



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE UNIVERSITE
Dr - MOULAY TAHAR-SAIDA
FACULTÉ DES TECHNOLOGIES
DÉPARTEMENT DE GENIE-CIVIL ET HYDRAULIQUE



Projet de Fin d'Etude

Diplôme Master Génie Civil

Option: C.C.I

THEME:

Etude D'un Bâtiment à Usage Multiple
(Sous-sol +RDC +10 étage)

Sécession de juin 2016

Devant le jury composé de :

Mr :

Mr : Kaci Abdelhakim

Mr :

Mr :

Président

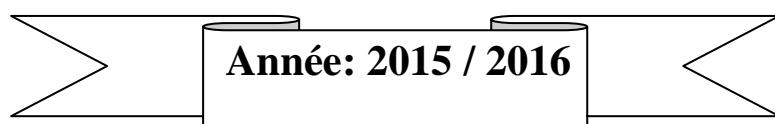
Encadreur

Examinateur

Examinateur

Présente par :

M^{elle}. Belghazali khadidja
M^{elle}. Bouzerouta Leila



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Chapitre I : Présentation du projet

Sommaire	N° Pages
I) Introduction	02
I-2) Situation	02
I-3) Choix d'une structure	02
I-4) Caractéristique géométriques du bâtiment	02
I-5) Dimensions en Plan	03
I-6) Caractéristiques de site et type de sol	03
I-7) Les éléments d'une construction :	03
I-8) Les charges	04
I-9) Conception de la structure	04
a- Planchers :	04
b- Contreventement :	05
c- Escaliers	05
d- Ascenseur	05
e- Maçonnerie	05
f- Revêtement	06
g- Fondations	06
h- Type de coffrage utilisé	06
i -Acrotères	06
I.10) Caractéristiques mécaniques des matériaux	06
I.10.1.Le Béton	06
I.10.2.Acier	09
I.11) Combinaison de calcul	11
I.12) Les règlements utilisent	12
I.13) Les logiciels utilisent	12

Liste de figure

La Liste	N° Pages
Figure I-1 : Dimensions en plan	03
Figure I-2 : Plancher à corps creux	05
Figure I-3:Brique creuse.	06
Figure I-4 : Diagramme de Contrainte	08
Figure I-5 : Diagramme de Contrainte	09
Figure I-6 : Diagramme contrainte déformation d'acier	10

Chapitre I : Présentation du Projet

I-1- Introduction :

Dans le cadre de ce projet, nous allons étudier un bâtiment d'habitation composé d'un **sous-sol** à usage de parking, des locaux en **RDC** et les autres étages à usage d'habitation.

L'ossature est constituée d'un système de portique auto stable (poteaux -poutres) qui assure contreventement de la structure

I- 2- Situation :

L'implantation de cette construction est prévue dans la région **d'Oran 131 logts à HAIES-SABAH**. Cette région est classée dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) d'après la classification des **RPA99** version **2003**.

Le site est considéré comme meuble(**S3**)

I- 3- Choix d'une structure :

Le choix d'un bâtiment d'élévation importante s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause du développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I- 4-Caractéristique géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme en L, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage courant du 1 au 10 étage **$h_e = 3,06 \text{ m}$** .
- Hauteur sous sol **$h_e = 3,84 \text{ m}$**
- Hauteur RDC **$h_e = 4,08 \text{ m}$**
- Hauteur totale du bâtiment **$H = 39,49$**
- Cage d'escaliers : **$4,00 \times 5,86 \text{ m}^2$** .
- Cage d'ascenseur : **$1,40 \times 2,25 \text{ m}^2$** .
- Largeur du bâtiment **$B = 15,90 \text{ m}$** .
- Longueur du bâtiment **$L = 19,20 \text{ m}$** .

Chapitre I : Présentation du Projet

I- 5- Dimensions en plan:

La structure présente une forme de L, dont les dimensions en plan sont mentionnées

Sur la figure ci-après:

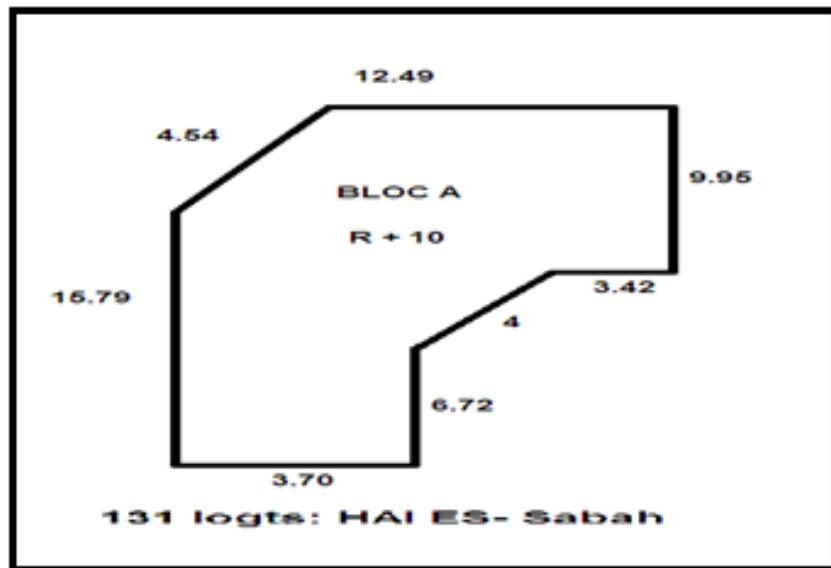


Figure I-1 : Dimensions en plan

I- 6- Caractéristiques de site et type de sol :

Si un bâtiment doit être construit en zone à risque sismique, le sol doit être sondé jusqu'à une profondeur importante.

Selon le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol

$$\sigma_s = 2,6 \text{ bar}$$

I- 7- Les éléments d'une construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- _ Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- _ La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- _ Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.

Chapitre I : Présentation du Projet

- _ Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- _ Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers.
- _ l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

I- 8- Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I- 9- Conception de la structure :

a- Planchers : Nous avons utilisé deux type de plancher; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation, et plancher à dalle pleine.

a.1 Planchers corps creux : Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes .
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

Chapitre I : Présentation du Projet

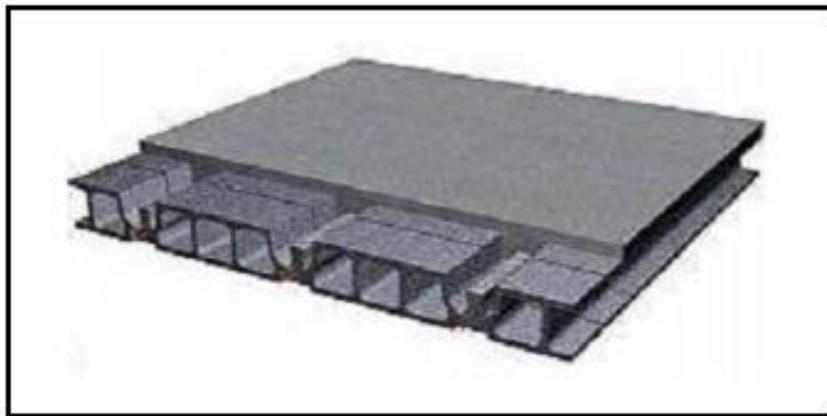


Figure I-2 : Plancher à corps creux

a.2. Planchers dalle pleine : Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

b- Contreventement : Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et périphériques dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

c- Escaliers : Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en **B.A.**

d- Ascenseur : C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

e- Maçonnerie : La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Chapitre I : Présentation du Projet

e-1.Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

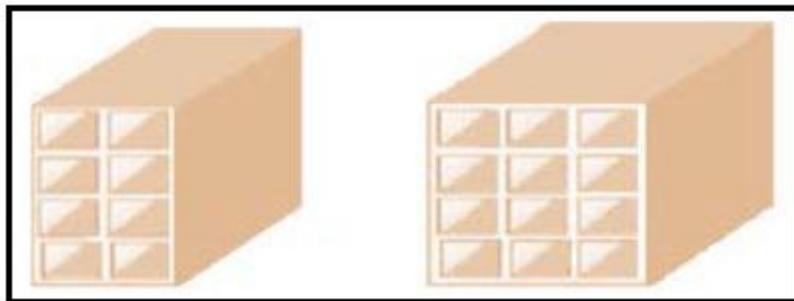


Figure I.3:Brique creuse

e-2.Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

f- Revêtement : Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépisages des façades extérieures.

g- Fondations : L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

h- Type de coffrage utilisé : Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

i -Acrotères : La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur Our les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.10-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.10.1.Le Béton : Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

Chapitre I : Présentation du Projet

➤ **Les matériaux composant le béton :** On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. **Ciment:** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

b.1.Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

➤ **Résistances mécaniques du béton :**

1. **Résistance à la compression :** La résistance caractéristique à la compression du béton f_a à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- Pour des résistances $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_c \text{ si } j < 28 \text{ jours. } f_{cj} = 2883.076.4fcjj +$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances $f_{cj} > 40 \text{ MPa}$:

$$f_c \text{ si } j < 28 \text{ jours. } f_{cj} = 2895.040.1fcjj +$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours.}$$

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } fcj 28 \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } fcj 28 > 60 \text{ Mpa.}$$

Chapitre I : Présentation du Projet

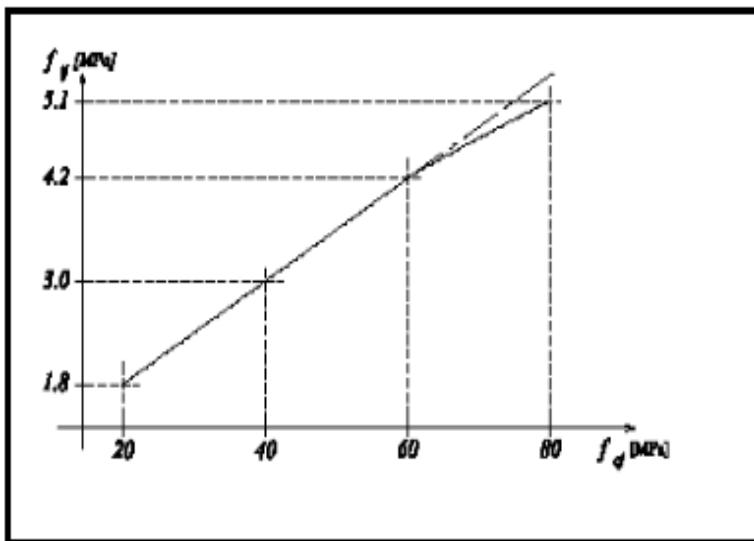


Figure I .4 : Diagramme de Contrainte

3. Résistance caractéristique :

La résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours est gale à :

- Compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour $j = 28 \text{ jours}$ ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Module de déformation longitudinale du béton :
- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$.

Contrainte de calcul de béton comprimé :

a) Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R »:

La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\% \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(1 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]} \dots \dots \dots \text{I.7.}$$

La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si : } 2\% \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\% \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots \text{I.8.}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

Avec :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases} \dots \dots \dots \text{I.9.}$$

Chapitre I : Présentation du Projet

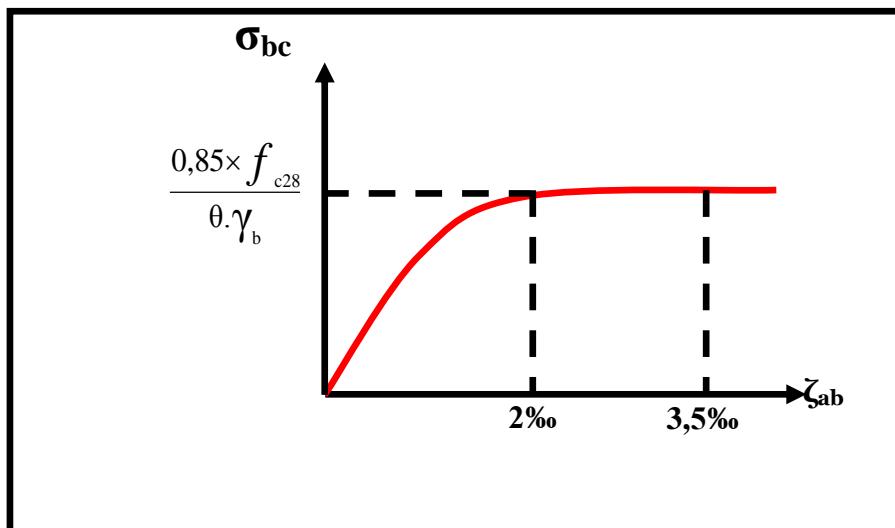


Figure I .5 : Diagramme de Contrainte

b) Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

Coefficient de Poisson : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

C'est le rapport d'allongement relatif de la section transversale et longitudinale.

$$v = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \frac{\Delta a}{a} & : \text{allongement relatif de la section Transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} & : \text{allongement relatif de la section Longitudinale.} \end{cases}$$

$v = 0,2$ pour l'Etat Limité de Service(E.L.S).

$v = 0$ pour l'Etat Limite Ultimé de Résistance(E.L.U.R.).

