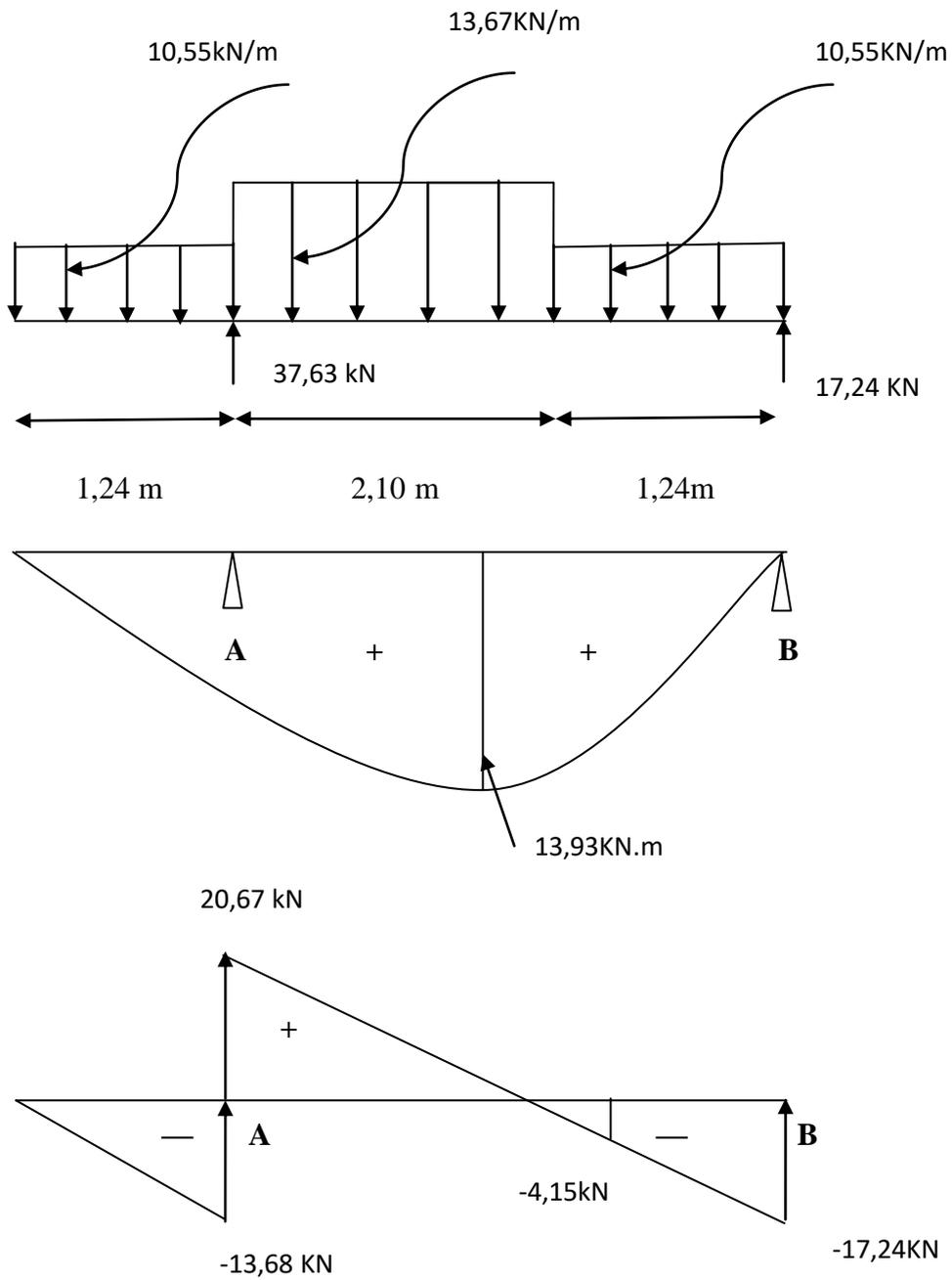


Fig. IV. 5: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier

4. d- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a : $M_{max} = 13,93 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 11,84 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 5,57 \text{ kN.m}$

3.5- Ferrailage de l'escalier :

5. a- En travée :

Le moment ultime :

$M_t = 11,84 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,84 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,071 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9635$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,84 \times 10^3}{0,9635 \times 10,8 \times 348} = 3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T14** avec : $A_{adm} = \frac{6,16 \text{ m}^2}{\text{ml}}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

5. b- Sur appuis :

$M_a = 5,57 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,57 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9875$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,57 \times 10^3}{0,988 \times 12,5 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

3.6-Vérifications ;

6. a-Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 6,16 \text{ m}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$$A_{min} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6. b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{20,67 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,19 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6. c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((20,67) + \frac{5,57 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} 2,24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

6. d- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 10,04 \text{ kN}, \text{m} ; \text{determined par methode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 8,53 \text{ kN}, \text{m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{a \max} = 4,01 \text{ kN}, \text{m}$$

d,1-En travée :

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

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 732,24 = 0 \rightarrow y = 3,20 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,20^3}{3} + (15 \times 3,20)(10,8 - 3,20)^2 = 5008,39 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,53 \times 10^3}{5008,39} \times 4,15 = 5,45 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,45 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d.2-Sur appuis :

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

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0 \rightarrow y = 3,45 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,45^3}{3} + (15 \times 4,52)(12,8 - 3,45)^2 = 7296,03 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,01 \times 10^3}{7296,03} \times 3,45 = 1,89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,89 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6. E-Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{13}{140} = 0,0928 > 0,0333 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b} \cdot d \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0031 > 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

2.7-Etude de la poutre palière :

7.1-Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Leftrightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7.2 Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre: } G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b(\text{Elu}) = 10,55 \text{ kN/ml}$$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$R_b(El_s) = 7,54 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q + R_b$$

$$Q_s = G + Q + R_b(\text{Elu})$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,62)) + 1,5 \times 0,75 + 10,55 = 15,21 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 0,75 + 7,54 = 10,91 \text{ N/m}$$

$$L = 4,30 \text{ m}$$

2. a-Calcul des sollicitations :

	$T=qL/2$ (KN)	$M_t=0.85M_0$ (KN.m)	$M_a=0.4M_0$ _ 0,5 (KN.m)	$M_0 = \frac{Q \times l^2}{8}$
l'E.L.U	32.70	29,87	14,15	35,15
l'E.L.U.S	23,45	21,43	10,08	25,21

Tableau IV.3 : Calcul des sollicitations

2. a- à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{15,21 \times 4,30^2}{8} = 35,15 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 29,87 \text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 14,06 \text{ kN.m}$$

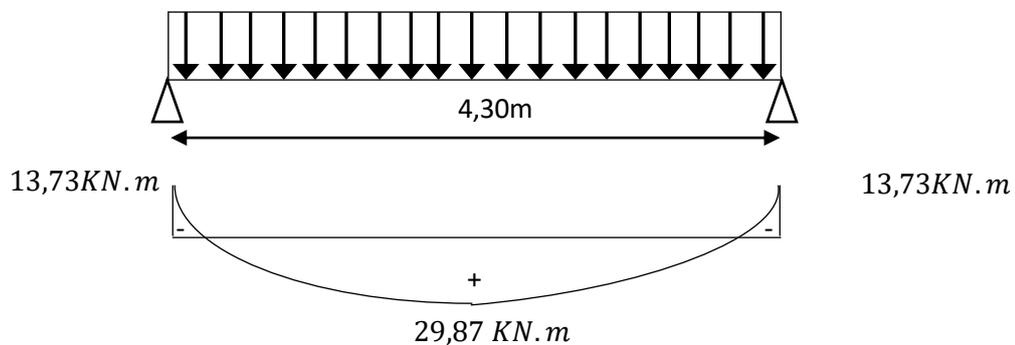


Fig. IV.6 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

7.3-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

3. a-En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 29,87 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,87 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,964$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,19 \times 10^3}{0,964 \times 31,5 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

3. b-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 14,06 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,06 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9825$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,06 \times 10^3}{0,9825 \times 31,5 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

-On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

III.3.7.6. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

a)-En travée :

Position de l'axe neutre: $A_s=2,85$; $d=31,5 \text{ cm}$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 42,75y - 1304,1 = 0 \Rightarrow y = 8,15 \text{ cm}$$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 28721,69\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21,43 \times 10^3}{28721,69} \times 8,15 = 6,08\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,08\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

b) Sur appui:

$$As = 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 5,78\text{cm}$$

$$I = 14830,61\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21,43 \times 10^3}{14830,61} \times 5,78 = 8,35\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,35\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4 Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T = 23,45\text{kN}$$

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

$$\tau_u = \frac{23,45 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,21\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 3,25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,21\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

7.4- Les vérifications :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$ $A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 2,85 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 1,30 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6,08 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 8,35 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $= \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$	$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

Tableau IV. 3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)

4.1- Ferrailage des armatures transversales :

1. a- Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

1. b- L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$= \min \{ 31,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

D'après le R, P, A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$

1. c-La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e}$$
$$= \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 6,6 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$
$$= 31,5 - (3 + 0,6 + 6,6) = 21,3 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$
$$= \frac{42,32 - 14,45 - 21,3}{1,87} = 3,51 \text{ cm}$$

4.2 Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{425} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,08 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{35}{470} > \frac{20,93}{10 \times 24,63} \Rightarrow 0,08 > 0,08 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_e \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 31,5} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,009 < 0,0105 ; \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

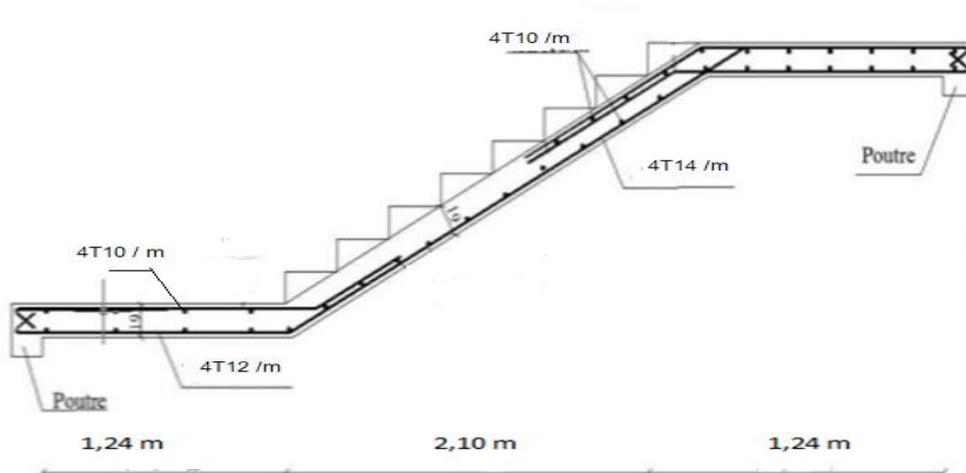


Fig. IV.7 :ferrailage de l'escalier

IV.3- La cage d'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité,

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine,

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires,

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant,

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine,

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes,

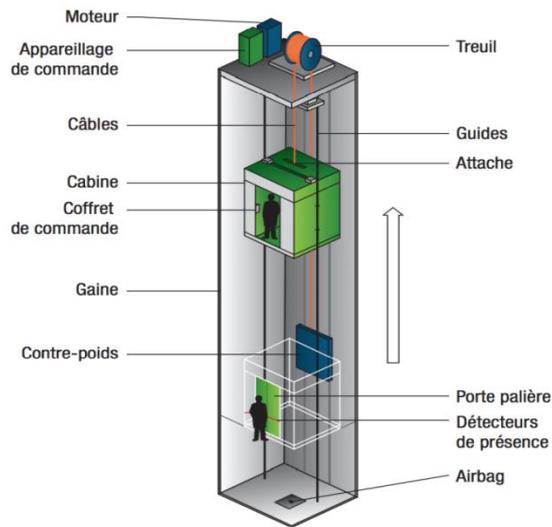


Fig. IV.8: Schéma d'un ascenseur,

4.1- Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids,

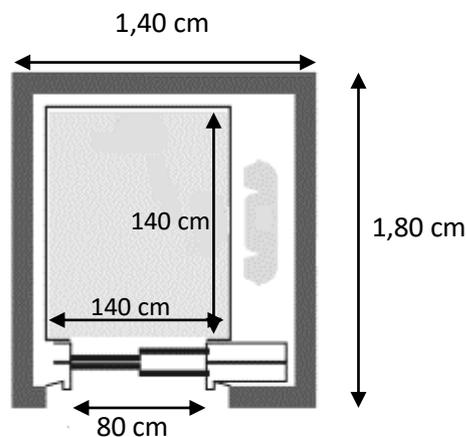
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$,