I.10.2.Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

➤ Type d'acier utilisé :

➤ Barres lisses



FeE 235

➤ Barres à haute adhérence



FeE400

➤ Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence



FeE520

Chapitre I : Présentation du Projet

➤ Contrainte de calcul d'acier : Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

a) Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400 \text{ Mpa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

Es : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \%$$

Si $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s$.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$

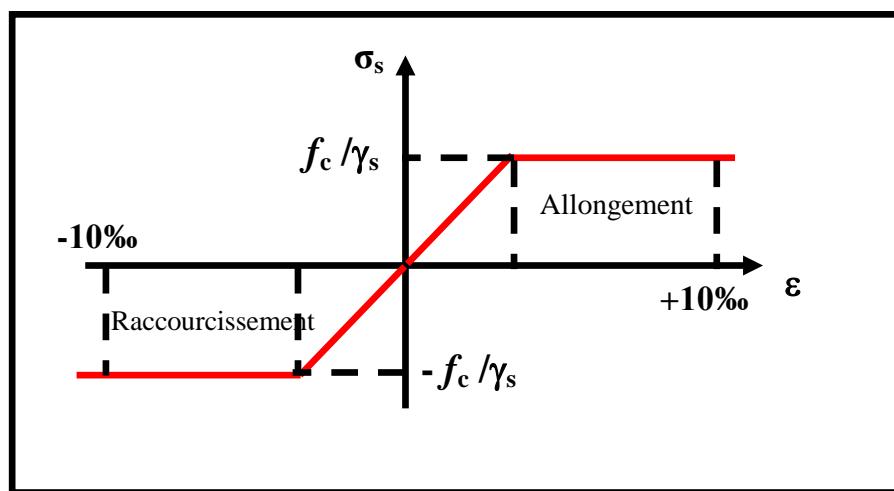


Figure I .6 : Diagramme contrainte déformation d'acier

Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .
- Fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right) \dots \text{I.10.}$$

Chapitre I : Présentation du Projet

- Fissuration très préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} < \sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e \cdot 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \dots \dots \dots \text{I.11.}$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence} \end{cases}$$

I.11. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont :

- 1) Pour les situations durables :

$$\mathbf{P1 = 1,35 G + 1,5 Q.}$$

- 2) Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\mathbf{P2 = G + Q \pm E.}$$

$$\mathbf{P3 = G + Q \pm 1,2 E.}$$

$$\mathbf{P4 = 0,8 G \pm E.}$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$\mathbf{P5 = G + Q.}$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

Les hypothèses de calcul:

- a) Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- c) La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$
- d) La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$
- e) Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa.}$
- f) Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa.}$

Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A fe=400Mpa
- transversales : on a choisi le : « fe.E.235 » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » H.A fe=500Mpa

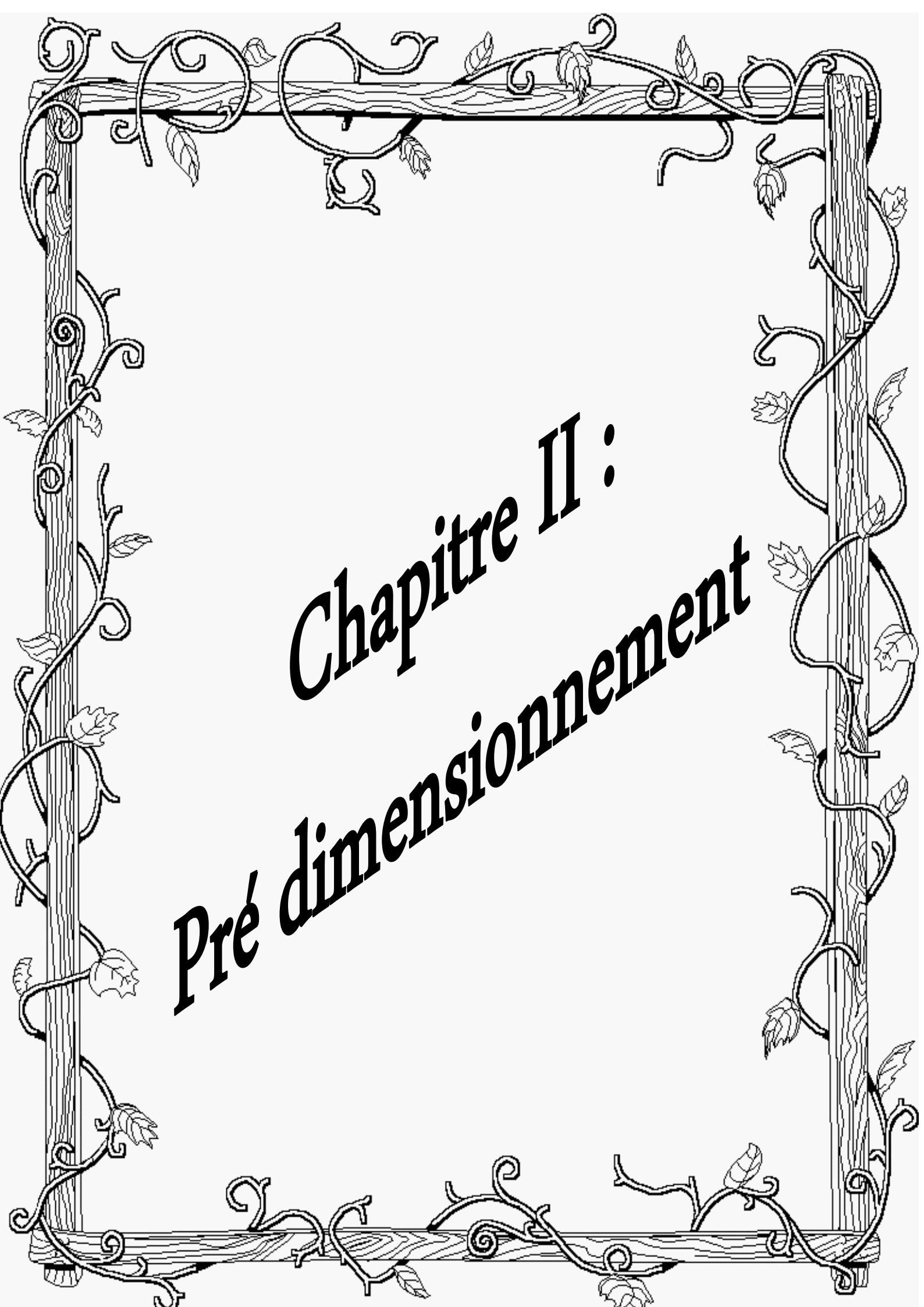
Chapitre I : Présentation du Projet

I.12. Les règlements utilisent :

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99 Version2003.

I.13. Les logiciels utilisent :

- SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferraillage.
- AUTOCAD 2004 : Pour les dessins des plans.
- ETABS 9.7 : Pour la modélisation.
- SAFE : Pour le calcul de fondation.



Chapitre II :

Pré dimensionnement

Sommaire	N° Pages
II.1.Introduction	14
II-2)Pré dimensionnement du Plancher	14
- II-2-1)Détermination de l'épaisseur du plancher	14
- II-2-2)Descente de charges	15
II-3) Pré dimensionnement des Eléments Porteurs	17
II-4) Pré dimensionnement des poteaux	19
II-5) Dégressions des charges	21
- II -5-1) vérification selon RPA 2003	25
- II- 5-2 Vérification de critère de stabilité (flambement)	26
II-6) pré dimensionnement des voiles	27
- II-6-1) voile de contreventement	27
- II-6-2) voiles périphériques	27

Liste des Tableaux

La Liste	N° Pages
Tableau II-1 : Chargement de Plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II-2 : Chargement de Plancher Etage courant	16
Tableau II-3 : Chargement de Plancher dalle Pleine (ss)	16
Tableau II-4 : Remplissage extérieur	17
Tableau II-5 : de dégression des charges.	21
Tableau II-6 : récapitulatif des sections des poteaux.	25
Tableau II-7 : de vérification des sections des poteaux selon RPA 2003.	26
Tableau II-8 : de vérification au flambement	27

Liste de figure

La Liste	N° Pages
Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux	15
Figure II-2 : Plancher terrasse inaccessible	15
Figure II-3 : Plancher étage courant	16
Figure II-4 : Remplissage extérieur	17
Figure II-5 : Section d'une poutre	18
Figure II-6 : Section d'une poutre secondaire	18
Figure II-7 : surface afférente du poteau	19
Figure II-8 : Poteau central	20

Chapitre II : Pré Dimensionnement

II.1.Introduction:

Le redimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II-2) Pré dimensionnement du Plancher :

II-2-1) Détermination de l'épaisseur du plancher :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec L : Le porté maximal entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \max\{L_{\max}(\text{sens x}); L_{\max}(\text{sens y})\}$$

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 16,67\text{cm} \Rightarrow h_t = 20\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.95\text{cm} \Rightarrow h_t = 20\text{cm}$$

Chapitre II : Pré Dimensionnement

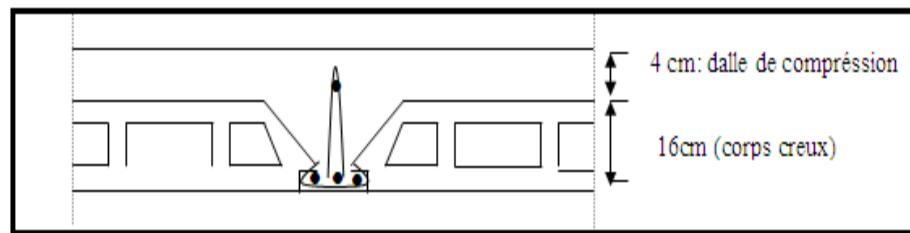


Figure. (II-1) Coupe d'un plancher à corps creux

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm : l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{cases}$$

II-2-2) Descente de charges :

Plancher terrasse inaccessible :

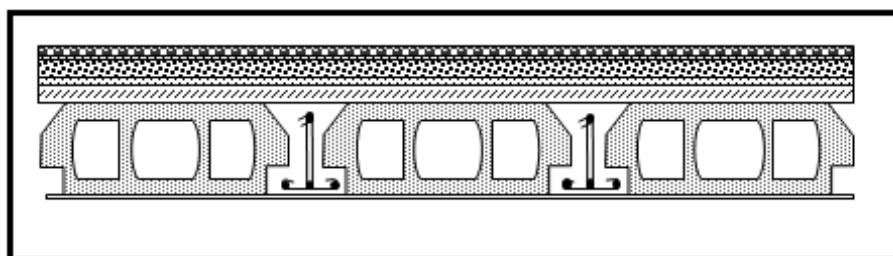


Figure II -2 Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible				
Charge	1	Graviers roulé de protection (5cm)	0.85	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche (2cm)	0.12	KN/m ²
	3	Forme de pente (10cm)	2.2	KN/m ²
	4	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.85	KN/m ²
	5	Isolation thermique en liégé (4cm)	0.01	KN/m ²
	6	Enduit en plâtre (2cm)	0.36	KN/m ²
Charge permanente totale			G=6.39	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1.00	KN/m ²

Tableau II-1 : Chargement de Plancher terrasse inaccessible

Chapitre II : Pré Dimensionnement

Plancher étage courant :

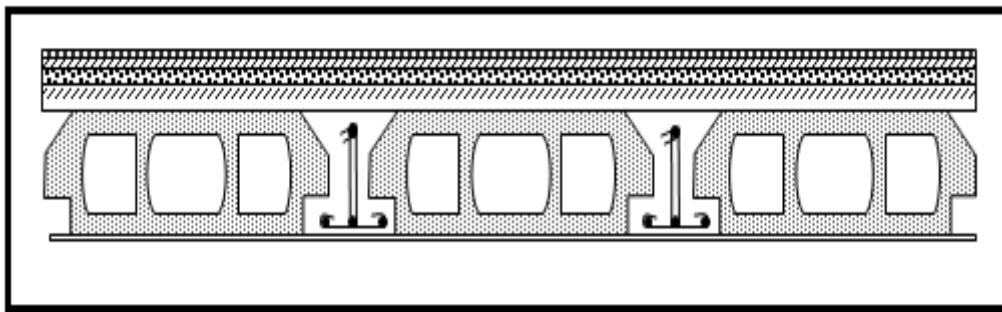


Figure II-3 Plancher étage courant

Plancher RDC -1-10^{ème} étages :

Plancher Etage courant « Bureaux »				
Charge	1	Carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.44	KN/m ²
	3	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.85	KN/m ²
	4	Enduit en plâtre (2cm)	0.20	KN/m ²
	5	Cloison	1.00	KN/m ²
Charge permanente totale			G=4.93	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1.5	KN/m ²

Tableau II-2 : Chargement de Plancher Etage courant

Plancher dalle pleine (ss) :

Plancher dalle pleine				
Charge	1	Carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.44	KN/m ²
	3	Dalle pleine en béton armé (e15)	3.75	KN/m ²
	4	Enduit en plâtre (2cm)	0.20	KN/m ²
	5	Cloison	1.00	KN/m ²
Charge permanente totale			G=5.83	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=2.5	KN/m ²

Tableau II-3 : Chargement de Plancher dalle Pleine (ss)

Chapitre II : Pré Dimensionnement

Remplissage extérieur :

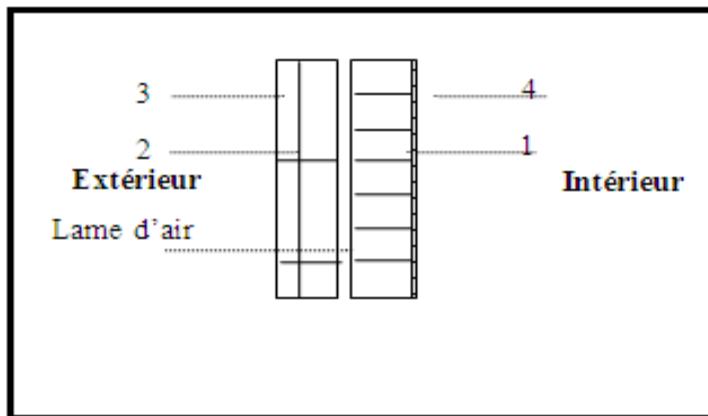


Figure II -4 Remplissage extérieur

Remplissage extérieur				
Chargement	1	Brique creuse ($e = 10 \text{ cm}$)	0.90	KN/m ²
	2	Vide d'air ($e = 10 \text{ cm}$)	0.00	0.00
	3	Brique creuse ($e = 10 \text{ cm}$)	0.90	KN/m ²
	4	Enduit extérieur en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	0.340	KN/m ²
	5	Enduit intérieur en plâtre ($e = 2 \text{ cm}$)	0.20	KN/m ²
	Charge permanente totale		G=2.34	KN/m ²

Tableau II-4 : Remplissage extérieur

II-3) Pré dimensionnement des Eléments Porteurs :

Les poutres sont des éléments dont une des dimensions est grande devant les deux autres, leurs rôles sont de supporter le plancher et de transmettre les charges directement aux éléments porteurs verticaux (poteaux).