1. a- Les dimensions :



Largeur de la cabine : 1,40 m

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Langueur de la cabine : 1,80m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 18,76m

La surface latérale : $S = (2 * 1,4 + 1,4) \times 2,20 = 12,32 m^2$,

1, b-Epaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Poids de la cabine : $S=12,32 m^2$	$M1 = 11,5 \times 12,32 \times 1,4 = 198,35 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=1,4 \times 1,8 = 2,52 m^2$	$M2 = 110 \times 2,52 = 277,2 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 2,52 = 50,4 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $=1,4 \times 0,8 = 1,12 m^2$	$M8 = 80 + (1,12 \times 25) = 108 \text{ kg}$

Tableau IV.4 : Poids mort de l'ascenseur

$$\text{Poids mort total : } P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 985,95 \text{ kg}$$

$$\text{Contre poids : } P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 985,95 + \frac{675}{2} = 1323,45 \text{ kg}$$

4,2- Calcul dès la charge total q_u :

2, a-Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75, 1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

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

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

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

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

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 985,95) = 19931,4 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{19931,4}{0,85} = 23448,70 \text{ kg}$$

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

Avec :

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

n : Nombres des câbles,

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{23448,70}{8152 \times 2} = 1,43$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

2, b- Calcul des poids des câbles :

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

Avec :

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

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 36,72 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 36,72 = 37,98 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 985,95 + 37,98 = 1698,93 \text{ kg}$$

b, a- Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1698,93} = 16,32 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

2, c- Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 985,95 + 1323,45 + 1200 + 19,32 = 3528,72 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5776,27 \text{ kg}$$

4,3- Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6524,98 \text{ kg}$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5776,27}{4} = 1444,06 \text{ kg/m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

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

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle : $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

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

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

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

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

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

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

$$= 1444,06 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement,

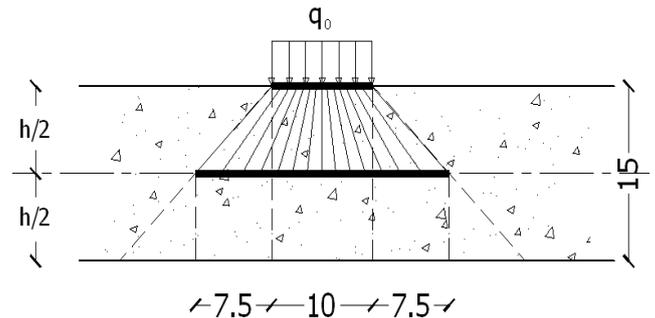


Fig. IV. 9 :

Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

4,4-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

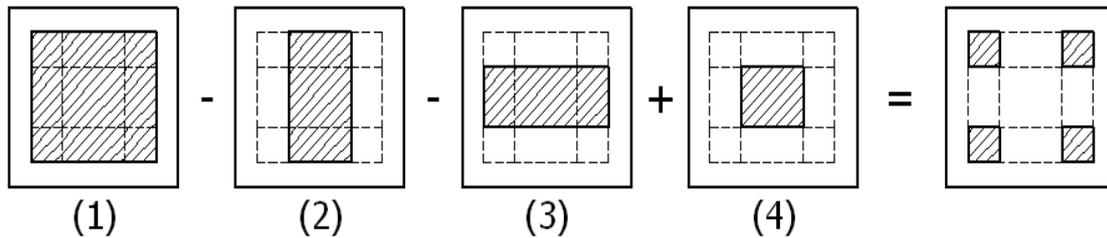


Fig. IV. 10 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle,

4,1-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

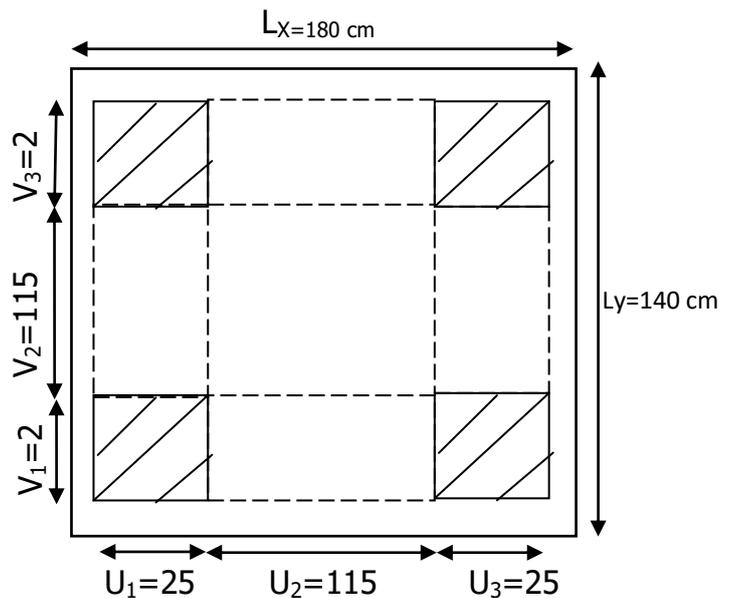


Fig. IV. 11 : Dessin montrant la concentration des charges

4,2- Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

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

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{5776,27}{0,25^2} = 92420,32 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,40 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$,

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S	P'	$P=P'.S$	M_x	M_y
					(m ²)	(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	1	0,8	0,124	0,059	1,96	92420,32	181143,78	3742,4	4213,04
2	0,64	0,8	0,086	0,046	1,26	92420,32	116449,60	1751,4	1937,7
3	1	0,5	0,166	0,087	1,26	92420,32	116449,60	2844,8	2753,3
4	0,64	0,5	0,095	0,067	0,81	92420,32	74860,45	1162,6	1141,6

Tableau IV.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

4.3- Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 308,8 \text{ kg,m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 663,64 \text{ kg,m}$$

4.4-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

4. a- Chargement :

$$L_x = 1,40 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

4. b- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,80} = 0,8$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,8 \rightarrow \mu_x = 0,0561 \text{ et } \mu_y = 0,5959$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 635,13 \text{ kg.m et } M_{y2} = 378,47 \text{ kg.m}$$

4.c- Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 308,8 + 635,13 = 943,9 \text{ kg,m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 663,64 + 378,47 = 1042,11 \text{ kg ,m}$$

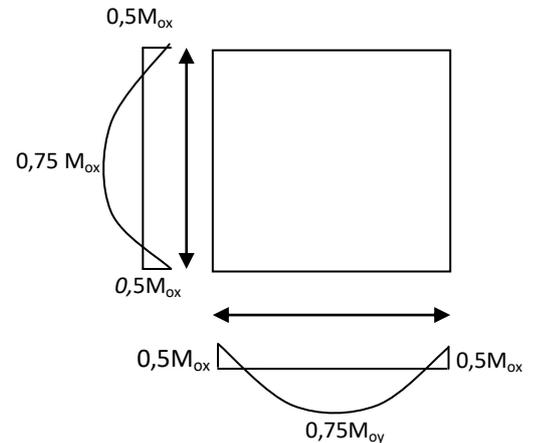


Fig. IV. 12: Moments de la dalle

4,5-Les moments retenus sont :

5, a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 707,92 \text{ kg} \cdot m$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 781,58 \text{ kg} \cdot m$$

5. b-Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 471,95 \text{ kg} \cdot m$$

4.6- Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

6.1- En travée :

1. a-Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 707,92 \text{ kg} \cdot m = 7079,2 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7079,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,986$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7079,2}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2 / ml$$

1. b-Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 243,90 \text{ kg} / m = 2439,0 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7815,8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,985$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7815,8}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2 / ml$$

6.2-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 471,95 \text{ kg} / \text{m} = 4719,5 \text{ N}, \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4719,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,991$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4719,5}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

6.3-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,9$, on peut appliquer la formule suivante :

3. a-Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

3. b-Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,8}{2} \right) = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

6.4- Choix des aciers :

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

4. a-En travée :

a. a-Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p}, \text{m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 27 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

a. b-Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

a. c-Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

6. 5- Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

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

$$V_x = 5776,27 \times \frac{1,40}{2} \frac{0,8}{1 + \frac{1}{2}} = 2156,47 \text{ N} = 2,15 \text{ kN}$$

$$V_y = 5776,27 \times \frac{1,40}{3} = 2695,59 \text{ N} = 2,69 \text{ kN}$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1444,06}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 1925,41 \text{ N} = 19,25 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{1444,06}{3 \times 0,25} = 1925,41 \text{ N} = 19,25 \text{ kN}$$

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

Donc :

$$V_{tot} = V_x + V_v = 2,15 + 19,25 = 21,4 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{tot} = V_y + V_u = 2,69 + 19,25 = 21,9 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 21,9 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{21,9 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,162 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,162 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

6.6-Vérification à l'E.L.S :

6.1- Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

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

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

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3528,72 + 675) \frac{1}{4} = 1050,93 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1050,93}{0,25^2} = 16814,88 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 16814,88 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,40 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$,

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	$S (m^2)$	P'	$P=P',S$	M_x	M_y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	1	0,8	0,124	0,059	1,96	16814,88	32957,16	6808,94	7665,83
2	0,64	0,8	0,086	0,046	1,26	16814,88	21186,74	3186,48	3525,47
3	1	0,5	0,166	0,087	1,26	16814,88	21186,74	5175,92	5008,54
4	0,64	0,5	0,095	0,067	0,81	16814,88	13620,05	2115,19	2077,05

Tableau IV.6: Les résultats des moments isostatiques des rectangles

6.2-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 561,73 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 1208,87 \text{ kg, m}$$

6.3- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

3. a- Chargement :

$$L_x = 1,40 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

6. 4- Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,80} = 0,8$$

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

$$\alpha = 0,8 \Rightarrow \mu_x = 0,0628 \text{ et } \mu_y = 0,7111 ; \text{ Tirée de l'abaques}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 58,46 \text{ kg, m et } M_{0yr} = 41,57 \text{ kg, m}$$

6.5- Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 561,73 + 58,46 = 620,19 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 1208,87 + 41,57 = 1250,44 \text{ kg / m}$$

5.1-Les moments retenus :

1. a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 465,14 \text{ kg , m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 937,83 \text{ kg , m}$$

1. b-Sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 310,09 \text{ kg , m}$

5.2-Vérification des contraintes dans le béton :

2. a-Suivant L_x :

a. a- En travée :

$$M_{tx} = 4651,4 \text{ N , m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) \\ = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4651,4}{6087,14} \times 3,12 = 2,38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,38 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

a. b-Sur appuis :

$$M_a = 3100,9 \text{ N , m} ; A_a = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) \\ = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3100,9}{6087,14} \times 3,12 = 1,58 \text{ MPa}$$

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

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$\sigma_{bc} = 1,58 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. b-Suivant L_y :

b. a- En travée :

$$M_{ty} = 9378,3 \text{ N} / \text{m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) \\ = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9378,3}{6087,14} \times 3,12 = 4,80 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,80 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4.7- Disposition du ferrailage :

7. a- Arrêt des barres :

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

$$\text{On a : } f_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa,}$$

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm,}$$

7. b- Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

7. c- Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 16 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

7, d- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

7.e- Armatures finales :

e. a-Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p,m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p,m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

e. b-Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p,m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p,m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

4.8-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

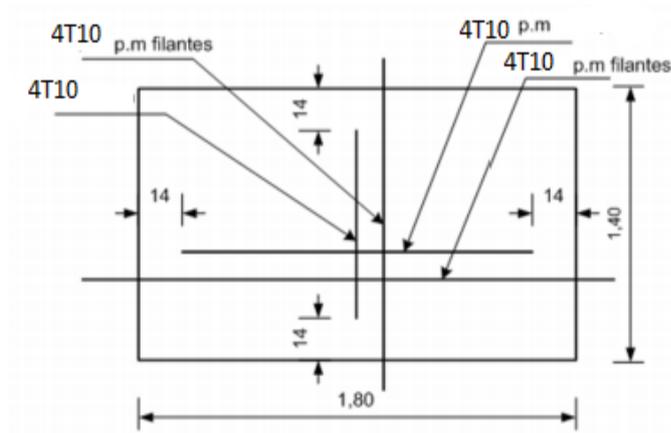
Il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

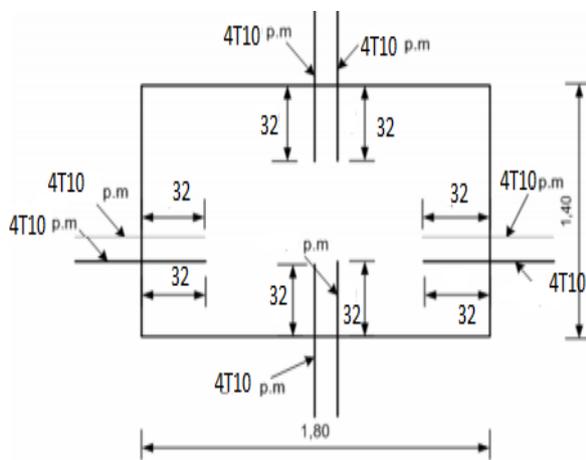
Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 22,5 \text{ cm}$

(IV) .FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX



Armatures inférieures (en travée)



Armatures supérieures (sur appuis)

Fig. IV.14 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Chapitre V
Étude sismique

V.1-Généralités sur les séismes :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres: certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2-Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3-Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

3.1-Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

3.1-Analyse Modale Spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation

temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

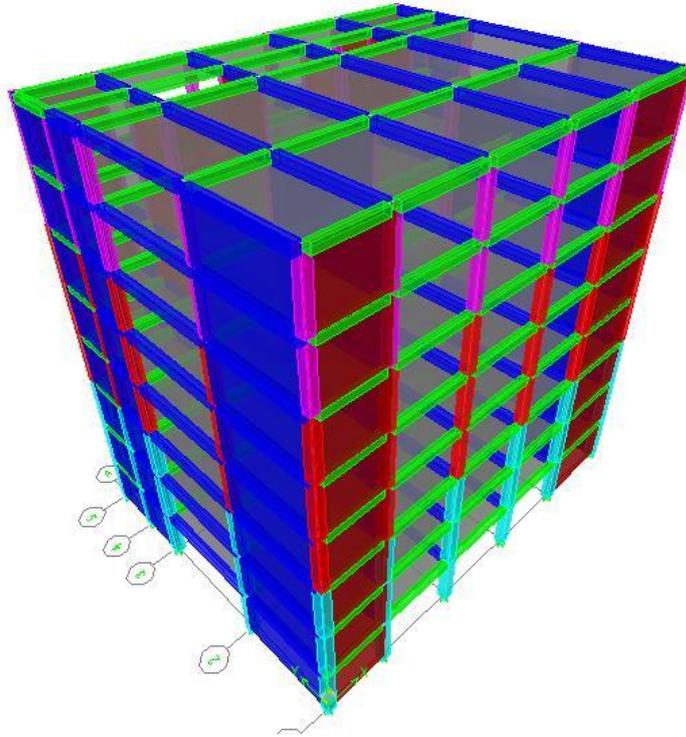


Fig (V.1) : model sur Etabs (BLOC A)

3.2-Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS 9.7.4 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

3.4-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

- 1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

(V).Etude sismique

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \overline{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\overline{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :

4.1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

4.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

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

4.3-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

Donc **A = 0,15**

(V).Etude sismique

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

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

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

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 2,68 * 7 = 18,76 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.075$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.075 \times 18,76^{3/4} = 0,67 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

(V).Etude sismique

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0,5 \leq 0,67 \leq 3 \text{ s}$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,67}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,56$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en elevation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V. 1 : Facteur de qualité

$$Q = 1,15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

4.4-Le poids total de la structure :

Niveau	W(t)
6	390,44
5	402,59
4	398,32
3	394,78
2	394,78
1	391,01
RDC	387,97
S.SOL	331,70
TOTAL	3091,59

Tableau V. 2 : Poids de la structure

V.5-Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

5.1-Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1,56 \times 1.15 \times 3091,59}{5} = 166,38 \text{ KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS **9.7.4** :

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Forces sismiques	168,613	160,31

Tableau V.3 : Valeurs de la force sismique totale

$V_{dx} = 168,613 \text{ t} > 80\% V_{st} = 133,11 \text{ KN}$ condition vérifiée

$V_{dy} = 160,31 \text{ t} > 80\% V_{st} = 133,11 \text{ KN}$ condition vérifiée

5.2-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,84 \text{ s}$

$T_{dyn} = 0,84 < 1,3 T_{sta} = 1,3 \times 0,67 = 0,87 \text{ sec}$condition vérifiée

Facteur de participation massique (%)							
Mode	Période	U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0.844113	1.4857	68.2187	0	1.4857	68.2187	0
2	0.784739	70.3017	1.4862	0	71.7874	69.7049	0
3	0.643119	0.0001	0.0111	0	71.7875	69.716	0
4	0.200823	19.2428	0.2162	0	91.0303	69.9323	0
5	0.189518	0.1803	21.3651	0	91.2106	91.2973	0

Tableau V.4 : facteur de participation massique

Sens transversal :

$\Sigma\alpha_y = 91,29 \% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal :

$\Sigma\alpha_x = 91,29 \% > 90 \%$ condition vérifiée.

5.4-Les déplacements latéraux inter- étage :

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
6	0,015	0,017
5	0.0135	0.0147
4	0.0112	0.012
3	0.0089	0.0093
2	0.0066	0.0068
1	0.0044	0.0044
RDC	0.0025	0.0024
S.SOL	0.0009	0.0009

Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$
$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k$ et $\Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$

$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

(V).Etude sismique

Sens-x :

Story	$\delta_{ek}(m)$	$\delta k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta k(m)$	He(k)	$\Delta k/he$	
6	0.0156	0,078	0,067	0,011	2,68	0,0041	C.V
5	0.0135	0,067	0,056	0,011	2,68	0,0041	C.V
4	0.0112	0,056	0,044	0,012	2,68	0,0032	C.V
3	0.0089	0,044	0,033	0,011	2,68	0,0041	C.V
2	0.0066	0,033	0,022	0,011	2,68	0,0041	C.V
1	0.0044	0,022	0,0125	0,009	2,68	0,0033	C.V
RDC	0.0025	0,0125	0,0045	0,0032	2,68	0,0011	C.V
S.SOL	0.0009	0,0045	0	0,0045	2,68	0,0016	C.V

Sens-y :

Story	$\delta_{ek}(m)$	$\delta k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta k(m)$	He(k)	$\Delta k/he$	
6	0.0173	0,086	0,073	0,013	2,68	0,0048	C.V
5	0.0147	0,073	0,06	0,0013	2,68	0,0004	C.V
4	0.012	0,06	0,046	0,014	2,68	0,0052	C.V
3	0.0093	0,046	0,034	0,012	2,68	0,0044	C.V
2	0.0068	0,034	0,06	0,026	2,68	0,0097	C.V
1	0.0044	0,06	0,012	0,048	2,68	0,0179	C.V
RDC	0.0024	0,012	0,0045	0,0075	2,68	0,0027	C.V

(V).Etude sismique

S.SOL	0.0009	0,0045	0	0,0045	2,68	0,0016	C.V
-------	--------	--------	---	--------	------	--------	-----

Tableau V.6 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage :

5.5-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Sens-x :

NIVEAU	W _I (KN)	P _K	Δ _k	V _K	h _i (m)	Θ
6	390,44	390,44	0,011	57,06	2,68	0,028
5	402,59	793,03	0,011	115,9	2,68	0,028
4	398,32	1191,35	0,012	174,12	2,68	0,030
3	394,78	1583,13	0,011	231,82	2,68	0,028
2	394,78	1977,91	0,011	289,52	2,68	0,028
1	391,01	2368,92	0,009	346,67	2,68	0,022
RDC	387,97	2756,89	0,0032	403,37	2,68	0,008
S.SOL	331,70	3088,59	0,0045	451,85	2,68	0,011

Tableau V.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens y)

Sens-y :

NIVEAU	W_I (t)	P_K	Δ_k	V_K	h_i (m)	Θ
6	390,44	390,44	0,013	54,25	2,68	0,003
5	402,59	793,03	0,0013	110,19	2,68	0,003
4	398,32	1191,35	0,014	165,54	2,68	0,003
3	394,78	1583,13	0,012	220,4	2,68	0,003
2	394,78	1977,91	0,026	275,26	2,68	0,006
1	391,01	2368,92	0,048	329,59	2,68	0,012
RDC	387,97	2756,89	0,0075	383,5	2,68	0,012
S.SOL	331,70	3088,59	0,0045	429,59	2,68	0,001

Tableau V.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

5.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05$ L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

(V).Etude sismique

Plancher	W étage (KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x _G	y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
06	390,44	9.871	7.901	9.792	9.668	0,079	1,767
05	402,59	9.854	7.685	9.834	8.816	0,02	1,13
04	398,32	9.857	7.672	9.891	8.465	0,03	0,793
3	394,78	9.86	7.662	9.925	8.18	0,06	0,518
2	394,78	9.86	7.662	9.94	7.94	0,08	0,27
1	391,01	9.863	7.65	9.944	7.747	0,08	0,097
RDC	387,97	9.866	7.641	9.944	7.598	0,078	0,043
S.SOL	331,70	9.89	7.642	9.943	7.496	0,053	0,146
Total	3091,59						