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

L_{\max} : La portée maximal entre nus d'appuis.

h_p : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Chapitre II : Pré Dimensionnement

A) Poutre principale :

A-1) Critère de rigidité :

$$\frac{429}{15} \leq h \leq \frac{429}{10}$$

$$soit: 28.6 \leq h \leq 42.9$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$soit : 16 \leq b \leq 32$$

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

$$\frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10}$$

$$soit: 38.67 \leq h \leq 58$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$soit : 15.47 \leq b \leq 46$$

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

Soit une poutre de section ($b \times h$) Voir : (figure II-4)

A -2) Vérifications des conditions de l'RPA 99 :

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

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}cv$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4cv$$

La condition de RPA est vérifiée donc la section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ est convenable

B) Poutre secondaire :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec :}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad Soit : 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm}$$

On prend $h = 30 \text{ cm}$

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

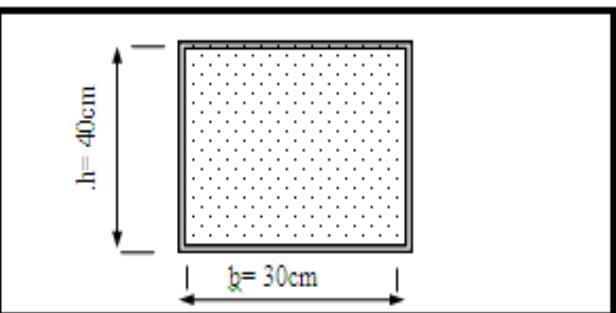


Figure. (II- 5) Section d'une poutre

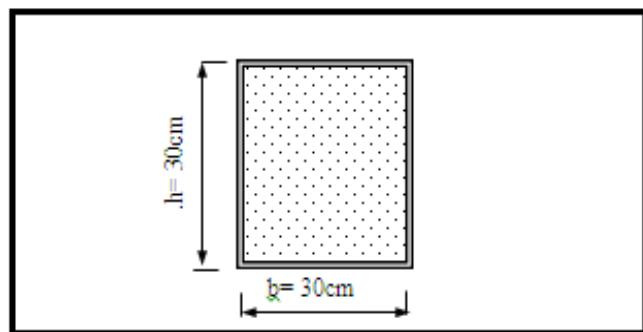


Figure. (II-6) Section d'une poutre secondaire

Soit une poutre de section ($b \times h$) = $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: (figure II-5)

Chapitre II : Pré Dimensionnement

B-1) Vérification des Conditions du (RPA 99) :

$$\begin{cases} b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{CV}' \\ h=30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{CV}'' \\ \frac{h}{b}=1 < 4 \dots \text{CV}''' \end{cases}$$

La condition de RPA est vérifiée, la section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ est donc convenable.

Soit des

- poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- poutres principales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- poutres secondaires $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

II-4) Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément vertical soumis à la flexion composée centrée dont la fonction principale est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau : $s=3.78 \times 2.93 = 11.08 \text{ m}^2$

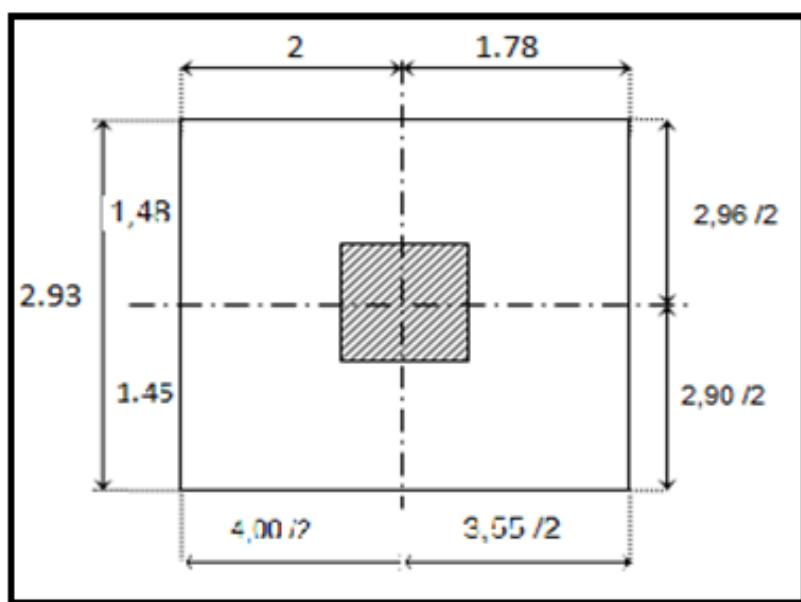


figure (II-7) surface afferente du poteau

Chapitre II : Pré Dimensionnement

➤ Critère de résistance d'après BAEL 91:

$$B_r \geq \frac{K.B.N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85f_{ed}}{100}}$$

B_r : La section réduite du béton.

N_u : La charge calculée.

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

K=1 (la moitié des charges sont appliquée après 90 jours)

$$f_{ed} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\theta = 1 \cdot \frac{A}{B} = 100$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 MPa$$

$$B = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2 \text{ Pour } (\lambda = 35)$$

Donc : $B_r = 0,64 N_u (cm^2)$ $N_u \rightarrow (KN)$
 $B_r \rightarrow (cm^2)$

➤ calcul de Nu :

On étudie le poteau le plus sollicité (le poteau central)

$$S_{affQ} = 3.78 \cdot 2.93 = 11.08 m$$

-Poteau central.

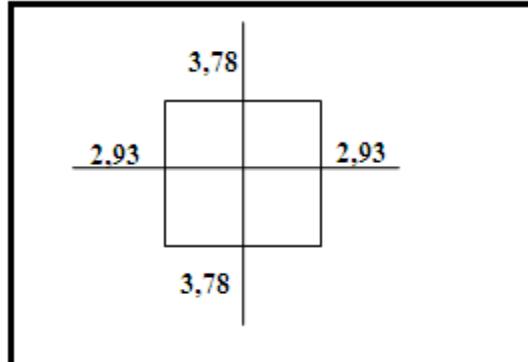


figure (II-8)poteau central

Chapitre II : Pré Dimensionnement

II-5) Dégression des charges :

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage)..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur.....

(Étage II)..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

(Étage III)..... $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage IV)..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

6

1

1

$$(\text{Étagen}) \dots Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

NIVEAU	Q KN\m ²		Q × S _{affQ}
10 ^{ième} étage	Q ₀	1	11.08
9 ^{ième} étage	Q ₀ + Q ₁	2 ,5	27.7
8 ^{ième} étage	Q ₀ +1,9 Q ₁	3,85	42.66
7 ^{ième} étage	Q ₀ +2,7 Q ₁	5,05	55.95
6 ^{ième} étage	Q ₀ + 3,4Q ₁	6,10	67.59
5 ^{ième} étage	Q ₀ +4 Q ₁	7,00	77.56
4 ^{ième} étage	Q ₀ +4,5 Q ₁	7,75	85.87
3 ^{ième} étage	Q ₀ + 5Q ₁	8,5	94.18
2 ^{ième} étage	Q ₀ +5 ,5 Q ₁	9,25	102.49
1 ^{ième} étage	Q ₀ +6 Q ₁	10	110.8
RDC	Q ₀ +0,65(9Q ₁ +Q ₂)	10.75	119.11
S. SOL	Q ₀ +0,64(9Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	12.09	133.97

Tableau (II-5) de dégresson des charges.

Chapitre II : Pré Dimensionnement

➤ Poteau du 10^{ième} étage:

Poids du plancher $11.08 \times 6.39 = 70.80 \text{ kN}$

Poids des poutres principales $0.4 \times 0.3 \times 3.78 \times 25 = 11.34 \text{ KN}$

Poids des chaînages $0.3 \times 0.35 \times 2.93 \times 25 = 7.69 \text{ KN}$

$$G = 89.83 \text{ KN}$$

$$Q = 11.08$$

$$N_{u10} = 1,35G_{10} + 1,5Q_{10} \Rightarrow N_{u10} = 137.89 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,64N_{u10} \Rightarrow B_r \geq 88.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,40) \text{ cm}^2$$

➤ Poteau du 9^{ième} étage:

Poids du plancher $11.08 \times 4.93 = 54.62 \text{ KN}$

Poids des poutres principales 11.34 KN

Poids des chaînages 7.69 KN

Poids des poteaux $(0.4 \times 0.4) \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$

$$\overline{G_9} = 85.89 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 27.7 \text{ KN}$$

$$N_{u9} = 1,35(G_{10} + G_9) + 1,5Q_9 \Rightarrow N_{u9} = 278.77 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,64N_{u9} \Rightarrow B_r \geq 178.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,40) \text{ cm}^2$$

➤ Poteau du 8^{ième} étage :

$$G_8 = 85.89 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 42.66 \text{ KN}$$

$$N_{U8} = 1,35(G_{10} + 2G_8) + 1,5Q_8 \Rightarrow N_{u8} = 417.16 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,64N_{u8} \Rightarrow B_r \geq 266.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(30,30) \text{ cm}^2$$

➤ Poteau du 7^{ième} étage:

$$G_7 = 85.89 \text{ KN}$$

$$Q = 55.95 \text{ KN}$$

$$N_7 = 1,35(G_{10} + 3G_7) + 1,5Q_7 \Rightarrow N_{u7} = 553.05 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,64N_{u9} \Rightarrow B_r \geq 353.95 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,40) \text{ cm}^2$$

Chapitre II : Pré Dimensionnement

➤ Poteau du 6^{ième} étage :

$$G_6 = 85.89KN$$

$$Q_6 = 67.59KN$$

$$N_{u6} = 1,35(G_{10} + 4G_6) + 1,5Q_6 \Rightarrow N_{u6} = 686.46KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{u6} \Rightarrow B_r \geq 439.34cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,40)cm^2$$

➤ Poteau du 5^{ième} étage :

Poids des poteaux..... (0.4×0.5)×3 .06×25=15.3KN

$$G_5 = 88.95KN$$

$$Q_5 = 77.56KN$$

$$N_{u5} = 1,35(G_{10} + 4G_6 + G_5) + 1,5Q_5 \Rightarrow N_{u5} = 821.50KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{u4} \Rightarrow B_r \geq 525.76cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,50)cm^2$$

➤ Poteau du 4^{ième} étage :

Poids du plancher 11.08×4.93 = 54.62KN

Poids des poutres principales = 11.34KN

Poids des chaînages = 7.69KN

Poids des poteaux (0.4×0.5) × 3,06×25 = 15.3KN

$$G_4 = 88.95KN$$

$$Q_4 = 85.87KN$$

$$N_{u4} = 1,35(G_{10} + 4G_6 + 2G_5) + 1,5Q_4 \Rightarrow N_{u4} = 954.05KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{u9} \Rightarrow B_r \geq 610.59cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,50)cm^2$$

➤ Poteau du 3^{ième} étage:

$$G_3 = 88.95KN$$

$$Q_3 = 94.18KN$$

$$N_{u3} = 1,35(G_{10} + 4G_6 + 3G_3) + 1,5Q_3 \Rightarrow N_{u3} = 1086.59KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{u3} \Rightarrow B_r \geq 695.42cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,50)cm^2$$

➤ Poteau du 2^{er} étage :

Poids des poteaux (0,40×0.6)×3,06×25 = 18.36KN

$$G_2 = 108.19KN$$

$$Q_2 = 102.49KN$$

Chapitre II : Pré Dimensionnement

$$N_{u2} = 1,35(G_{10} + 4G6 + 3G3 + G2) + 1,5Q_2 \Rightarrow N_{u1} = 1245.12KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{u1} \Rightarrow B_r \geq 796.88cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,60)cm^2$$

➤ Poteau du 1^{er} étage :

$$G_1 = 108.19KN$$

$$Q_1 = 110.8KN$$

$$N_{u1} = 1,35(G_{10} + 4G6 + 3G3 + 2G2_1) + 1,5Q_1 \Rightarrow N_{u1} = 1300.08KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{u1} \Rightarrow B_r \geq 832.05cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40.60)cm^2$$

➤ Poteau du RDC :

Poids des poteaux $(0,4 \times 0,66) \times 4.08 \times 25 = 24.48KN$

$$G_{RDC} = 98.13KN$$

$$Q_{RDC} = 119.11KN \text{ pour } H_{RDC} = 4,08cm$$

$$N_{uRDC} = 1,35(G_{10} + 4G6 + 3G_3 + 2G2 + G_{RDC}) + 1,5Q_{RDC} \Rightarrow N_{uRDC} = 1548.78KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{uRDC} \Rightarrow B_r \geq 991.09cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(45,45)cm^2$$

➤ Poteau du sous-sol:

Poids du plancher $11.08 \times 2.5 = 27.7KN$

Poids des poutres principales $11.34KN$

Poids des chaînages $7.69KN$

Poids des poteaux $(0.4 \cdot 0.6) \times 3.84 \times 25 = 23.04KN$

$$G_{S-SOL} = 69.77KN \text{ pour } H_{S-SOL} = 3.84m$$

$$Q_{S-SOL} = 133.97KN$$

$$N_{uS,SOL} = 1,35(G_{10} + 4G6 + 3G5 + 2G2 + G_{RDC} + G_{S,SOL}) + 1,5Q_{S,SOL} \Rightarrow N_{uS,SOL} = 1543.79KN$$

$$B_r \geq 0,64N_{u1} \Rightarrow B_r \geq 1003.46cm^2 \rightarrow \text{soit un poteau}(40,60)cm^2$$

Chapitre II : Pré Dimensionnement

Les poteaux de rive et d'angle sont calculés de la même manière

	Central calculé cm^2	Adoptée (section) cm^2
Etage 10	(40.40)	(40.40)
Etage 9	(40.40)	(40.40)
Etage 8	(40.40)	(40.40)
Etage 7	(40.40)	(40.40)
Etage 6	(40.40)	(40.40)
Etage 5	(40.50)	(40.50)
Etage 4	(40.50)	(40.50)
Etage 3	(40.50)	(40.50)
Etage 2	(40.60)	(40.60)
Etage 1	(40.60)	(40.60)
RDC	(40.60)	(40.60)
Sous-sol	(40.60)	(40.60)

Tableau (II-6) récapitulatif des sections des poteaux.

II -5-1) vérification selon RPA 2003 :

Poteaux carrés (Zone IIa)

$$\triangleright \text{Min } (a, b) \geq 25cm \dots \{A\}$$

$$\triangleright \text{Min } (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \dots \{B\}$$

$$\triangleright \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \dots \{C\}$$

Chapitre II : Pré Dimensionnement

					Vérification selon RPA 2003		
Niveau	(a,b)	h _e (m)	h _e /20(cm)	a/b	{A}	{B}	{C}
Sous sol	(40.60)	3.83	19.15	0.66	C.V	C.V	C.V
RDC	(40.60)	4,08	20,4	0.66	C.V	C.V	C.V
Etage 1.2	(40.60)	3,06	15,3	0.66	C.V	C.V	C.V
Etage 3.4.5	(40.50)	3,06	15,30	0.8	C.V	C.V	C.V
Etage 6.10	(40.40)	3,06	15,30	1	C.V	C.V	C.V

Tableau (II-7) de vérification des sections des poteaux selon RPA 2003.

II-5-2) vérification de critère de stabilité (flambement) :

D'après le BAEL 91, il faut vérifier $\lambda \leq 35$

$$\left. \begin{array}{l} i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad \lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} \leq 50 \\ I = \frac{ab^3}{12} \\ S = ab \end{array} \right\} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$l_f = 0,7l_0$ Poteau encastré –encastré

$$\text{Donc: } \lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b}$$

Avec :

λ : Élancement du poteau.

l_f : Longueur du flambement.

i_{\min} : Rayon de giration minimum.