Tableau V.9:l'excentricité accidentelle

Chapitre VI
Étude des portiques

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

VI.1 -Etude sous charges verticales et horizontales :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.2- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

2. a-Poutres :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{array}{l} \square \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

2. b-Poteaux :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{array}{l} \square \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

VI.3-Ferraillage des poutres :

3.1-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

$$\begin{array}{l} \text{- Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ \text{- Sollicitation du 2}^{\text{eme}} \text{ genre} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \\ S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \end{array} \right.$$
$$SP_2=G+Q \pm E.$$

- Si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}
- Si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa}$$

3.2-Les armatures minimales des poutres principales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bht.$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% bht. (Zone courante)$
 $A_{max2} = 6\% bht. (Zone de recouvrement)$

2. a-poutre principale (30x45) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% b. ht = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 (\text{Sur toute la section})$$

$$A_{max1} = 4\% b. ht = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

$$A_{max2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$$

3.3-Exemple de calcul :

3.1-Poutre de rive :(RDC au 6^{ème} étage)

1. a-En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{tsp1} = 45,088 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{tsp2} = 34,024 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 1,13 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=45\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=40,5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime M_u	M_u	45,088 KN.m	$\mu=0,967 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,967	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,967$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,30 cm^2	

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

1. b- En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 85,165 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 75,109 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 1,13 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Moment ultime Mu	Mu	75,10 KN.m	$\mu = 0,081 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = Mu / (b x d^2 x f_{bc})$	0,081	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,957$		
Section d'aciers As	$Mu / (\sigma_s x \beta x d)$	4,84 cm²	

3.2-Poutre de rive :

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 6^{ème}	Appuis		7,51	7,51	6,75	3,30	3T12 = 3.39
	Travée	3,402	3,40	8,51		4,84	3T12+3T10 = 5,72
Terrasse	Appuis	4,46	3,40	4,46	6,75	3,27	3T12 = 3,39
	Travée	8,51	7,51	7,51		4,84	3T12+3T10=5,72

Tableau VI.1: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

3.3-Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 6 ^{ème}	Appuis	7,19	5,27	7,19	6,75	5,40	3T12+3T12= 6,78
	Travée	12,16	9,48	12,16		9,5	3T14+3T12= 8,01
Terrasse	Appuis	7,11	5,22	7,11	6,75	5,33	3T12+3T13=6,78
	Travée	12,70	10,24	12,7		10,02	3T14+3T12= 8,01

Tableau VI.2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)

4.1-Poutre secondaire (30x35) cm² :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 6 ^{ème}	Appuis	5,65	4,88	5,65	5,25	0,93	3T12 = 3,39
	Travée	11,30	11,63	11,30		0,52	3T12 = 3,39
Terrasse	Appuis	0,78	0,75	0,75	5,25	0,60	3T12 = 3,39
	Travée	2,28	2,04	2,04		1,62	3T12 = 3,39

Tableau VI.5: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens secondaire)

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

3.2-Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 6 ^{ème}	Appuis	4,96	5,32	5,18	5,25	0,41	3T12 = 3,39
	Travée	8,32	10,80	10,80		0,86	3T12 = 3,39
Terrasse	Appuis	5,38	9,85	9,85	5,25	0,78	3T12 = 3,39
	Travée	8,02	14,37	14,37		1,15	3T12 = 3,39

Tableau VI.4 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens secondaire)

VI.4-Les vérifications :

4.1-poutre principale (30x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dxft28/fe = 0,23x30x40,52,1/400 = 1,46cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

4.2-Vérification des contraintes(ELS) :

2.a-En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 75,109KN.m$

$$Mu = 85,165KN.m$$

$$\alpha = 0,0828$$

$$\gamma = 85,165/75,109 = 1,13$$

$$\alpha \leq \frac{1,13-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,315.....condition vérifiée$$

2. b- En appuis :

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{max} = 34,024 \text{ KN.m}$

$$Mu = 45,088 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1091$$

$$\gamma = 45,088/34,024 = 1,32$$

$$\alpha \leq \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,4100 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.3-Poutre secondaire (30x35) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 x 30 x 31,5 x 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

Adopté > A_{min}condition vérifiée.

4.4-Vérification des contraintes(ELS) :

4. a-En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 11,63 \text{ KN.m}$

$$Mu = 11,302 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0279$$

$$\gamma = 11,302/11,63 = 0,97$$

$$\alpha \leq \frac{0,97-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,235 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4. b- En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{max} = 4,88 \text{ KN.m}$

$$Mu = 5,65 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0176$$

$$\gamma = \frac{5,65}{4,88} = 1,15$$

$$\alpha \leq \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,235 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.5-Vérification de l'effort tranchant

5.1-Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 86,75 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{86,75 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,405} = 0,71 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0, 2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

5.2-Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 15,45 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{15,45 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,315} = 0,127 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0, 2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_u = 0,127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

VI.6-Calcul les armatures transversales :

6.1-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85,30 ; 16)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

6.2-Calcul de L'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9(40,5) ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 30 \text{ cm} \\ St \leq \min (36,45 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

Zone nodale:

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (11,25 ; 19; 30\text{cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2St = 20\text{cm}$$

6.3-Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,30\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,32 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,10\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,37\text{cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 21,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,43\text{cm}$$

6.4-La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II .

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

VI.7-Vérification de la flèche :

$$Mt_{max} = 6,70 \text{ t. m,}$$

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(2,95+1,7)x(4,25)^2}{8} = 10,49 \text{ t. m}$$

(à l'ELS)

$$A_s = 8,01\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,117 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_0} \dots\dots\dots 0,11 > 0,063 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} \\ A_s/bd < 4,2/fe \dots\dots\dots 0,0059 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

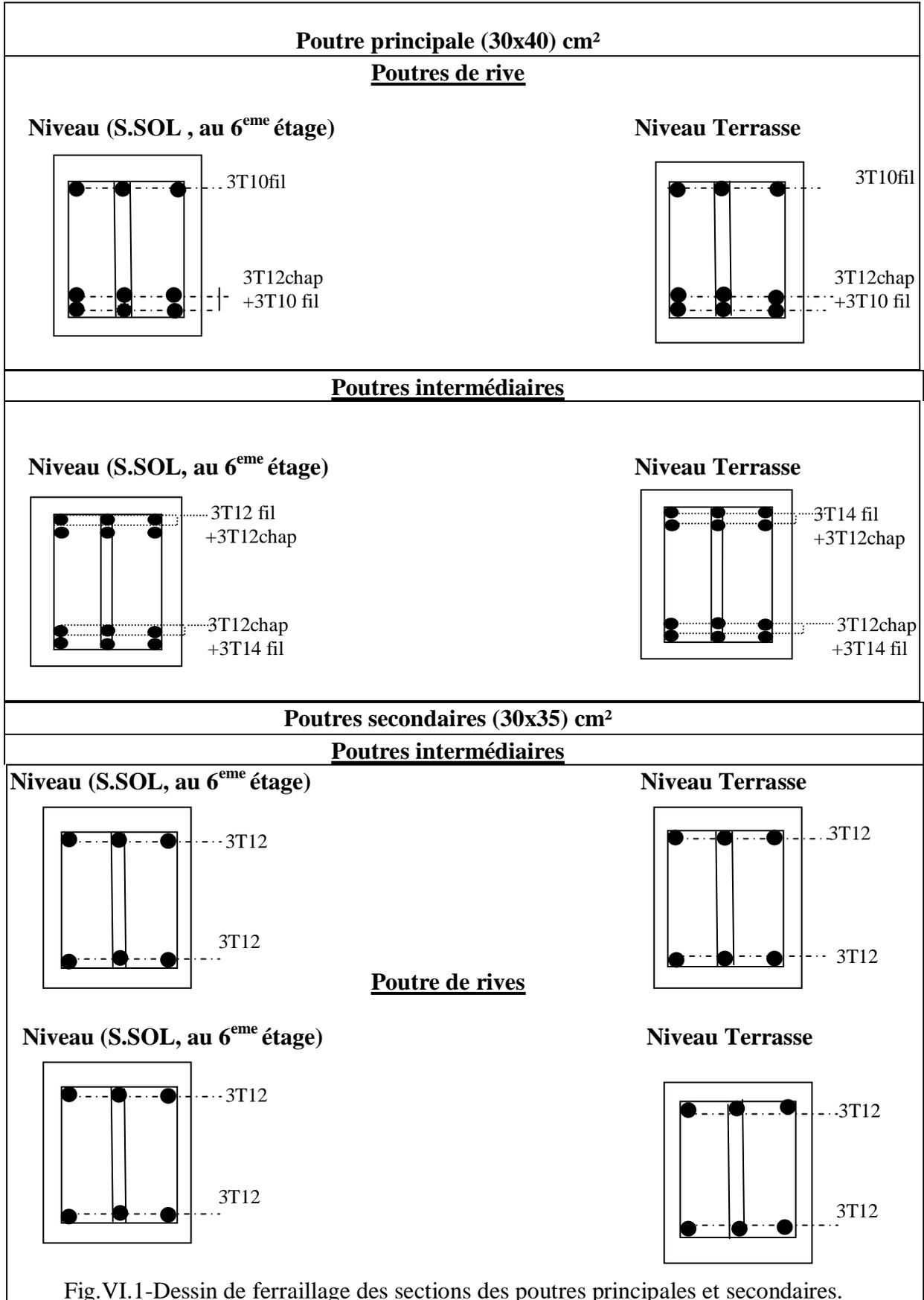


Fig. VI.1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

VI.8-Ferraillage des poteaux :

8.1-Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned} - 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G+1,5Q &\Rightarrow \begin{aligned} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_1 \\ [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_2 \end{aligned} \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_3 \\ - 2^{\text{eme}} \text{Genre} : 0,8G \pm E. &\Rightarrow \begin{aligned} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_4 \\ G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_5 \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_6 \end{aligned} \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

8.2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Famille de poteaux	$A_{min}=0,8 \%b.ht$	$A_{max1}=4\%b.ht$	$A_{max2}=6\%b.ht$
(45x45) cm ²	16,2 cm ²	81 cm ²	121,5 cm ²
(40x40) cm ²	12,8cm ²	64cm ²	96 cm ²
(35x35) cm ²	9,8cm ²	49cm ²	73,5 cm ²

Tableau VI.5 : les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Etages		(45x45)	(40x40)	(35x35)	
Poteaux	Combinaison				
P	(a)	N_{max}	861,4	705,32	268,63
		M_{corr}	40,165	31,21	23,46
	(b)	N_{min}	105,85	81,92	28,86
		M_{corr}	2,491	1,603	1,07
	(c)	M_{max}	40,165	31,21	23,46
		N_{corr}	861,4	705,32	268,63

Tableau VI.6 : les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Etages		(45x45)	(40x40)	(35x35)	
Poteaux	Combinaison				
P	(a)	N_{max}	649,59	532,37	202,85
		M_{corr}	32,28	25,27	19,24
	(b)	N_{min}	62,41	28,98	5,19
		M_{corr}	0,70	0,295	0 ;26
	(c)	M_{max}	32,8	25,27	19,24
		N_{corr}	649,59	532,37	202,85

Tableau VI.7:les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

8.3-Exemple de calcul :

3.1-Poteau de rive (S.SOL ,RDC et 1^{er} étage)

Section (45x45) cm²

1.a-Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 45$ cm.
- hauteur de la section $ht = 45$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 42.5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