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

Chapitre II : Pré Dimensionnement

Poteaux centraux :

Niveau	$(a,b)cm^2$	$l_0(m)$	$b(m)$	$l_f = 0,7l_0(m)$	λ	$\lambda \leq 35$
Sous sol	(40.60)	3.84	0.6	2.69	15.53	C.V
RDC	(40.60)	4,08	0.6	2.87	16.59	C.V
Etage 1.2	(40.60)	3,06	0.6	2.14	12.35	C.V
Etage 3.4.5	(40.50)	3,06	0.5	2.14	14.83	C.V
Etage 6.10	(40.40)	3,06	0.4	2.14	18.53	C.V

Tableau (II-8) de vérification au flambement.

II-6) pré dimensionnement des voiles :

II-6-1) voile de contreventement :

Pour augmenter la rigidité de notre structure, on a prévus des murs voiles et pour les dimensionner on s'est basé sur les conditions de RPA 2003.

$$a \geq \frac{h_e}{20}; \quad h_e = 3,06 - 0.2m \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3cm$$

On adopte l'épaisseur de 15cm pour refonds de contreventement.

II-6-2) voiles périphériques:

$$\frac{255}{20} = 12,75$$

Ces voiles sont conçus pour reprendre les poussées des terres d'après RPA 2003. $a \geq 15cm$ On adopte une épaisseur de 15 cm pour toutes les voiles périphériques sous-sol.



Chapitre III :
Étude de plancher

Sommaire	N° Pages
III-Introduction	29
III-1-pré dimensionnement	29
III-2) Calcul des planchers	30
III-2-1) Exemple de calcul	32
III-2-2 calcul des poutrelles	34
A-1) Méthode de calcul : (méthode forfaitaire)	34
A-1-2) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	35
A-2) calcul des sollicitations	35
III-3) Ferraillages des poutrelles	50
III-3-1) Armatures longitudinales	50
1) Vérification a l'ELU	50
2) Vérification a l'ELS	53
3) Vérification a l'effort tranchant	54
III-3-2)Les armatures transversales	54
III-3-3) Vérification de la flèche	56
III-4) Dalles Pleines	60

Liste des Tableaux

La Liste	N° Pages
Tableau III-1 : Les Matériaux	32
Tableau III-2 : Géométrie	33
Tableau III-3 : Chargement	33
Tableau III-4 : évaluation des charges	34
Tableau III-5 : calcule des sollicitations d'un étage courant à E.L.U	36
Tableau III-6 : calcule des sollicitations d'un étage courant à E.L.S	37
Tableau III-7 : calcule des sollicitations d'un Terrasse à E.L.U	38
Tableau III-8 : calcule des sollicitations d'un Terrasse à E.L.S	39
Tableau III-9 : calcule des sollicitations d'un étage service à E.L.U	40
Tableau III-10 : calcule des sollicitations d'un étage service à E.L.S	41
Tableau III-11: calcule des sollicitations d'un étage courant à E.L.U	43
Tableau III-12 : calcule des sollicitations d'un étage courant à E.L.S	44
Tableau III-13 : calcule des sollicitations d'une terrasse à E.L.U	45
Tableau III-14 : calcule des sollicitations d'une terrasse à E.L.S	46
Tableau III-15 : calcule des sollicitations d'une terrasse à E.L.U	47
Tableau III-16 : calcule des sollicitations d'une terrasse à E.L.S	48
Tableau III-17 Résume des vérifications de service limite pour le béton	54
Tableau III-18 Vérification a l' effort tranchant	54

Liste de figure

La Liste	N° Pages
Figure III-1 : schéma de plancher	29
Figure III-2 : schéma statique de la poutrelle partie	35
Figure III-3 : schéma statique de la poutrelle partie	42
Figure III-4 : schéma statique de la poutrelle partie donnees par les logiciel Etabs	49
Figure III-5 Dimension de la section des poutrelles	50
Figure III-6 Anchage courbure	55

Chapitre III : Etude de Plancher

III -Introduction :

III-1-Pré dimensionnement :

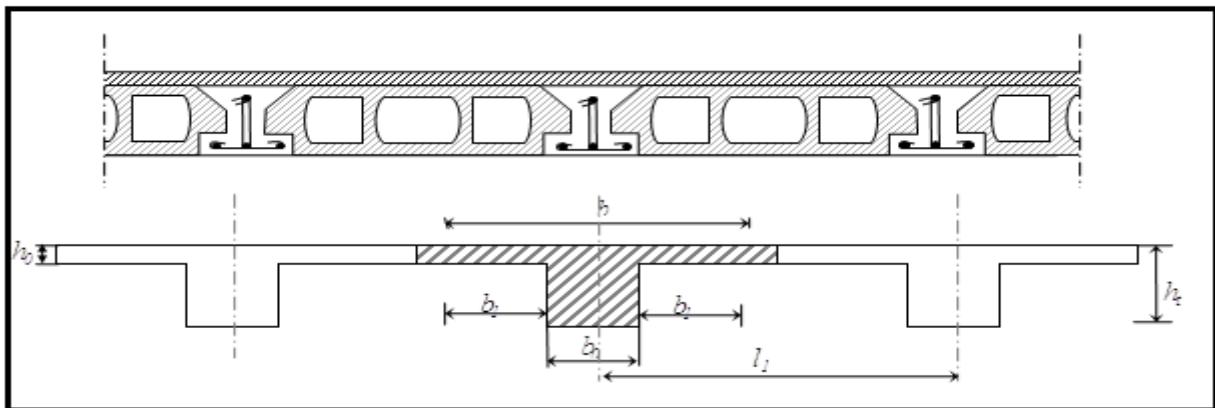


Figure III-1 : schéma de plancher

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages ; ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges a fin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure on a un seul type de plancher « plancher à corps creux » (dimensionné dans le chapitre II)

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

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

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

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{1}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(60 - 12)}{2} = 24\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{440}{10} = 44\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 24\text{cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm}$

Chapitre III : Etude de Plancher

III-2) Calcul des planchers :

La structure à étudier étant une construction courante avec une surcharge modérée. ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$)

Donc le type de plancher à adopter est un plancher à corps creux ; les poutrelles sont continues et disposées suivant la petite portée travaillant dans un seul sens.

Méthode de calcul :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes sont remplies :

- 1) La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2; 2G)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- 4) Fissuration considérée comme non préjudiciable.

- Pour les dalles calculées dans un seul sens ; les poutrelles et les poutres on peut évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis a des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_o » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise au même charges.
- Appelant :
- M_o : Moment max de la travée indépendante.
- M_t : Moment max dans la travée étudiée.
- M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.
- M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.
- α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

permanentes « G » et les charges d'exploitation « Q » :

- Les valeurs prises pour « $M_t; M_w; M_e$ » doivent vérifier les conditions suivantes Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[\left(\max[(1+0.3\alpha)M_o; 1.05M_o] - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_o \right]$$

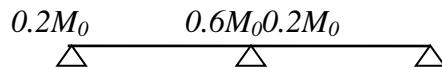
Chapitre III : Etude de Plancher

Travée intermédiaire :

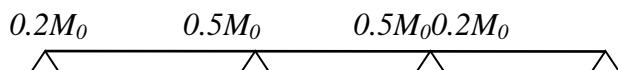
$$M_t \geq \max \left[\left(\max[(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

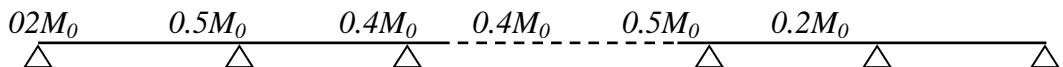
➤ cas de 02 travées :



➤ cas de 03 travées :



➤ cas de plus de 03 travées :



Dans le cas où la 04^{ème} condition n'est pas remplie $\left(\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0.8; 1.25] \right)$ la méthode forfaitaire reste applicable (forfaitaire modifiée).

Effort tranchant :
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) Fissuration peu préjudiciable vérifiée
- 2) Poutres à inerties transversales constantes vérifiées
- 3) Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

➤ Plancher étage courant :
$$\begin{cases} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2; G = 4.93 \text{ KN/m}^2 \\ (1.5 < 2 \times 4.93 = 9.86) \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Plancher terrasse :
$$\begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m}^2; G = 6.39 \text{ KN/m}^2 \\ (1 < 2 \times 6.39 = 12.78) \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Plancher sous-sol :
$$\begin{cases} Q = 2.5 \text{ KN/m}^2; G = 5.83 \text{ KN/m}^2 \\ (2.5 < 2 \times 5.83 = 11.66) \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Chapitre III : Etude de Plancher

4) Les rapports des portées successives sont compris $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ entre :

➤ Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire

III-2-1) Exemple de calcul :

Prenons le 1^{ème} type comme un exemple de calcul.

Matériaux :

Matériaux					
Béton	Matériaux	Contrainte caractéristique à la compression	$f_{c28} =$	25	MPa
		Contrainte caractéristique à la traction : $0.6 + 0.06f_{c28}$	$f_{t28} =$	2.1	MPa
		Coefficient de déviation angulaire	$\theta =$	1	
		Coefficient partiel de sécurité	$\gamma_b =$	1.5	
		Contrainte de compression : $0.85f_{c28}/\theta\gamma_b$	$f_{bu} =$	14.2	MPa
		Contrainte admissible : $0.6f_{c28}$	$\bar{\sigma}_{bc} =$	15	MPa
		Module de déformation Instantanée du béton : $11000\sqrt{f_{c28}}$	$E_i =$	3.216×10^4	MPa
		Module de déformation différée du béton : $\frac{I}{3}E_i$	$E_v =$	1.072×10^4	MPa
Acier		Limité d'élasticité : $FeE400$	$f_e =$	400	MPa
		Coefficient de sécurité	$\gamma_s =$	1.15	
		Contrainte de l'acier à L'E.L.U : f_e/γ_s	$f_{su} =$	348	MPa
		Contrainte admissible F.P.P : $\min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{1.6f_{t28}}\right\}$	$\bar{\sigma}_{st} =$	202	MPa
		Module d'élasticité	$E_s =$	200×10^4	MPa

Tableau III-1 : Les Matériaux

Chapitre III : Etude de Plancher

Géométrie :

Géométrie			
Largeur de la poutre	$b =$	0.6	M
Largeur de l'âme	$b_0 =$	0.12	M
Hauteur totale du plancher	$h =$	0.20	M
Hauteur de la table de compression	$h_0 =$	0.04	M
Hauteur utile : $d=0.9 h$	$d =$	0.18	M

Tableau III-2 : Géométrie

Chargement :

Chargement				
Terrasse	Charge permanente	$G =$	6.39	KN/m
	Charge d'exploitation	$Q =$	1	KN/m
	E.L.S $(G+Q) \times b$	$Q_{ser} =$	4.43	KN/m
	E.L.U $(1.35G+1.5Q) \times b$	$qu =$	6.08	KN/m
Courant	Charge permanente	$G =$	4.93	KN/m
	Charge d'exploitation	$Q =$	1.5	KN/m
	E.L.S $(G+Q) \times b$	$Q_{ser} =$	3.86	KN/m
	E.L.U $(1.35G+1.5Q) \times b$	$qu =$	5.34	KN/m
	Charge permanente	$G =$	5 .83	KN/m
	Charge d'exploitation	$Q =$	2.5	KN/m
	E.L.S $(G+Q) \times b$	$Q_{ser} =$	5	KN/m
	E.L.U $(1.35G+1.5Q) \times b$	$qu =$	6.97	KN/m

Tableau III-3 : Chargement

Chapitre III : Etude de Plancher

Évaluation des charges :

$$E.L.U : G_U = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$E.L.S : G_{Ser} = (G + Q) \times b$$

Type du plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q _U (KN/m)	Q _{Ser} (KN/m)
Etage Service	5.83	2.5	6.97	5
Etage Courant	4.93	1.5	5.34	3.86
Terrasse	6.39	1	6.08	4.43

Tableau III-4 : évaluation des charges

II-2-2 calcul des poutrelles :

A-1) Méthode de calcul : (méthode forfaitaire)

A-1-1) Principe : Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M₀ dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée

Moment en appuis	Pour :		Poutre
M₁ et M₂	0.2 M₀	Un appui de rive	Tout les cas
M₃	0.6 M₀	Un appui intermédiaire	à deux travées
M₃ et M₄	0.5 M₀	Un appui voisin de l'appui de rive	à plus de deux travées
M₅ et M₆....	0.4 M₀	Un appui intermédiaire	à plus de deux travées
Moment en travées	Pour :		
M_t + [(M_g + M_d) / 2] ≥ (1+0,3α) M₀ <i>(Condition 1)</i>	Une Travée intermédiaire et travée de rive		
<i>(Condition 2)</i>	M_t ≥ (1+0,3α)M₀/2	Une travée intermédiaire	
	M_t ≥ (1,2+0,3α)M₀/2	Une travée de rive	
Efforts tranchants	$T_g = (QL/2) + (M_g - M_d)/L$ $T_d = -(QL/2) + (M_g - M_d)/L$		

Chapitre III : Etude de Plancher

A-1-2) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ ● → condition vérifiée
2. $0.80 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ ● → condition vérifiée
3. les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées. ● → condition vérifiée
4. la fissuration est peu préjudiciable ● → condition vérifiée

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on applique la méthode forfaitaire.

A-2) calcul des sollicitations :

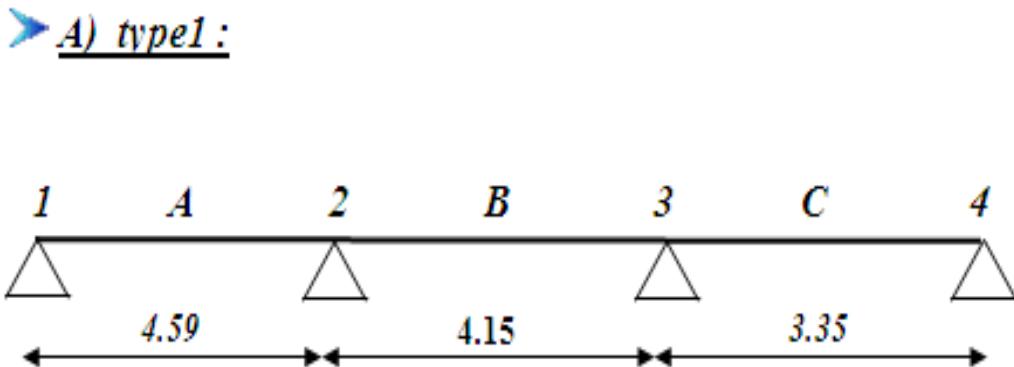


Figure III-2 : schéma statique de la poutrelle partie

Chapitre III : Etude de Plancher

Etage Courant :

E.L.U :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 4.59 \text{ m}$$

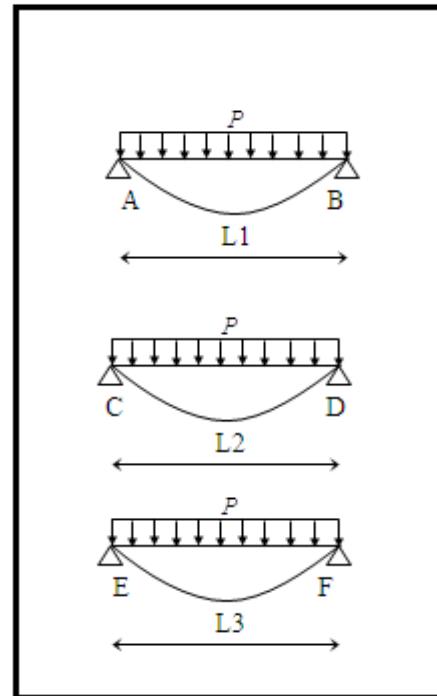
$$M_0 = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_0' = 11.50 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m}$$

$$M_0' = 7.49 \text{ KN.m}$$



E.L.U : $\bullet \rightarrow Q_U \rightarrow 5.34 \left(\text{KN/m}^2 \right)$ avec $\alpha = 0.23$

Travée	A	B	C
L (m)	4.59	4.15	3.35
M ₀ (KN. m)	14.06	11.50	7.49
Appuis	1	2	3
Coefficients forfaitaires	0,2	0,5	0,5
M _{appuis} (KN)	2.81	5.75	3.75
M _t (KN .m) (condition 1)	10.75	7.54	5.38
M _t (KN .m) (condition 2)	8.82	6.15	4.74
M _t (KN m) (résultat)	M _{t Max} = 10.75	M _{t Max} = 7.54	M _{t Max} = 5.38
T _g (KN)	11.61	11.56	9.62
T _d (KN)	-12.90	-11.60	-8.27

Tableau III-5 : calcul des sollicitations d'un étage courant à E.L.U

Chapitre III : Etude de Plancher

E.L.S :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{Pl_1^2}{8}; l_1 = 4.59 \text{ m}$$

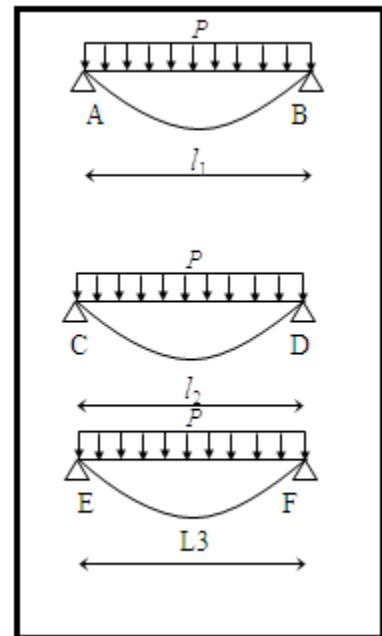
$$M_0 = 10.17 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_0' = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m}$$

$$M_0' = 5.41 \text{ KN.m}$$



E.L.S : $\bullet \rightarrow Q_u = 3.86 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.23$

<i>Travée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
<i>L (m)</i>	4.59	4.15	3.35
<i>M₀ (KN.m)</i>	10.17	8.31	5.41
<i>Appuis</i>	1	2	3
<i>Coefficients forfaitaires</i>	0,2	0,5	0,5
<i>M_{appuis} (KN)</i>	2.03	5.16	2.71
<i>M_t (KN.m) (condition1)</i>	7.28	4.95	3.89
<i>M_t (KN.m) (condition2)</i>	6.45	4.44	3.43
<i>M_t (KN.m) (résultat)</i>	<i>M_{t Max} = 7.28</i>	<i>M_{t Max} = 4.95</i>	<i>M_{t Max} = 3.89</i>
<i>T_g (KN)</i>	8.18	8.60	6.95
<i>T_d (KN)</i>	-9.54	-7.42	-5.98

Tableau III-6 : calcul des sollicitations d'un étage courant à E.L.S

Chapitre III : Etude de Plancher

Terrasse :

E.L.U :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 4.59 \text{ m}$$

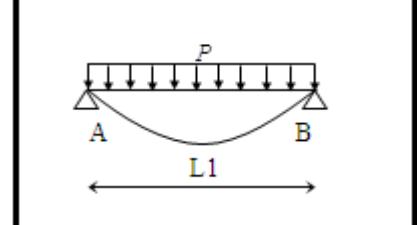
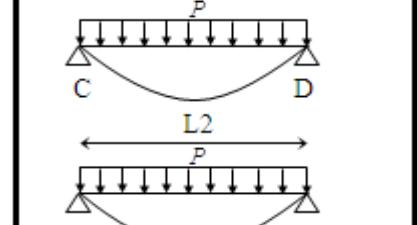
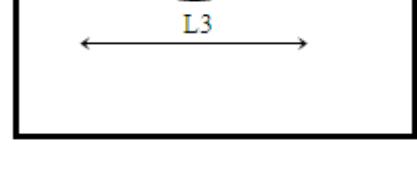
$$M_0 = 16.01 \text{ KN.m}$$

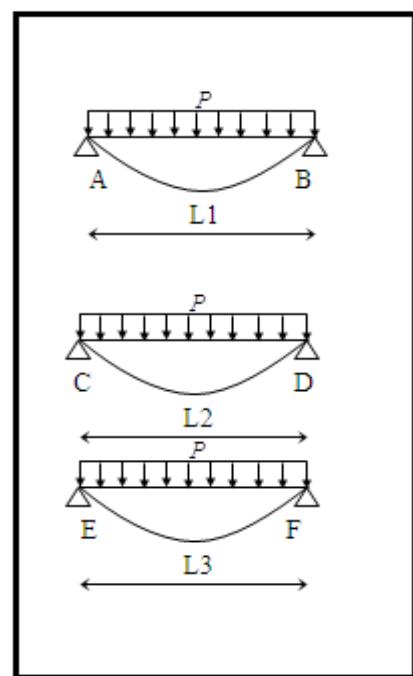
$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_0' = 13.09 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m}$$

$$M_0' = 8.53 \text{ KN.m}$$

E.L.U :   



Travée	A	B	C
L (m)	4.59	4.15	3.35
M ₀ (KN .m)	16.01	13.09	8.53
Appuis	1	2	3
Coefficients forfaitaires	0,2	0,5	0,5
M _{appuis} (KN)	3.20	6.55	4.27
M _t (KN .m) (condition1)	11.94	8.33	5.97
M _t (KN .m) (condition2)	9.94	6.82	5.30
M _t (KN .m) (résultat)	M _{t Max} = 11.94	M _{t Max} = 8.33	M _{t Max} = 5.97
T _s (KN)	13.22	13.17	10.95
T _d (KN)	-14.68	-12.07	-9.42

Tableau III-7 : calcule des sollicitations d'un Terrasse à E.L.U

Chapitre III : Etude de Plancher

E.L.S :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 4.59 \text{ m}$$

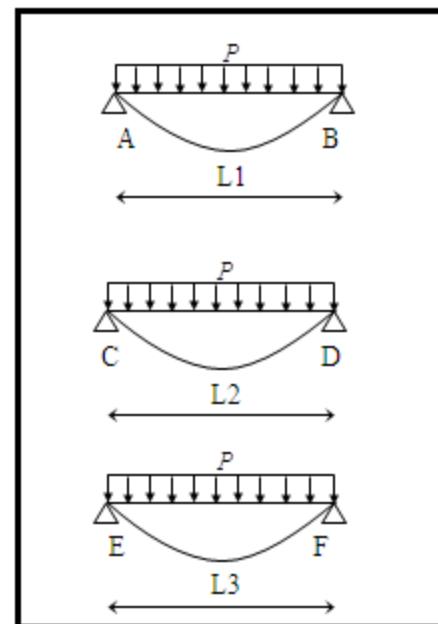
$$M_0 = 11.67 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_0' = 9.54 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m}$$

$$M_0' = 6.21 \text{ KN.m}$$



E.L.S : $\bullet Q_u = 4.43 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.14$

<i>Travée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
<i>L (m)</i>	4.59	4.15	3.35
<i>M₀ (KN.m)</i>	11.67	9.54	6.21
<i>Appuis</i>	1	2	3
<i>Coefficients forfaits</i>	0,2	0,5	0,5
<i>M_{appuis} (KN)</i>	2.33	4.77	3.11
<i>M_t (KN.m) (condition 1)</i>	8.7	6.17	4.35
<i>M_t (KN.m) (condition 2)</i>	7.27	4.97	3.86
<i>M_t (KN.m) (résultat)</i>	<i>M_{t Max} = 8.7</i>	<i>M_{t Max} = 6.17</i>	<i>M_{t Max} = 4.35</i>
<i>T_g (KN)</i>	9.64	9.59	7.98
<i>T_d (KN)</i>	-10.70	-8.79	-6.86

Tableau III-8 : calcul des sollicitations d'un Terrasse à E.L.S

Chapitre III : Etude de Plancher

Etage-service :

E.L.U : Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 4.59 \text{ m}$$

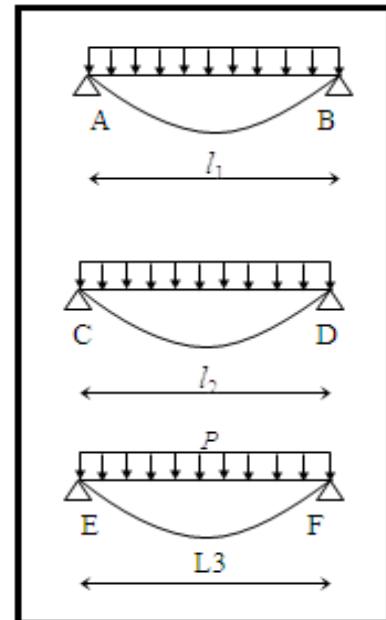
$$M_0 = 18.36 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_0' = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m}$$

$$M_0' = 9.87 \text{ KN.m}$$



E.L.U : $\bullet Q_u = 6.97 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.30$

Travée	A	B	1C
L (m)	4.59	4.15	3.35
M ₀ (KN.m)	18.36	15	9.87
Appuis	1	2	3
Coefficients forfaitaires	0,2	0,5	0,5
M _{appuis} (KN)	3.67	7.50	4.94
M _t (KN.m) (condition 1)	14.43	10.13	7.30
M _t (KN.m) (condition 2)	11.84	8.18	6.37
M _t (KN.m) (résultat)	M _{t Max} = 14.43	M _{t Max} = 10.13	M _{t Max} = 7.30
T _g (KN)	15.16	15.08	12.56
T _d (KN)	-16.83	-13.85	-10.79

Tableau III-9 : calcul des sollicitations d'un étage service à E.L.U

Chapitre III : Etude de Plancher

E.L.S :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 4.59 \text{ m}$$

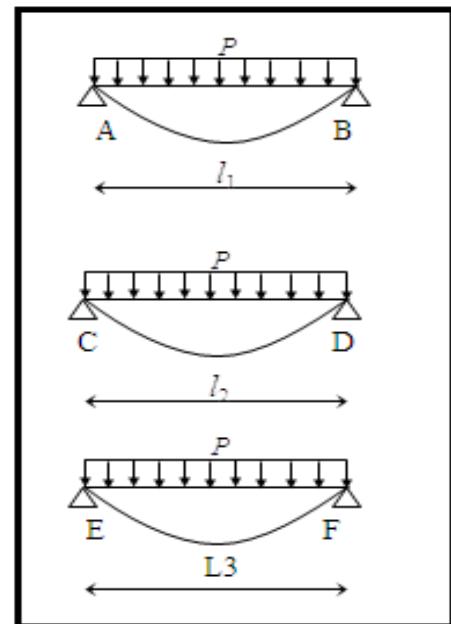
$$M_0 = 13.17 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_0' = 10.76 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m}$$

$$M_0' = 7.01 \text{ KN.m}$$



E.L.S : $\bullet Q_s = 5 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.30$

<i>Travée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
<i>L (m)</i>	4.59	4.15	3.35
<i>M₀ (KN.m)</i>	13.17	10.76	7.01
<i>Appuis</i>	1	2	3
<i>Coefficients forfaictaires</i>	0,2	0,5	0,5
<i>M_{appuis} (KN)</i>	2.43	5.38	3.51
<i>M_t (KN.m) (condition 1)</i>	10.45	7.28	5.19
<i>M_t (KN.m) (condition 2)</i>	8.49	5.86	4.52
<i>M_t (KN.m) (résultat)</i>	<i>M_{t Max} = 10.45</i>	<i>M_{t Max} = 7.28</i>	<i>M_{t Max} = 5.19</i>
<i>T_s (KN)</i>	10.83	10.83	9
<i>T_d (KN)</i>	-12.12	-9.92	-7.75

Tableau III-10 : calcul des sollicitations d'un étage service à E.L.S

Chapitre III : Etude de Plancher

Type 2 :

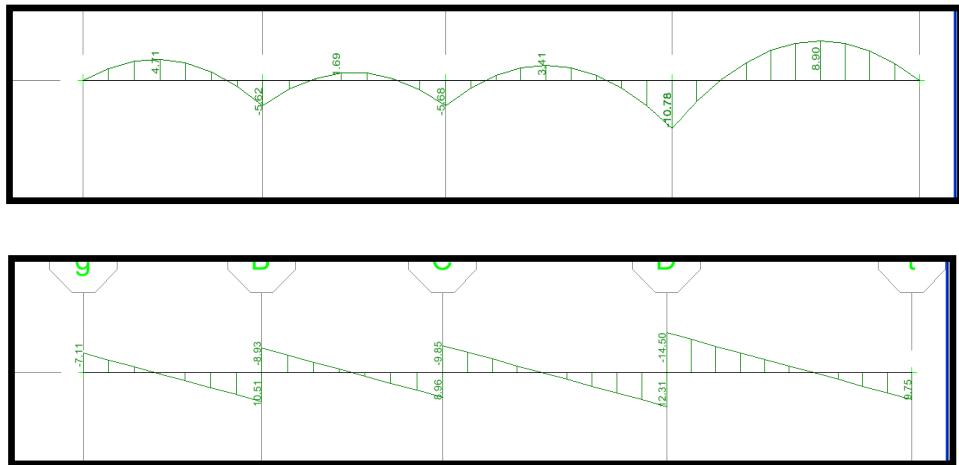


Figure III-3 : schéma statique de la poutrelle partie

Etage Courant :

E.L.U :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 3.30\text{m}$$

$$M_0 = 7.27\text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35\text{m}$$