3.2-Combinaison du 1^{ère} genre :

— $\rightarrow N_{max} = 86,14$ t $M_{corresp} = 4,016$ t.m

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 4,016 / 86,14 = 0,046 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 86,14 \times \left(0,425 - 0,45/2 + 0,0046 \right) = 21,19 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 86,14 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 21,19 \text{ t.m} < 36,60 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

— $\rightarrow N_{min} = 10,58$ t $M_{corresp} = 0,24$ t.m

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,24 / 10,58 = 0,0021 \text{ m}$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 10,58 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,0022 \right) = 2,14 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 10,58 t < 232,42 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 2,14 t.m < 4,49 t.m \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$\text{---} > N_{corresp} = 86,14 t \quad M_{max} = 4, t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 86,14/4,01 = 0,027 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 141,32 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,027 \right) = 35,61 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 10,58 t < 232,42 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 2,14 t.m < 4,49 t.m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

3.3-Combinaisons du 2eme genre :

$$\text{---} > N_{max} = 64,95t \quad M_{corresp} = 32,28 t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 32,28/64,95 = 0,0049 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 64,95 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,049 \right) = 16,17 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 64,95t < 232,42 t \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 16,17 t.m < 27,60 t.m \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$\longrightarrow N_{min} = 6,24t \quad M_{corresp} = 0,07 t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,07/6,241 = 0,011 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 6,241 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,011 \right) = 1,55 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 6,24t < 232,42 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 1,55t.m > 2,65t.m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$\longrightarrow N_{corresp} = 64,95 t \quad , \quad M_{max} = 32,281t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 32,28/64,95 = 0,049 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 65,95 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,049 \right) = 16,17 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 64,95 t < 232,42 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 16,17 t.m < 27,60 t.m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 cm$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, , A_{min}) = \max (0, 0, 0, 0, 0, 0, 20)$$

$$= \mathbf{16, 2cm^2}$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

Niveau	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(45x45)	(a)	86,14	4,01	0	64,95	32,28	0	20,00	12T16 As=24,13
	(b)	10,58	0,24	0	6,24	0,07	0		
	(c)	86,14	4,01	0	64,95	32,28	0		
(40x40)	(a)	70,53	3,121	0	53,23	2,52	0	16,20	4T16+8T12 As = 17,09
	(b)	8,79	0,75	0	2,89	0,029	0		
	(c)	70,53	3,21	0	53,23	2,52	0		
(35x35)	(a)	26,86	2,34	0	20,28	1,92	0	12,80	4T14+8T12 As = 13,57
	(b)	2,88	0,10	0	0,51	0,026	0		
	(c)	26,86	2,34	0	20,28	1,92	0		

Tableau VI.8 : Calcul de ferrailage des poteaux (p)

VI.10-Les vérifications :

10.1-Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

$$T_{max} = 3,14 \text{ t}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = 3,14 \times \frac{100}{(45 \times 40,5)} = 0,17 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,17 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

10.2- Calcul des armatures transversales :

2.1-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 16/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

2.2- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \emptyset L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \emptyset L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

2.3- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 2.68}{0,45} = 4,16 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,16 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 314.6}{45 \times 235} = 1,67 \text{ cm}^2$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

2.4-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / St . b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.55 \% \rightarrow \lambda_g = 4,16 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \times 10 \times 45 = 2,47 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 45 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

2.5-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq \max\left(\tau / 2 ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 . St . b / f_e ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times \frac{45}{235} = 1,14 \text{ cm}^2 < 3,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.6-Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

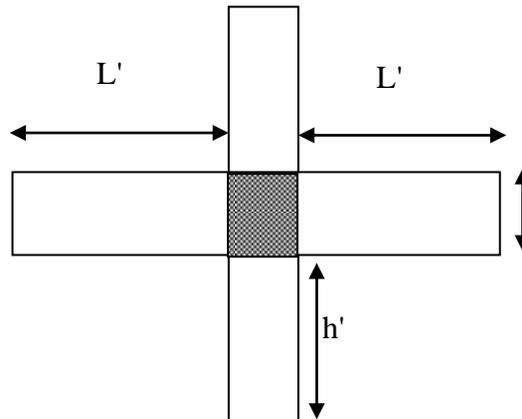


Fig. VII.2 zone nodale

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} (2,68/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 . h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

(VI).ETUDE DES PORTIQUES

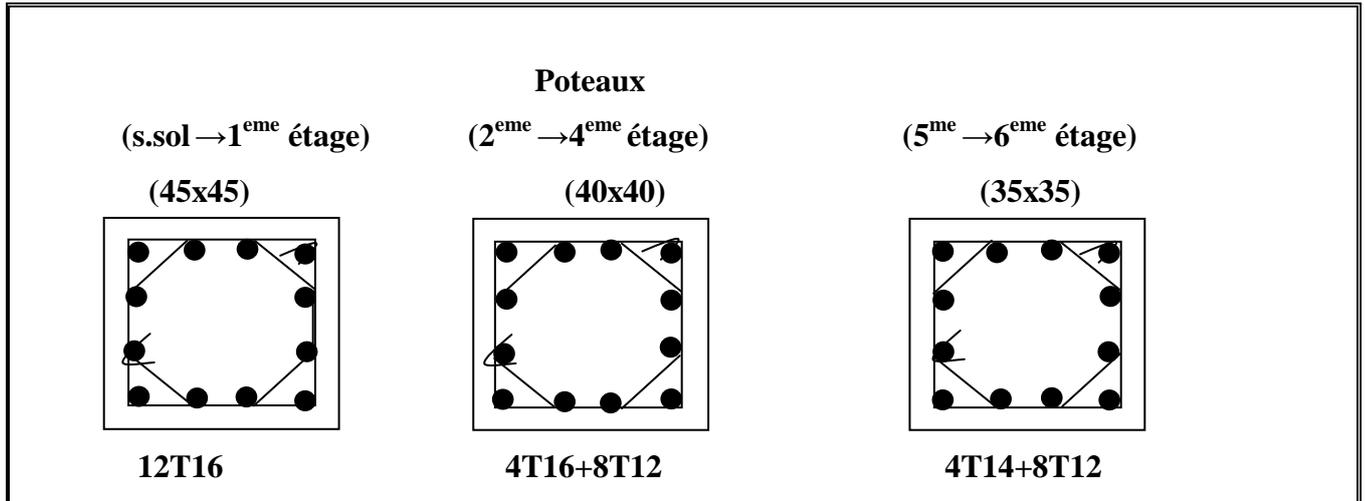


Fig. VI.3-Dessin de ferrillages des sections des poteaux

Chapitre VII
Etude des voiles

VII. ÉTUDE DES VOILES

VII.1-Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VII.2-Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

2.1-Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2.2-Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

2.3-principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

VII. ÉTUDE DES VOILES

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

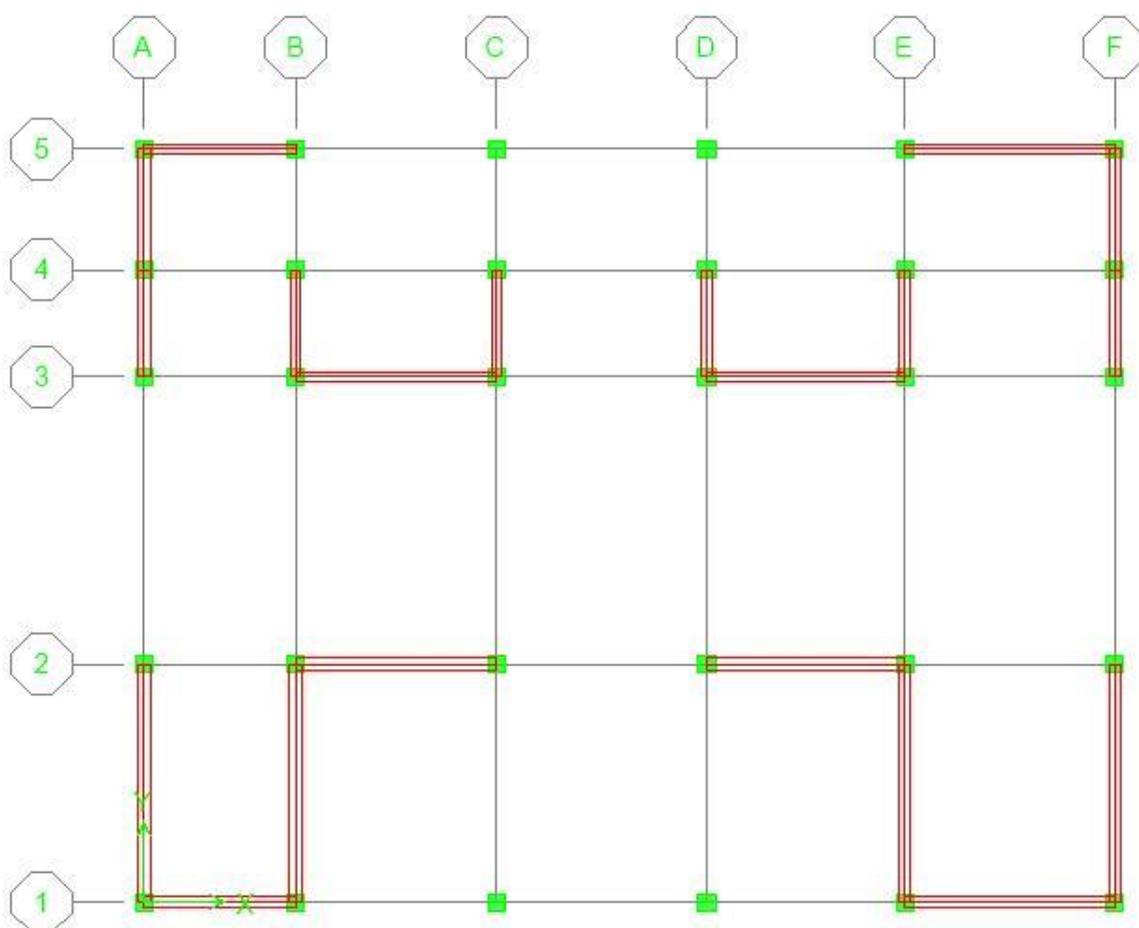


Fig (VII.1) : disposition des voiles

3.1-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : Effort normal appliqué.

VII. ÉTUDE DES VOILES

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1. a-1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

1. b-2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

1. c-3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3.2- Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

3.3- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .

- En zone courante 0,10 %.

VII. ÉTUDE DES VOILES

3.4-Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII. 3- ferrailage des voiles :

3.1-Exemple de calcul :

$$A = 1,18 \text{ m}^2$$

$$I = 1,98 \text{ m}^4$$

$$V = 2,91 \text{ m}$$

$$N = 162,73 \text{ kn}$$

$$M = 10,04 \text{ m}$$

$$T = 6,81 \text{ kn}$$

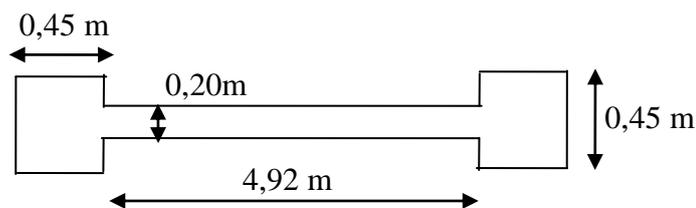


Fig. VII.2-schéma du voile + poteaux

3.2-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{162,73}{1,18} + \frac{10,04 \times 2,91}{1,98} = 152,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{162,73}{1,18} - \frac{10,04 \times 2,91}{1,98} = 123,15 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

3.3-Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L$$

VII. ÉTUDE DES VOILES

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 15 \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. a-Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

3. b-L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30 ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc: $St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml.**

3.4-Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

3.5-calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ6 par m².**

3.6-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\text{On calcule la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot L}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

VII. ÉTUDE DES VOILES

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot l} = \frac{0,681 \cdot 1,4}{0,20 \cdot 4,92} = 0,96 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,096 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VII.4-Disposition des armatures :

4.1-armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ Condition. Vérifiée.