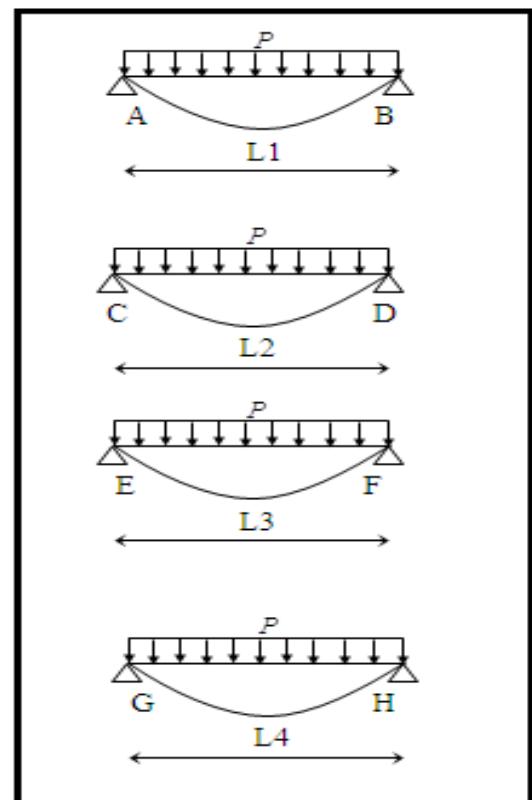
$$M_0' = 7.49\text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15\text{m}$$

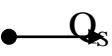
$$M_0' = 11.50\text{KN.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.59\text{m}$$

$$M_0' = 14.06\text{KN.m}$$



Chapitre III : Etude de Plancher

E.L.U :  $Q_s = 5.34 \text{ KN/m}^2$ avec $\alpha = 0.23$

<i>Travée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>L (m)</i>	3.30	3.35	4.15	4.59
<i>M_θ (KN.m)</i>	7.27	7.49	11.50	14.06
<i>Appuis</i>	1	2	3	4
<i>Coefficients forfaitaires</i>	0,2	0,5	0,4	0,5
<i>M_{appuis} (KN)</i>	1.45	3.75	4.6	7.03
<i>M_t (KN.m) (condition 1)</i>	5.16	3.83	6.42	10.11
<i>M_t (KN.m) (condition 2)</i>	3.96	4.00	6.15	8.92
<i>M_t (KN.m) (résultat)</i>	<i>M_{t Max}</i> = 5.16	<i>M_{t Max}</i> = 4.00	<i>M_{t Max}</i> = 6.15	10.11
<i>T_g (KN)</i>	8.12	8.69	10.49	13.17
<i>T_d (KN)</i>	-9.50	-9.20	-11.67	-11.34

Tableau III-11 : calcul des sollicitations d'un étage courant à E.L.U

Chapitre III : Etude de Plancher

E.L.S :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 3.30\text{m}$$

$$M_0 = 5.25\text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35\text{m}$$

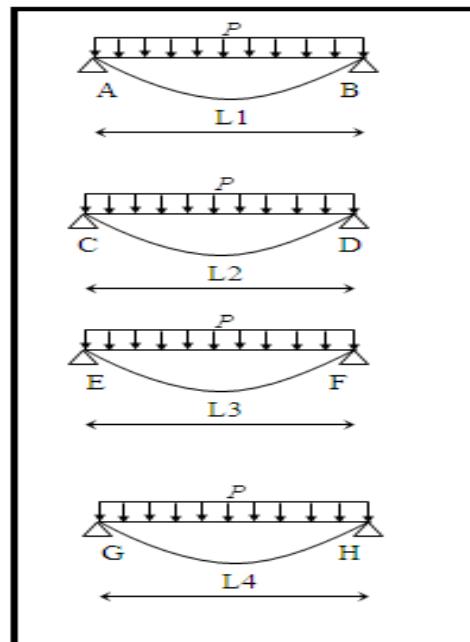
$$M_0' = 5.41\text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15\text{m}$$

$$M_0' = 8.31\text{KN.m}$$

$$M_0^{GF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.59\text{m}$$

$$M_0' = 10.17\text{KN.m}$$



E.L.S : $\bullet Q_s = 3.86 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.23$

Travée	A	B	C	D
L (m)	3.30	3.35	4.15	4.59
M ₀ (KN . m)	5.25	5.41	8.31	10.17
Appuis	1	2	3	4
Coefficients forfaitaires	0,2	0,5	0,4	0,5
M _{appuis} (KN)	1.05	2.70	3.32	5.09
M _t (KN . m) (condition1)	3.73	2.77	4.67	7.31
M _t (KN . m) (condition2)	3.33	2.89	4.44	6.45
M _t (KN . m) (résultat)	M _{t Max} = 3.73	M _{t Max} = 2.89	M _{t Max} = 4.67	M _{t Max} = 7.31
T _g (KN)	5.87	5.90	7.58	9.53
T _d (KN)	-6.87	-6.65	-8.44	-8.19

Tableau III-12 : calcule des sollicitations d'un étage courant à E.L.S

Chapitre III : Etude de Plancher

Terrasse :

E.L.U :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 3.30\text{m}$$

$$M_0 = 8.28\text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35\text{m}$$

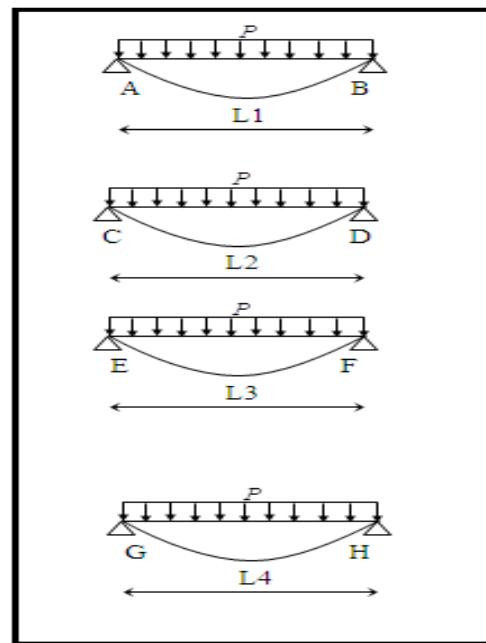
$$M_0' = 8.53\text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15\text{m}$$

$$M_0' = 13.09\text{KN.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.59\text{m}$$

$$M_0' = 16.01\text{KN.m}$$



E.L.U : $\bullet - Q_U = 6.08 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.14$

Travée	A	B	C	D
L (m)	3.30	3.35	4.15	4.59
M ₀ (KN.m)	8.28	8.53	13.09	16.01
Appuis	1	2	3	4
Coefficients forfaitaires	0,2	0,5	0,4	0,5
M _{appuis} (KN)	1.66	4.27	5.24	8.01
M _t (KN.m) (condition 1)	5.73	4.21	7.12	11.21
M _t (KN.m) (condition 2)	4.97	4.44	6.82	9.94
M _t (KN.m) (résultat)	M _{t Max} = 5.73	M _{t Max} = 4.44	M _{t Max} = 7.12	M _{t Max} = 11.21
T _g (KN)	9.24	9.89	11.95	15.00
T _d (KN)	-10.82	-10.47	-13.28	-12.91

Tableau III-13 : calcule des sollicitations d'une terrasse à E.L.U

Chapitre III : Etude de Plancher

E.L.S :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 3.30\text{m}$$

$$M_0 = 6.03\text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35\text{m}$$

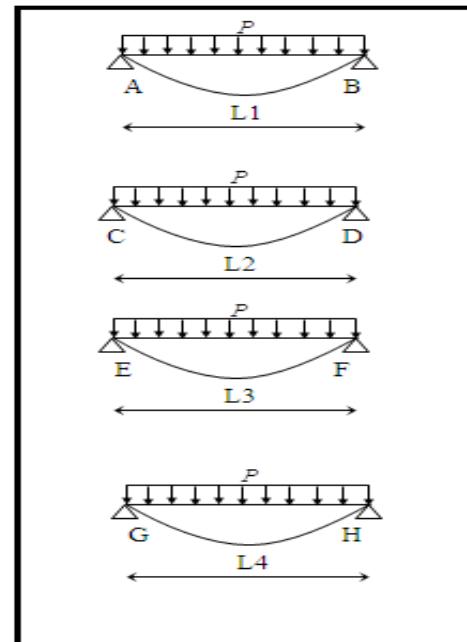
$$M_0' = 6.21\text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15\text{m}$$

$$M_0' = 9.54\text{KN.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.59\text{m}$$

$$M_0' = 11.67\text{KN.m}$$



E.L.S : $\bullet Q_s = 4.43 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.14$

Travée	A	B	C	D
L (m)	3.30	3.35	4.15	4.59
M ₀ (KN.m)	6.03	6.21	9.54	11.67
Appuis	1	2	3	4
Coefficients forfaictaires	0,2	0,5	0,4	0,5
M _{appuis} (KN)	1.21	3.11	3.82	5.84
M _t (KN.m) (condition 1)	4.12	3.05	5.11	8.16
M _t (KN.m) (condition 2)	3.74	3.24	4.97	7.25
M _t (KN.m) (résultat)	M _{t Max} = 4.12	M _{t Max} = 3.24	M _{t Max} = 5.11	M _{t Max} = 8.16
T _s (KN)	6.73	7.21	8.71	9.50
T _d (KN)	-7.89	-7.63	-9.68	-9.40

Tableau III-14 : calcule des sollicitations d'une terrasse à E.L.S

Chapitre III : Etude de Plancher

Etage service :

E.L.U :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 3.30 \text{ m}$$

$$M_0 = 9.50 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m}$$

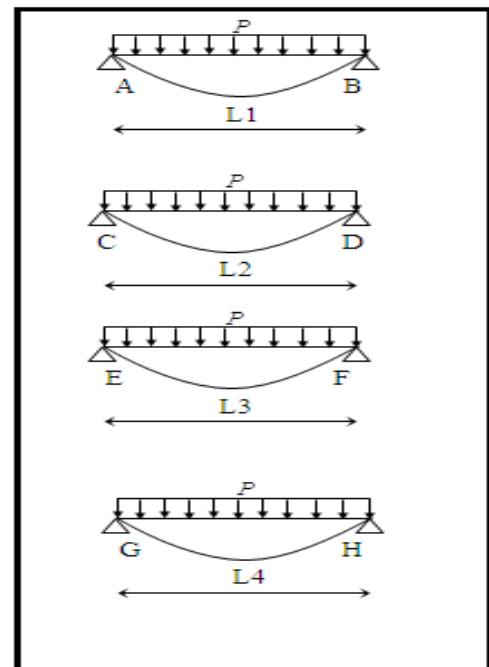
$$M_0' = 9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_0' = 15.00 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.59 \text{ m}$$

$$M_0' = 18.36 \text{ KN.m}$$



E.L.U : $Q_U = 6.97 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.30$

<i>Travée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>L (m)</i>	3.30	3.35	4.15	4.59
<i>M₀ (KN.m)</i>	9.50	9.78	15.00	18.36
<i>Appuis</i>	1	2	3	4
<i>Coefficients forfaitaires</i>	0,2	0,5	0,4	0,5
<i>M_{appuis} (KN)</i>	1.9	4.89	6	9.18
<i>M_t (KN.m) (condition1)</i>	6.96	5.21	8.76	13.58
<i>M_t (KN.m) (condition2)</i>	6.13	5.33	8.13	11.84
<i>M_t (KN.m) (résultat)</i>	<i>M_{t Max}= 6.96</i>	<i>M_{t Max}= 5.33</i>	<i>M_{t Max}= 8.76</i>	<i>M_{t Max}= 13.58</i>
<i>T_g (KN)</i>	6.40	7.09	8.43	11.37
<i>T_d (KN)</i>	-8.22	-7.07	-9.96	-8.97

Tableau III-15 : calcul des sollicitations d'une terrasse à E.L.U

Chapitre III : Etude de Plancher

E.L.S :

Le moment de la travée indépendante :

$$M_0^{AB} = \frac{pl_1^2}{8}; l_1 = 3.30\text{m}$$

$$M_0 = 6.81\text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 3.35\text{m}$$

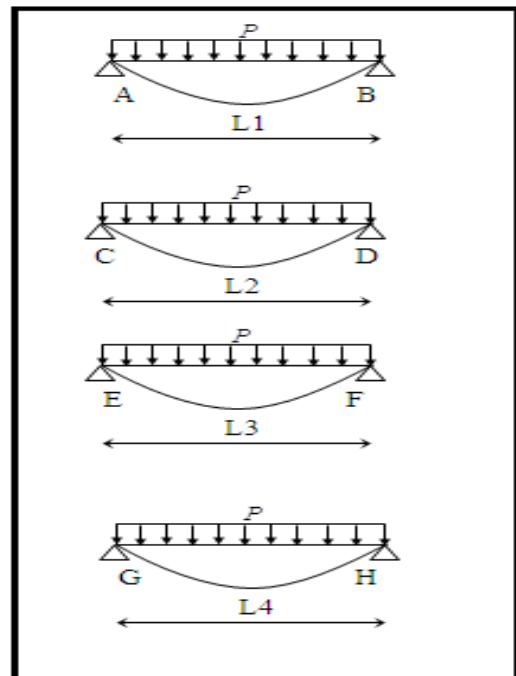
$$M_0' = 7.01\text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.15\text{m}$$

$$M_0' = 10.76\text{KN.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{pl_2^2}{8}; l_2 = 4.59\text{m}$$

$$M_0' = 13.17\text{KN.m}$$



E.L.S : $\bullet \rightarrow Q_s = 5 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$ avec $\alpha = 0.3$

<i>Travée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>L (m)</i>	3.30	3.35	4.15	4.59
<i>M₀ (KN.m)</i>	6.81	7.01	10.76	13.17
<i>Appuis</i>	1	2	3	4
<i>Coefficients forfaitaires</i>	0,2	0,5	0,4	0,5
<i>M_{appuis} (KN)</i>	1.36	3.51	4.30	6.59
<i>M_t (KN.m) (condition 1)</i>	4.30	3.73	6.28	9.76
<i>M_t (KN.m) (condition 2)</i>	4.39	3.82	5.86	8.49
<i>M_t (KN.m) (résultat)</i>	<i>M_{t Max}= 4.39</i>	<i>M_{t Max}= 3.82</i>	<i>M_{t Max}= 6.28</i>	<i>M_{t Max}= 9.76</i>
<i>T_g (KN)</i>	7.60	8.14	9.82	12.34
<i>T_d (KN)</i>	-8.90	-8.61	-10.93	-10.62

Tableau III-16 : calcule des sollicitations d'une terrasse à E.L.S

Chapitre III : Etude de Plancher

Les résultats obtenus par ce logiciel(Etabs) sont représentés dans les schémas ci-après:

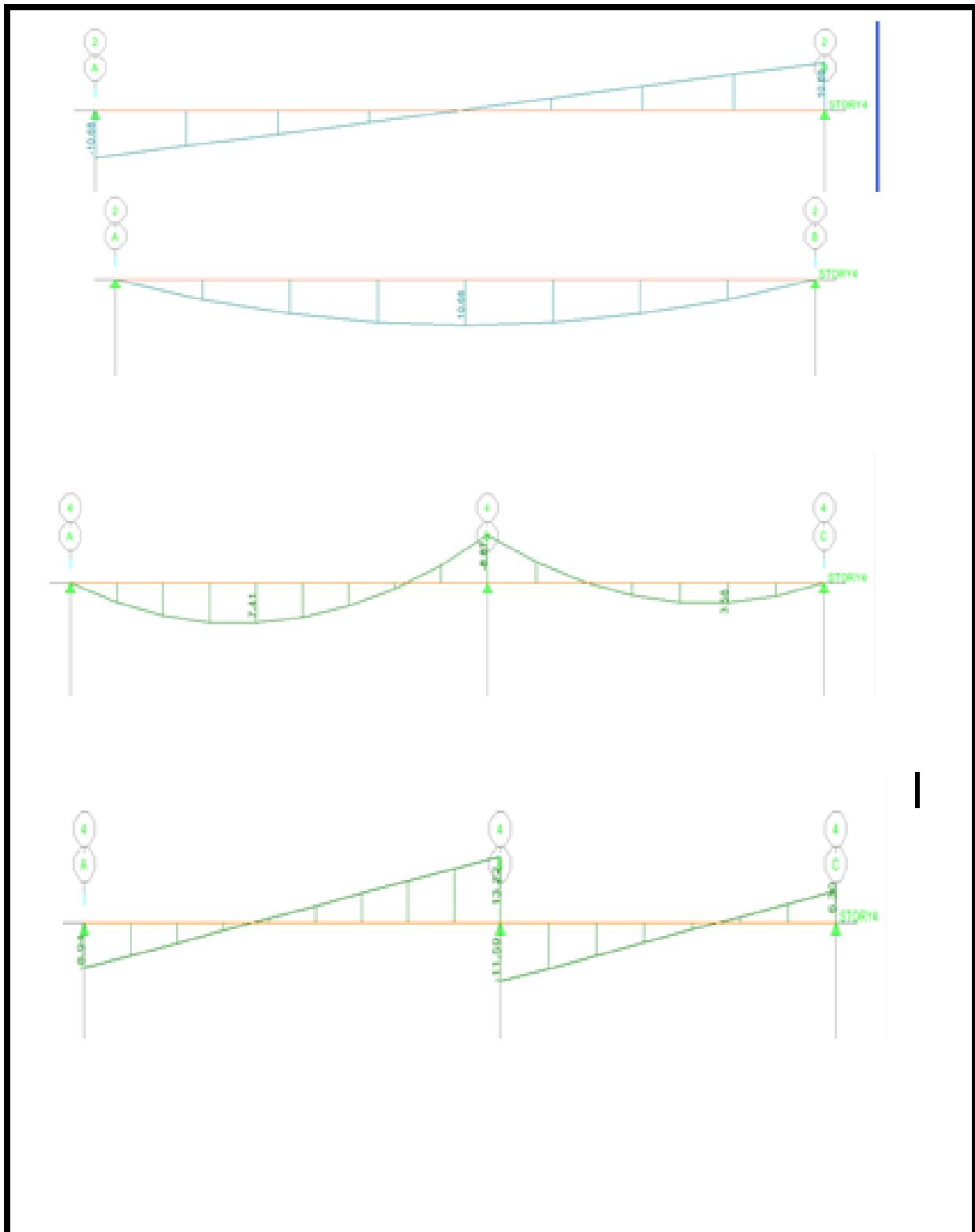


Figure III-4 : schéma statique de la poutrelle partie donnees par les logiciel Etabs

Chapitre III : Etude de Plancher

III-3) Ferraillages des poutrelles :

Pour des raisons pratiques on prend le même ferraillage pour tous les niveaux

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

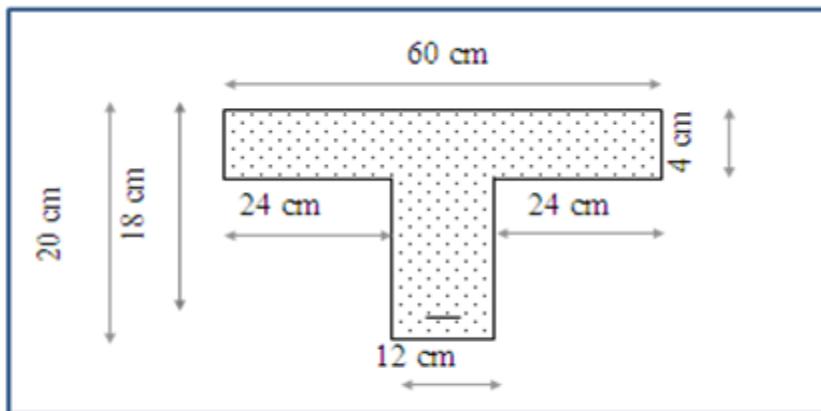


Figure III-5 Dimension de la section des poutrelles

III-3-1) Armatures longitudinales :

1) Vérification à l'ELU

A) Plancher étage courant :

A-1) ELU :

Pour le ferraillement des poutrelles , est calculé comme une section en "T", alors est nécessaire de savoir si la partie comprime intéressé que la table de compression ou la section totale pour cela ne calcul le moment équilibre pour la table qui est donné par :

$$M_{Table} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

➤ Le Moment de la table :

$$\begin{aligned} M_{tb} &= \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ M_{tb} &= 14,2 \cdot 60 \cdot 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m} \\ M_t &= 10750 < M_{tb} = 54528 \text{ N.m} \end{aligned}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table et le calcul sera fait comme pour une section rectangulaire :
 $(b \cdot h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

Chapitre III : Etude de Plancher

a) En travée :

Donc : $M_t = 10.75 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{10750}{60.18^2.14,2} = 0.0390 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{pivotA} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{10750}{0,98.18.348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{ij}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 1,75 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{3T10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

b) En appuis :

$$M_u = 5.75 \text{ KN.m}$$

le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0.h$) = (12 . 20)cm².

$$\mu = \frac{5750}{12.18^2.14,2} = 0.104 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{pivotA} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,104}) = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

$$A_u = \frac{5750}{0,945.18.348} = 0.971 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{ij}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 0.97 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{2T12 = 2,26 \text{ cm}^2}$$

Chapitre III : Etude de Plancher

B) Plancher terrasse :

B-1) ELU :

Pour le ferraillement des poutrelles , est calculé comme une section en "T", alors est nécessaire de savoir si la partie comprime intéressé que la table de compression ou la section totale pour cela ne calcul le moment équilibre pour la table qui est donné par :

$$M_{Table} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Le Moment de la table :

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 14,2 \cdot 60,4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t = 11940 < M_{tb} = 54528 \text{ N.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table et le calcul sera fait comme pour une section rectangulaire :
 $(b.h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

a) En travée :

Donc : $M_t = 11,94 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11940}{60,18^2 \cdot 14,2} = 0,043 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2u} \right) = 0,055$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11940}{0,978 \cdot 18,348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60,18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max(A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = 1,95 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{3T10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

Chapitre III : Etude de Plancher

b) En appuis :

$$M_u = 6.55 \text{ KN.m}$$

le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0.h$) = (12 . 20)cm².

$$\mu = \frac{6550}{12.18^2.14,2} = 0,119 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2.0,118)} \right) = 0,157$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,937$$

$$A_u = \frac{6550}{0,937.18.348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{2T12 = 2,26 \text{ cm}^2}$$

2) Vérification à l'ELS :

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

➤ Pour béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\text{Ou bien } \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } y = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable.

Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appui on a vérifié la condition suivante :

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

Chapitre III : Etude de Plancher

		M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	y	α	$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
étage courant	travée	10.75	7.28	1.48	0.05	0,490	C.V
	appuis	5.75	5.16	1.11	0.138	0,305	C.V
terrasse	travée	11.94	8.7	1.37	0.055	0,435	C.V
	appuis	6.55	4.77	1.37	0.157	0,435	C.V

Tableau (III-17) Résumé des vérifications de service limite pour le béton

Donc les armatures calculées A ELU sont maintenues.

La condition $\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

3) Vérification à l'effort tranchant :

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

	T _{max} (KN)	τ_u (MPa)	τ_{limit} (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{\text{limit}}$ (MPa)
étage courant	11.61	0.54	3,33	C.V
terrasse	13.22	0.61	3,33	C.V

Tableau (III-18) Vérification à l'effort tranchant

⇒ Les armatures transversales seront perpendiculaires aux armatures longitudinales ($\alpha = 90^\circ$)

III-3-2) Les armatures transversales.

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right\} = \min\left\{\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right\} \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min\{5,71; 12; 10\} \text{ mm}$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ on prend $A_t = 2\phi_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement (St)

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

On va prendre un espacement $St = 15 \text{ cm}$

Chapitre III : Etude de Plancher

Vérification des conditions RPA99 (modifiée 2003) :

- **Zone nodale :** $S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30cm\right) \Rightarrow S = 5cm$
- **Zone courante :** $S' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S' = 10cm$

Ancrage des armatures tendues :

Les barres rectilignes de diamètre (ϕ) et de limite élastique (f_e) sont ancrées sur une longueur de scellement droite (L_s)

$$L_s = \phi \cdot \frac{f_e}{(4 \cdot \tau_{su})}$$

$\tau_{su} = 0,6(\psi_s)^2 \cdot f_{t28}$, τ_{su} : Contrainte limites d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de scellement des barres égales à :

$$\begin{cases} \psi_s : 1(R.L) \\ \psi_s : 1,5 (barres HA) \end{cases}$$

Longueur de scellement droite (L_s) :

$$L_s = \phi \cdot \frac{f_e}{(4\tau_{su})} \quad ; \quad L_s = 10 \cdot \frac{400}{(4.2,835)} = 35,27 \text{ cm}$$

$L_s = 35,27 \text{ cm} > 35 \text{ cm}$ (Largeur de l'appui), On utilisera un ancrage courbe.

Ancrage par courbure des barres tendues :

La condition de façonnage peut suffire pour les (ha) on Royou de courbure minimale (r) :

$r = 5,5\phi$ Pour les barres (H.A)

$$r = 55\text{mm}$$

Prenons par exemple un crochet à 45°

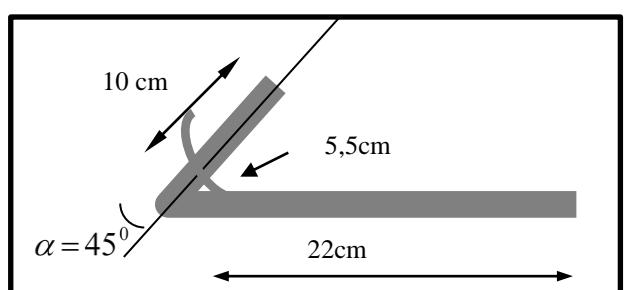


Fig III-6 Anchage courbure

$$L_l + 2,56L_3 \geq L_s - 3,92.r \quad \text{avec} \begin{cases} L_3 = 10\phi = 10cm. \\ L_l = 30 - \frac{\phi}{2} - c - r = 22cm \end{cases}$$

Chapitre III : Etude de Plancher

III-3-3) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche de fait à E.L.U

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire :

$$\triangleright \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\triangleright \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\triangleright \frac{1}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h_t : Hauteur totale de la section droite

d : hauteur utile

L : portée de la travée entre nus d'appui

M_t : Le moment max en travée

M_0 : Le moment fléchissant dans la travée, isostatique

$$\text{-On a : } \frac{h_t}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,062$$

Puisque La première condition n'étant pas vérifiée, on doit faire la vérification de la flèche.

Les conditions ci-dessus ne sont pas vérifiées, on procède au calcul des flèches.

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante ; on calcule :

- Les flèches instantanée et différée f_{gi} , f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes
- La flèche instantanée f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- La flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles vaut :

$$\Delta F_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

- La flèche admissible est $\frac{L}{500}$

On doit vérifier : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500}$

Chapitre III : Etude de Plancher

➤ pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

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

$$\mu = \max \begin{cases} 0 \\ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma + f_{t28}} \end{cases}$$

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

➤ pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + 0,4 \lambda_i \mu}$$

Les paramètres sont définis comme suit :

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène.

E_i : la déformation instantanée longitudinale de béton.

E_v : la déformation différée longitudinale de béton.

ρ : Rapport de l'aire A de la section des armatures tendue à l'aire de la section utile de la nervure

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

$b \cdot b_0$: largeur de la nervure et de la table de compression.

$I_{fi} \cdot I_{fg}$: moment d'inertie fictive évaluée empiriquement.