$L=492 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 49,2 \text{ cm}$.

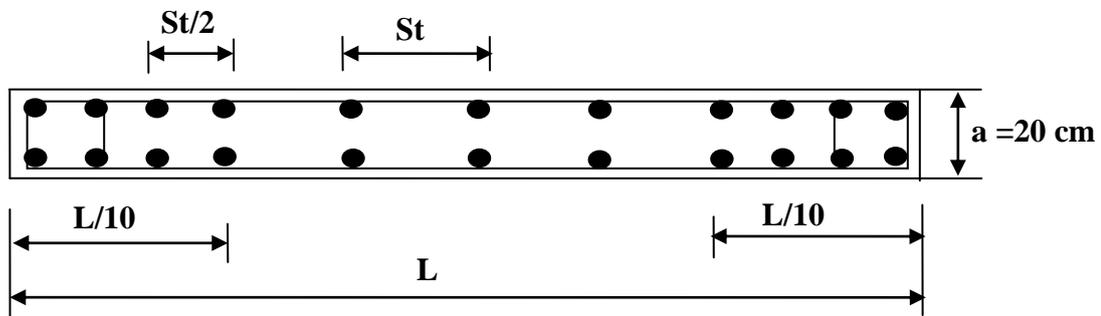


Fig. VII.3-Disposition des armatures verticales dans les voiles.

4.2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII. ÉTUDE DES VOILES

4.3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

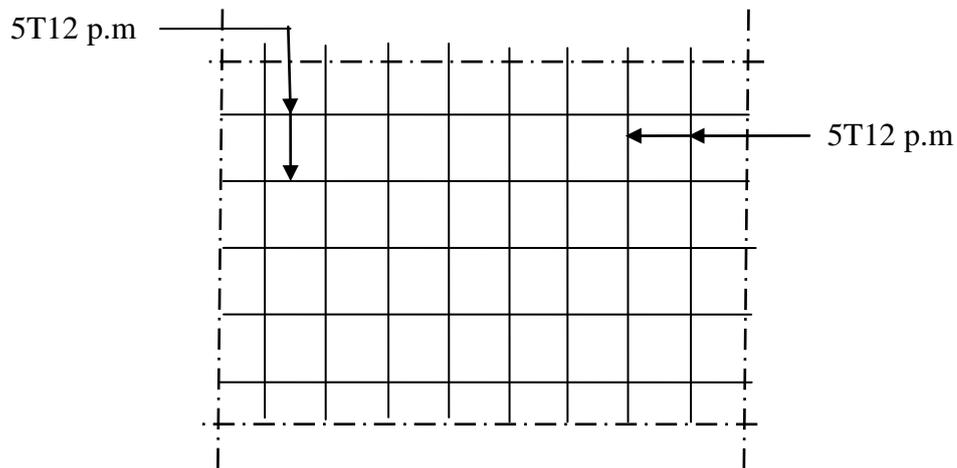


Fig. VII.4-Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre IX
Etude de
l'infrastructure

VIII.1-Calcul du voile périphérique :

1.1-Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la base de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0,1\%$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

Ka : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,27$$

$$K_a' = K_a = 0,27$$

1.2-Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $ep = 20 \text{ cm}$.

1.3-Calcul des charges :

Poussée des terres :

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec} : \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,27 \times 1,7 \times 2,68 = 0,61 \text{ t/ml}$$

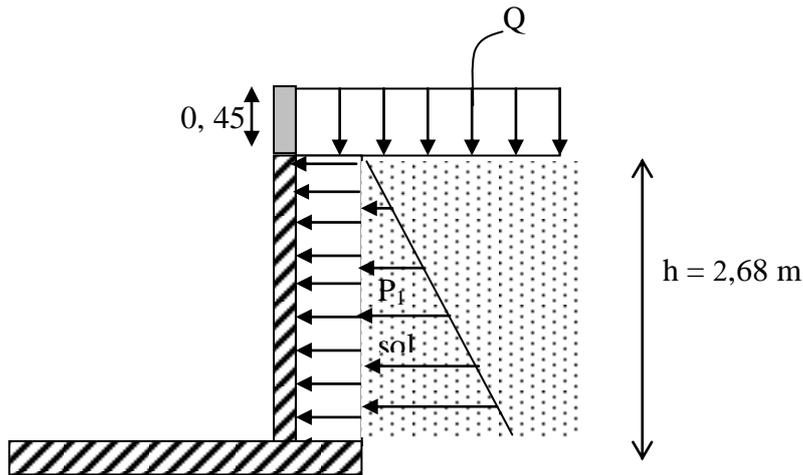


Fig VIII. 1: Schéma de voile périphérique

Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,27 \times 0,15 \times 2,68 = 0,11 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot \varphi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 0,61 + 1,5 \times 0,11 = 0,98 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 0,98 \text{ t/ml.}$$

1.4-Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,68 - 0,45 = 2,23 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,90 - 0,45 = 4,45 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,23}{4,45} = 0,50 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux}$$

sens.

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,50 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0966 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,47 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,12 \text{ t.m}$$

4.1-Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,35 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,09 \text{ t.m}$$

4.2-Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 0,009 \text{ t. m} > 0,087 \text{ t. m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4.3-Ferraillage :

3. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0,35 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,35 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,008 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,35 \cdot 10^4}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

3. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,09 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,09 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,002 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,09 \cdot 10^4}{0,999 \cdot 18 \cdot 348} = 0,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

4.4-Condition de non fragilité :

4. a-Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on a : $A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,49}{2} \right) = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 2,00; 2,00; 0,56 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **5T12/ml** soit une section de **5,65 cm²/ml** et un espacement de **20 cm**.

4. b-Sens-y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,14 ; 2,00 ; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **5T12/ml** soit une section de **5,65 cm²/ml** et un espacement de **20cm**

4.5-Les vérifications :

5.1-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,34 \times \frac{2,23}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,49}{2}} = 1,20 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{1,20 \times 10^4}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,006 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,006 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.2-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$\begin{cases} \alpha = 0,49 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1013 \\ \mu_y = 0,3580 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 0,75 \text{ t/ml}.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,17 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,061 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,13 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,05 \text{ t.m} \end{cases}$$

2. a-Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,17 \text{ t.m}$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n.A(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 84,75y - 1525,5 = 0 \Rightarrow y = 4,74 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A(d - y)^2 = 18451,26 \text{ cm}^4$$

1. a-Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,17 \times 10^4}{18451,26} \times 4,74 = 0,43 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0,43 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_{e}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,17.10^4}{18451,26} \times (18 - 4,74) = 18,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 18,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

2. b-Sens-y :

$$M_{ser} = 0,061 \text{ t.m}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n.A(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A(d - y)^2 = 13686,15 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,061 \times 10^4}{13686,15} \times 4,05 = 0,18 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,18 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right). \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,061.10^4}{1368615} \times (18 - 4,05) = 9,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 9,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition n vérifiée..}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec **5T12=5,65cm²/ml** avec un espacement **S_t=20cm**

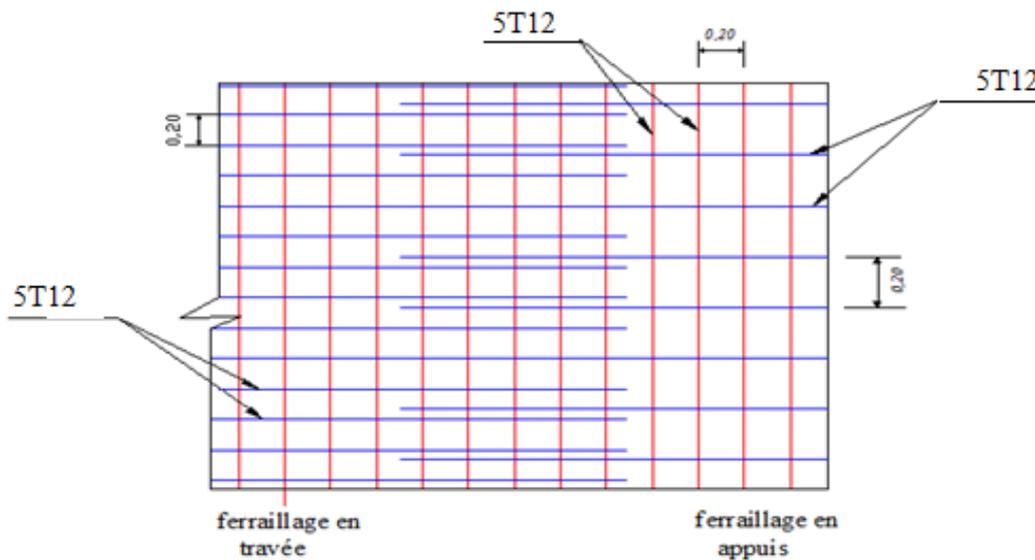


Fig (VIII.2) : schéma de ferrillage de voile périphérique

IX.2-Calcul des fondations :

2.1-Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

→ Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

2.2-Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{sol}$

$$\text{E.L.U} : NU = 1,35GT + 1,5QT = 4584,20 t.$$

$$\text{E.L.S} : Nser = GT + QT = 3423,67 t.$$

2.2-Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = Nser = 3423,67 t.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3423,67}{15} = 228,24 m^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 344,44 m^2$.

2.3-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

3. a-1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 5,92 m

$$Qu = \frac{Nu}{S} = \frac{4584,20}{344,44} = 13,31 t/m^2.$$

$$\text{Par ml} : Qu = 13,31 \times 1 = 13,31 t/ml.$$

$$Vu = 13,31 \times \frac{5,92}{2} = 39,40t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{39,40 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,26m$$

2. b-2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} . \quad L = 592cm$$

$$23,68 \leq d \leq 29,6cm$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30cm ; \text{ on prend} : h = 35cm ; d = 30cm$$

2.5-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 65,77cm \leq h \leq 98,66 cm$$

On prend : $d=76,5 \text{ cm}$; $h = 85 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$.

5.1-Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,35 \times 344,44 + 0,85 \times 0,45 \times 192,37] = 485,33 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 485,33 + 3423,67 = 3905 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3905}{344,44} = 11,34 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5.2-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,85)^3 / 12 = 0,023 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,45 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,023}{500 \times 0,45}} = 6,02 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,92 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,45 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

2.6-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{3905}{344,44} = 11,33 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,87 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 11,33 - 0,87 = 10,46 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 10,46 \text{ t/m}^2$$

2.7-Ferrailage du radier :

2.1-Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1.1-1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a- Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

1. b-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

1. c-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

1.2-2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1.3-Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 4,30/5,92 = 0,74 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0633 ; \mu_y = 0,4938 .$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0633 \times 10,46 \times (4,3)^2 = 12,24 \text{t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{oy} = 0,4938 \times 12,24 = 6,04 \text{t.m}$$

3.1-En travée :

1. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 12,24 = 9,18 \text{t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,18 \cdot 10^4}{100(35)^2 \cdot 14,17} = 0,052 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,18 \cdot 10^4}{0,973 \cdot 35 \cdot 348} = 7,74 \text{cm}^2 .$$

On adopte : **5T16 / ml, A = 10,05 cm²/ml, S_t = 20 cm**

1. b-Sens-y :

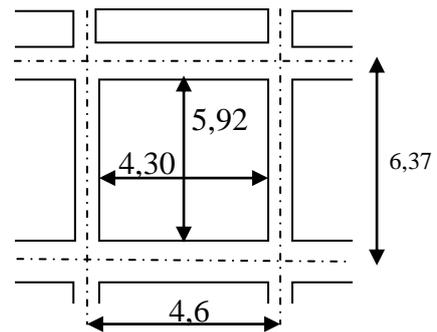


Fig. VIII.3: Schéma du panneau le plus défavorable

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 6,04 = 4,53 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{4,53.10^4}{100(35)^2.14,17} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4,53.10^4}{0,987.35.348} = 3,76 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, S_t = 20 cm**

3.2-sur appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 12,24 = 6,12 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6,12.10^4}{100(35)^2.14,17} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6,12.10^4}{0,982.35.348} = 5,1 \text{ l cm}^2.$$

On adopte : **5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, S_t = 20 cm**

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,3M_{0y} = 0,3 \times 6,04 = 1,81 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1,81.10^4}{100(35)^2.14,17} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1,81.10^4}{0,995.35.348} = 1,49 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, S_t = 16 cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

2.8-Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

5.1-Sens longitudinal (y) :

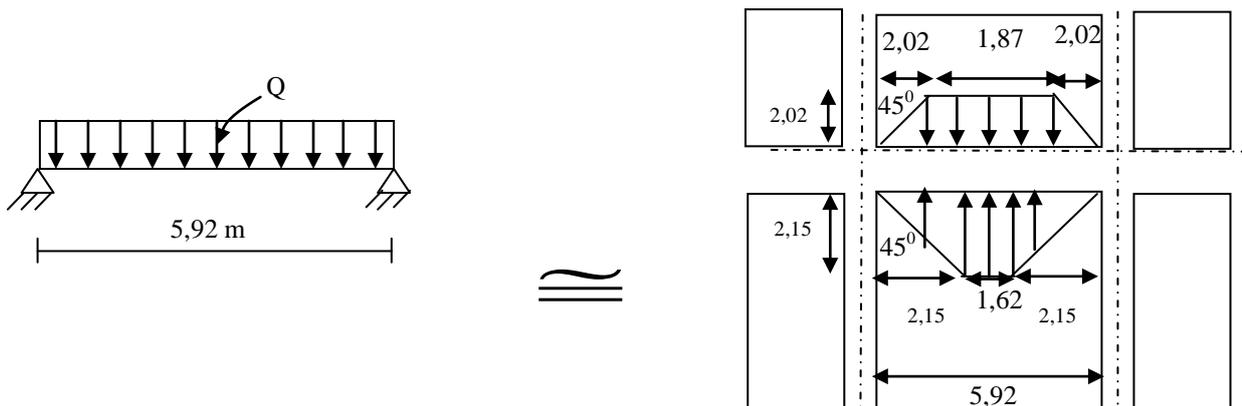


Fig. VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres selon
Les lignes de rupture.

1.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4,05m$

$Ly_1 = 5,92m$

$Lx_2 = 4,3m$

$Q = 10,46 t/m^2$

Donc :

$$Q' = \frac{10,46}{2} \left[\left(1 - \frac{4,05^2}{3 \times 5,92^2} \right) . 4,05 + \left(1 - \frac{4,30^2}{3 \times 5,92^2} \right) . 4,30 \right] = 36,36 t/m$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{36,36 \times 5,92^2}{8} = 159,28 t.m$$

1.2- Calcul du ferrailage :

2. a-En travée :

$$M_t = 0,75M_o = 0,75.159,2 \cdot 8 = 119,46 \text{ t.m}, \quad b = 45\text{cm}, \quad h = 85\text{cm}, \quad d = 0,9.h = 76,5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{119,46.10^4}{45.(76,5)^2.14,17} = 0,320 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,800$$

$$A_1 = M_1 / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A_1 = 119,46.10^4 / 348.0,800.76,5 = 56,09\text{cm}^2$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 5T25 ; A = 63,79\text{cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 5T25 \end{cases}$$

2. b- En appuis :

b. a-Appuis de rive :

$$M_a = 0,3M_o = 0,3 \cdot 159,2 = 47,76 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,127 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,128 \rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_s = 19,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : (5T16) Fil + (5T16) chap. ; A = 20,1 cm².

b.b-Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.159,2 = 79,6 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,214 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,214 \rightarrow \beta = 0,878$$

$$A_s = 34,05 \text{ cm}^2$$

On adopte : (5T25) Fil + (5T20) chap. ; A = 40,25 cm².

5.2-Sens transversal(x) :

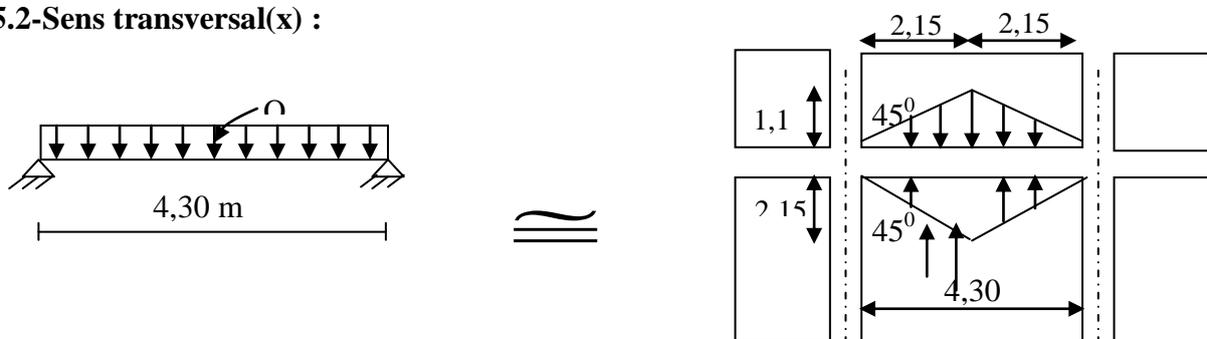


Fig. VIII.5: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 10,46 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 4,30 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 10,46 \times 4,30 = 29,98 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{29,98 \times 4,30^2}{8} = 69,29 \text{ t.m}$$

2.2- Calcul du ferrailage :

2. a-En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 69,29 = 58,89 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{58,89 \cdot 10^4}{45 \cdot (76,5)^2 \cdot 14,17} = 0,158 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,158 \rightarrow \beta = 0,914$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{58,89 \cdot 10^4}{0,914 \cdot (76,5) \cdot 348} = 24,20 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 5T20 \end{cases} ; A = 31,42 \text{ cm}^2$$

2. b- En appuis :

b. a- Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \cdot 69,29 = 34,64 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0092 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,0092 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_s = 13,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : (5T20) ; A = 15,20 cm².

b. b-Appuis de rive :

$$M_a = 0,3M_o = 0,3 \times 69,29 = 20,78 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = 8,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : (5T16) ; A = 10,05 cm².

2.9-Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (85 - 0,1 fe) = 85 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a=85 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,45) \text{ m}^2$,

on a : $Asp = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow Asp = 3 \times 2 (0,45 + 0,85) = 7,8 \text{ cm}^2$

On adopte : **4T20 Fil ; A = 12,56 cm²**.

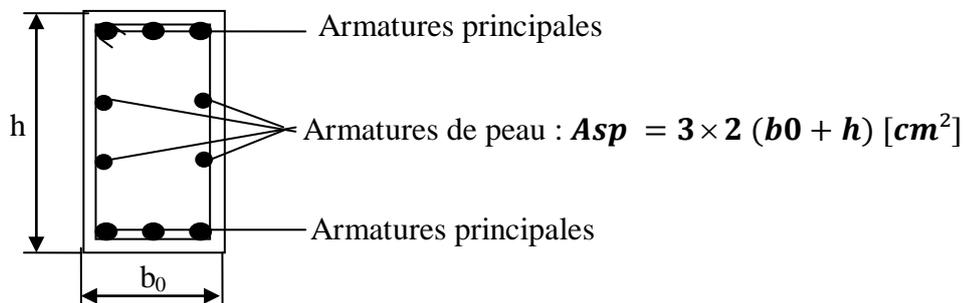


Fig. VIII. 6 : Schéma des armatures de peau.

2.10-Les vérifications :

7.1- Contrainte de cisaillement :

$T_{max} = q .L /2 = 39,40 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{39,40}{0,45.0,765 .100} = 1,14 \text{ MPa}$.

$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

4.8-Armatures transversales :

8.1-Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_1 ; b/10) = \min(24 ; 10 ; 45) = 10 \text{ mm}$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

8.2-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(21.25; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

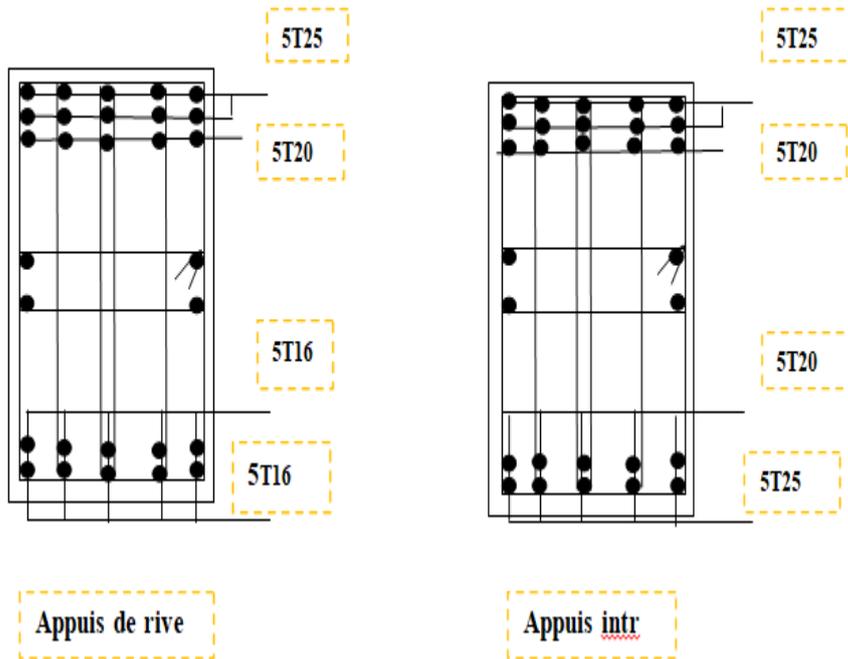
Donc on utilise des armatures : **HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm²**.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,57; 0,4 \text{ MPa}) = 0,57 \text{ MPa}$$

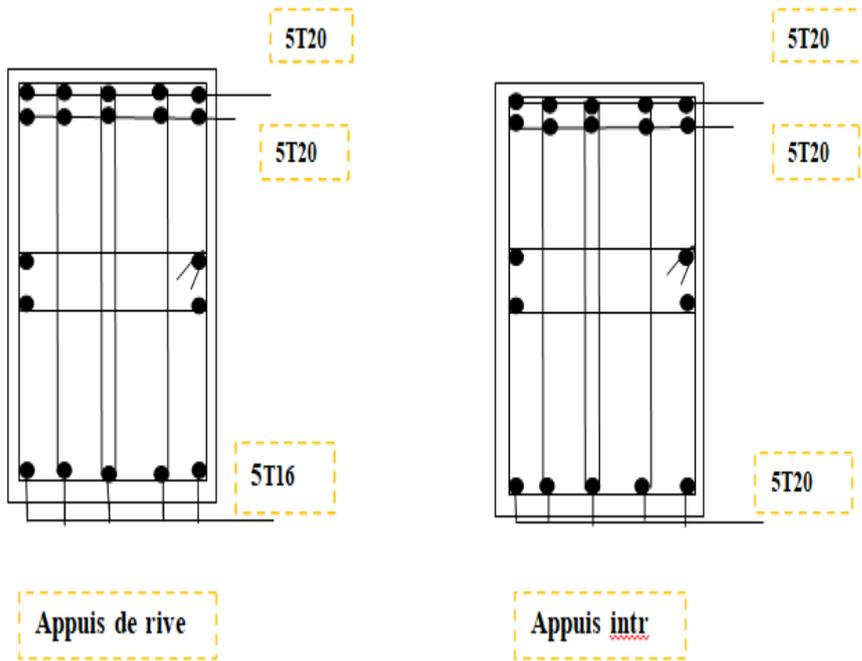
$$\frac{3,14 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,86 > 0,66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$

VIII.7. ferrailage de poutre libage :

Sens longitudinal



Sens transversale



CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master , d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que le spécialiste en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort a condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels .

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un complexe à usage habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (06) étages comportant un sous-sol, tous les étages à usages d'habitation implanté dans la wilaya de Oran .

L'étude de ce projet est faite en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié 99)

On commence en premier lieu par donner une description détaillé du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux, poutres) et les descentes de charges.

En suite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère).

Après l'évaluation des efforts sismique selon le RPA99v2003 (grâce au logiciel ETABS) et l'effort du vent on procède à l'étude des portiques et des voiles.

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure (voile périphérique et radier général).

Mots clés : Béton armé, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential complex consisting of a Ground floor plus (06) floors comprising a basement, all floors for residential use located in the wilaya of Oran.

The study of this project is done according to the codes of calculation and verification of reinforced concrete (BAEL91modified99).

First of all we start by presenting a general description of the project (geometric characteristics, implantation location...), we also define the different materials utilized in this project and their properties, then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements (columns, beams).

After evaluating the dynamic (according to RPA99v2003 using ETABS) and the wind efforts we proceed to the study of the structural elements (beams, columns, walls sails, and raft ...)

At last we move to the study of infrastructure.

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

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لمركب سكني يتكون من طابق ارضي زائد 6 طوابق بالإضافة الى طابق تحت ارضي. كل طابق ذات استعمال سكني يقع بولاية وهران .

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91modifié99) ،أولا نبدا بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية...الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها، بالإضافة الى فرضيات الحساب.

ثانيا نقوم بحساب الابعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر(الاعمدة ، الروافد).

ثالثا نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلام ، الشرفة...الخ).

بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA99v2003) و بواسطة "ETABS"، و دراسة تأثيرات الريح، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبناءية و الجدران المسلحة .

و في الأخير نقوم بدراسة الاساسات (الجدار المحيط و الأساس العام).

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة،ETABS،RPA99v2003،BAEL91modifié99.

NOTATIONS

A :	coefficient d'accélération de zone.
A_l :	section d'armature longitudinale.
A_{min} :	section d'armature minimale déterminée par les règlements.
A_t :	section d'armature transversale.
A_s :	section d'armatures tendue.
A_s' :	section d'armature comprimée.
Br :	section réduite du béton.
C_p :	facteur de force horizontale.
C_s :	coefficient de sécurité.
D :	coefficient d'amplification dynamique.
E :	module de déformation longitudinale.
E_{ij} :	module de déformation longitudinale instantanée.
E_{iv} :	module de déformation longitudinale différée.
G :	action permanente .
H :	hauteur .
I :	moment d'inertie.
J :	action permanente avant mise en place des cloisons.
L :	longueur.
Le :	longueur en élévation.
Ln :	entre axe des nervures.
M :	moment fléchissant.
M_j :	moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons.
M_{ser} :	moment fléchissant d'état limite de service.
M_t :	moment fléchissant de travée.
M_u :	moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
M_1 :	moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.
M_2 :	coefficient de Pigeaud
M_{22} :	moment suivant le sens 2-2
M_3 :	moment suivant le sens 3-3
N :	effort normal.
N_{pp} :	effort normal dû au poids des poutres principales.

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires.
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service.
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance.
 P : poids propre ; périmètre.
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.
 S : surface.
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x.
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y.
 U_c : périmètre du contour.
 V : action sismique ; effort horizontal.
 W : poids total de la structure.
 a : longueur ; distance ; dimension.
 b : largeur.
 b_0 : largeur de la nervure.
 b_1 : largeur de poteau.
 c : enrobage.
 d : hauteur utile.
 e : excentricité ; espacement.
 f : flèche.
 f_{bc} : contrainte caractéristique du béton à la compression.
 f_e : limite élastique d'acier.
 f_{tj} : contrainte caractéristique du béton à la traction.
 g : giron de la marche.
 h : hauteur.
 h_e : hauteur libre.
 h' : hauteur de la zone nodale.
 j : nombre des jours.
 l : longueur ; distance.
 l_f : longueur de flambement.
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle.
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle.
 l' : longueur de la zone nodale.

l_0 :longueur libre.
 q_{eq} :charge linéaire équivalente.
 q :charge linéaire.
 q_{ser} :charge linéaire d'état limite de service.
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
 T :période.
 x :abscisse.
 y :ordonnée.
 α :Angle, coefficient sans dimension.
 γ :Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments.
 β :Coefficient sans dimension, coefficient de pondération.
 ε : Coefficient de réponse.
 η :Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.
 λ :Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.
 μ :Moment réduit.
 ν : Coefficient de poisson.
 σ :contrainte de béton ou d'acier.
 τ :Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
 ψ :Coefficient de pondération.
 ξ :Pourcentage d'amortissement critique.
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Liste Des Figures :

Fig. I. 1 :La façade de la structure.....	2
Fig. I. 2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU	7
Fig. I. 3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	7
Fig. I. 4 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	8
Fig. II.1 : Dalle à corps creux.....	11
Fig. II.2 : Dimensionnement de la section en T.....	12
Fig. II.3 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	14
Fig. II.4 : coupe transversale du plancher étage couran.....	15
Fig. II.5 : Loi de la dégression des sur charges	19
Fig. II.6 : Poteau puls sollicite	20
Figure II.7. Coupe de voile en elevation.....	23
Fig. III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	26
Fig. III.2 : Les différents types des poutrelles.....	31
Fig. III.3 : Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants (type1).....	39
Fig. III.4 : Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants (type2).....	42
Fig. III.5 : Section de calcul de la poutrelle.....	44
Fig. III.6 : Positon de l'axe neutre.....	45
Fig. III.7 : Shema Centre de Grevite de la poutrelle.....	47
Fig. III.8 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	49
Fig. III.9 : Schéma de la bielle d'about.....	50
Fig. III.10: Dessin de ferrailage des poutrelles	55
Fig IV. 1 : Acrotère	57
Fig IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.....	61
Fig IV. 3 : Schéma descriptif de l'escalier	62
Fig IV. 4 : Schéma statique de l'escalier	66
Fig IV. 5 : Diagramme moment et effort tranchant (M,T) de l'escalier	68
Fig IV. 6 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	73
Fig IV. 7 : ferrallaige de l'escalier	76
Fig IV. 8 : Schéma d'un ascenseur	78
Fig IV. 9 : Répartition des charges sur la dalle d'asenseur.....	81
Fig IV. 10 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	82
Fig IV. 11 : Dessin montrant la concentration des charges.....	82
Fig IV. 12 : Moments de la dalle.....	83
Fig IV. 13 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	91
Fig IV. 14 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	91

Fig (V.1) : model sur Etabs (BLOC A).....	94
Fig VI. 1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.	115
Fig VI. 2 : Zone nodale	123
Fig VI. 3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	124
Fig.VII.1- disposition des voiles	127
Fig.VII.2- schéma du voile + poteaux	129
Fig.VII.3- Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	131
Fig.VII.4-Disposition du ferrailage du voile.....	132
Fig VIII. 1: Schéma de voile périphérique.....	136
Fig VIII.2 : schéma de ferrailage de voile périphérique.....	140
Fig VIII. 3: Schéma du panneau le plus défavorable.....	145
Fig VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres de libage (sens longitudinal)	147
Fig VIII. 5: Répartition des charges sur les poutres de libage (sens transversal)	148
Fig VIII. 6 : Schéma des armatures de peau.	150
Fig VIII.7 : ferrailage de poutre libage	151

Liste Des Tableaux :

Tableau I. 1 : Les caractéristiques géométriques de la structure.....	2
Tableau I. 2 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	8
Tableau II. 1 : Epaisseur de chaque étages.....	12
Tableau II. 2 : Descente de charge plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau II. 3 : Descente de charge plancher étage courant.....	15
Tableau II. 4 : Descente de charge d'un mur extérieur.....	16
Tableau II. 5 : les dimensionnement des Poutres.....	18
Tableau II. 6 : Dégression des charges d'exploitation	19
Tableau II. 7 : Choix des sections des poteaux	22
Tableau II. 2 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	24
Tableau III.1 : Les combinaisons et les efforts	28
Tableau III.2 : Combinaison des charges	28
Tableau III.3 : Résultats obtenus R.D.C au 6 ^{ème} étages	42
Tableau III.3 : Résultats obtenus Résultats obtenu de plancher terrasse	43
Tableau IV. 1 : Charges et surcharges voléé (escalier).....	64
Tableau IV. 2 : Charges et surcharges palier (escalier).....	65
Tableau IV. 3 : Calcul des sollicitations.....	71
Tableau IV. 3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	74
Tableau IV. 4 : Poids mort de l'ascenseur.....	78
Tableau IV. 5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	82
Tableau IV. 6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	87
Tableau V. 1 : Facteur de qualité	98
Tableau V. 2 : Poids de la structure	98
Tableau V.3 : Valeurs de la force sismique totale.....	99
Tableau V.4 : Facteur de participation massique	99
Tableau V.5 : Les déplacements latéraux inter-étage.....	100
Tableau V.6 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens x)	101
Tableau V.7 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens y)	101
Tableau V.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	102
Tableau V.9 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)	103
Tableau V.10 : L'excentricité accidentelle	104

TableauVI.1-: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale).....	109
TableauVI.2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)	110
TableauVI.3 : Ferrailage des différents niveaux(poutre de rive sens secondaire).....	110
Tableau VI.4 : Ferrailage des différents niveaux(poutre inter sens secondaire)	111
Tableau VI.5: Fes sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)	117
Tableau VI.6:Fes sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre	117
Tableau VI.7:Fes sollicitations défavorables du 2 ^{eme} genre	117
Tableau VI.8: Falcul de ferrailage des poteaux (p)	121