➤ le module de déformation longitudinale de béton :

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

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

Chapitre III : Etude de Plancher

A) Etude de la flèche :

1) Charge à prendre en compte :

j : la charge permanente avant la mise en place des cloisons.

g : la charge permanente après la mise en place des cloisons.

p : la somme des charges permanentes et de la charge d'exploitation.

$$j = (\text{Plancher de corps creux (16+4)} + \text{Cloison}). b$$

$$\text{Étage courant : } j = (2,85 + 0,75). 0,60 \rightarrow j = 2,160 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Terrasse : } \xrightarrow{\quad} j = (2,85 + 0). 0,60 \rightarrow j = 1,710 \text{ KN/m.}$$

L'ensemble des charges permanentes (g): g = (G total).

$$\text{Étage courant } \xrightarrow{\quad} g = (4,93). 0,60 \rightarrow g = 2,958 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Terrasse : } \xrightarrow{\quad} g = (6,39). 0,60 \rightarrow g = 3,834 \text{ KN/m.}$$

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (p) : p = (G + Q). b

$$\text{Étage courant : } \xrightarrow{\quad} g = (4,83 + 1,5). 0,60 \rightarrow p = 3,798 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Terrasse : } \xrightarrow{\quad} g = (6,39 + 1). 0,60 \rightarrow p = 4,434 \text{ KN/m}$$

2) Coefficient :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,36}{12,18} = 0,0109$$

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4\rho\sigma_s + ft_{28}} \right\} \Rightarrow \mu = \max \left\{ 0, 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0109 \cdot \sigma_s + 2,1} \right\}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,0109 \left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 3,705$$

Chapitre III : Etude de Plancher

3) Moment de service maximal dans la travée :

$$M = 0,85 \frac{Q.L^2}{8}$$

4) Centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{\left[(b.h_0) \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right] + \left[(h-h_0)b_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right] + [(n.A_s) \times (c)]}{(b.h_0) + ((h-h_0).b_0) + (n.A_s)}$$

$$V_1 = \frac{[(60.4) \times (20-2)] + [(16).12 \times \left(\frac{16}{2} \right)] + [(15.2,36) \times (2)]}{(60.4) + ((16).12) + (15.2,36)} \Rightarrow V_1 = 12,68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 12,68 \quad \Rightarrow V_2 = 7,32 \text{ cm}$$

$$\mapsto I_0 = I_{GX} = I_{GX}^1 + I_{GX}^2 + I_{GX}^3$$

$$\bullet I_{GX}^1 = I_{GX}^A - I_{GX}^B$$

$$* I_{GX}^A = \frac{b.V_2^3}{3} = \frac{60.7,32^3}{3} = 7844,46 \text{ cm}^4$$

$$* I_{GX}^B = \frac{2 \left(b - \frac{b_0}{2} \right) (V_2 - h_0)^3}{3} = \frac{2 \left(60 - \frac{12}{2} \right) (7,32 - 4)^3}{3} = 585,51 \text{ cm}^4$$

$$\bullet I_{GX}^1 = 7844,46 - 585,51 \quad \Rightarrow I_{GX}^1 = 7258,953 \text{ cm}^4$$

$$\bullet I_{GX}^2 = \frac{b_0 \cdot V_1^3}{3} = \frac{12.12,68^3}{3} \quad \Rightarrow I_{GX}^2 = 8154,883 \text{ cm}^4$$

$$\bullet I_{GX}^3 = 15.A_s.(V_1 - c)^2 = 15.2,36(12,68 - 2)^2 \quad \Rightarrow I_{GX}^3 = 4037,809 \text{ cm}^4$$

$$\mapsto I_0 = 19451,646 \text{ cm}^4$$

Chapitre III : Etude de Plancher

III-4) Dalles Pleines :

Type 1 :

ELU :

$$\begin{cases} Q = 5.83 \\ G = 2.5 \\ \text{ELS} \\ Q = 11.62 \\ G = 8.33 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{375}{410} = 0.91$$

$\alpha \geq 0.40$ panneaux de dalle

$$Max = Ux.Pu.Lx^2$$

$$Ux \Rightarrow 0.90 \Rightarrow 0.0456$$

$$Ux \Rightarrow 0.91 \Rightarrow 2$$

$$Ux \Rightarrow 0.95 \Rightarrow 0.0410$$

$$Ux = \frac{(0.0410 - 0.0456) - (0.91 - 0.90)}{(0.95 - 0.90)} + 0.0456$$

$$Ux = 0.0447$$

$$Max = 0.0447 \times 11.62 \times 3.75^2$$

$$Max = 7.30 \text{ KN / ml}$$

$$Uy =$$

$$0.90 \Rightarrow 0.7834$$

$$0.91 \Rightarrow 2$$

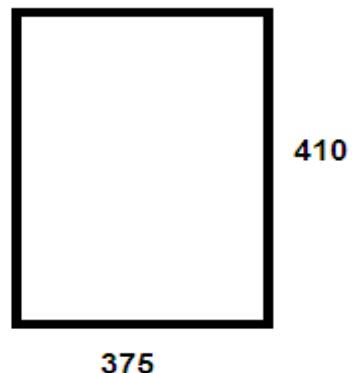
$$0.95 \Rightarrow 0.8875$$

$$Uy = \frac{(0.8875 - 0.7834)(0.91 - 0.90)}{(0.95 - 0.90)} + 0.7834$$

$$Uy = 0.8042$$

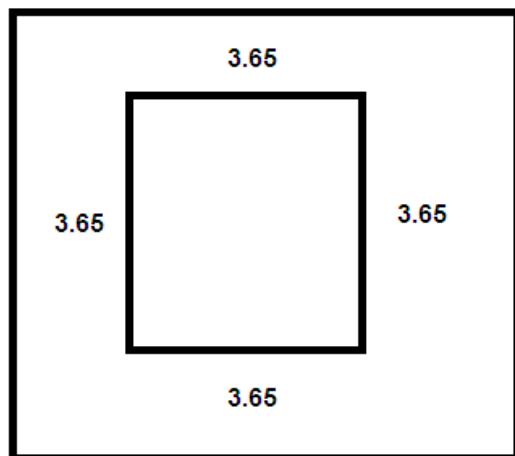
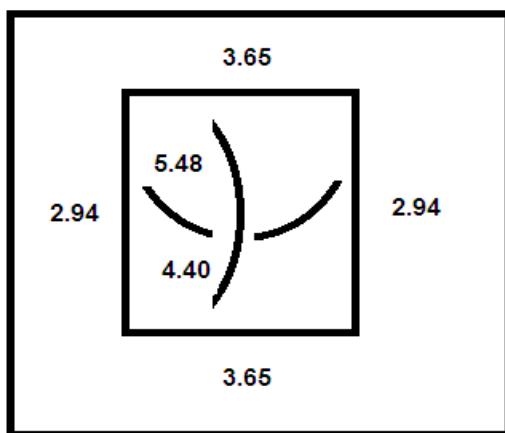
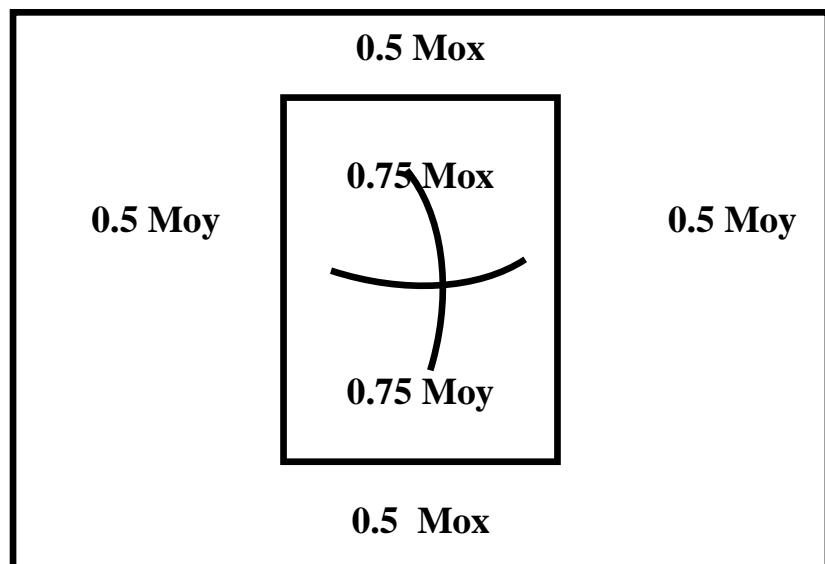
$$Moy = 0.8042 \times 7.30$$

$$Moy = 5.87 \text{ KN / ml}$$



Chapitre III : Etude de Plancher

Panneau de dalle central :



Chapitre III : Etude de Plancher

➤ En travée

$$Mty > \frac{Mtx}{4} = \frac{5.48}{4}$$
$$= 1.37cv$$

Sollicitation

➤ En appuis

$$Mox = Moy = 3.65 \text{ KN/ml}$$

➤ En travée

$$\begin{cases} Mtx = 5.48 \\ Mty = 4.40 \end{cases} \text{ KN/ml}$$

➤ Ferraillage

➤ Sens x :

$$\begin{cases} Mox = 3.65 \\ Mtx = 5.48 \end{cases} \text{ KN/ml}$$

➤ En appui

$$\begin{cases} d = 0.9h \\ d = 12.6cm \end{cases}$$

$$Aopx = \frac{Max}{z \cdot \sigma_s}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 24})$$

$$\mu = \frac{Mox}{d^2 b \cdot fbu}$$

Chapitre III : Etude de Plancher

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$fbu = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{3.65 \cdot 10^{-3}}{1(0.126)^2 \cdot 14.17} = 16.22 \cdot 10^{-3} = 0.01622$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.01622)})$$

$$\alpha = 0.019$$

$$z = 0.126[(1 - 0.4(0.019))]$$

$$z = 0.125 \text{ m}$$

$$Aopx = \left(\frac{3.65 \cdot 10^{-3}}{0.125 - 347.82} \right) \cdot 10^4$$

$$Aopx = 0.839 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\alpha} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$

➤ En travées

$$Atx = \frac{Max}{Z \cdot \alpha}$$

$$\mu = \frac{Mtx}{b \cdot d^2 \cdot fbu} = \frac{5.48 \cdot 10^{-3}}{(0.126)^2 \cdot 14.17} = 0.024$$

$$\alpha = 0.03$$

$$Z = 0.11$$

$$Atx = \left(\frac{5.48 \cdot 10^{-3}}{0.11 \cdot 347.81} \right) \cdot 10^4$$

$$= 1.43 \text{ cm}^2$$

Sens y:

$$May = 3.65$$

$$Mty = 4.40$$

En appui :

$$Aay = Aax = 0.839 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Etude de Plancher

➤ En travée

$$\mu = \frac{Mty}{b.d.fbu} = \frac{4.40.10^{-3}}{1;(0.126)^2.14.17} = 0.020$$

$$\alpha = 0.025$$

$$z = 0.124$$

$$Aty = \left[\frac{4.40.10^{-3}}{0.124.347.82} \right] 104 = 1.02 \text{ cm}^2$$

➤ En Appui

$$Aax = Aay = 0.839 \text{ cm}^2$$

➤ En Travée

$$Atx = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$Aty = 1.02$$

La vérification de ferraillage :

$$Ay_{\min} = 840(\text{fe420Ma})$$

$$Ay_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$Ax_{\min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot Ay_{\min}$$

$$\alpha = 0.41$$

$$A_{\min} = \frac{3-0.91}{2} \cdot (1.12) = 1.17 \text{ cm}^2$$

Vérification :

➤ Sens x :

$$Aax = 0.839 \leq A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$Aax = A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$Atx = 1.43 \geq A_{\min} = 1.17$$

$$Atx = A_{\min} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Etude de Plancher

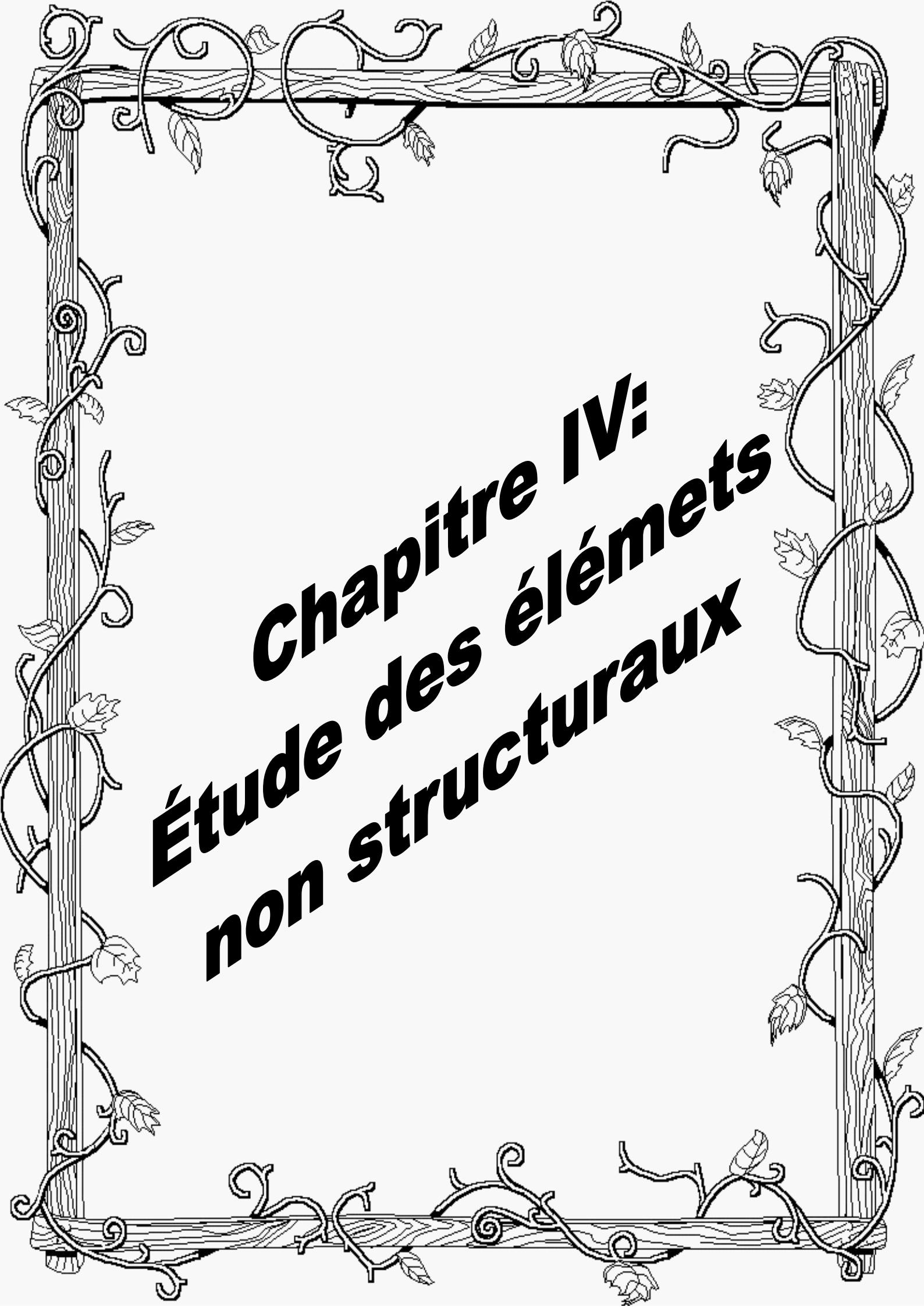
➤ Sens-y :

$$A_{oy} = 0.839 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{oy} = A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 1.02 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$$



Chapitre IV:

Étude des éléments non structuraux

SOMMAIRE	N° Pages
IV) Introduction	67
IV-1) LES ESCALIERS	67
- IV-1-1) Généralité	67
- IV- 1-2) Terminologie et dimensions	67
- IV- 1-3) Le choix des dimensions	68
- IV- 1-4) Escalier à paillasse simple (étage courant)	68
● 4-1) Dimension des escaliers	68
● 4-2) Epaisseur de la paillasse	69
● 4-3) Epaisseur de palier	69
● 4-4) Descente des charges	70
● 4-5) Ferraillage	72
● 4-6) Détermination de l'état limite de service	73
● 4-7) Vérification de l'effort tranchant	74
● 4-8) Etude de la poutre palier	74
- IV- 1-5) Escalier à trois volées (RDC)	77
● 5-1) Dimension des escaliers	77
● 5-2) Ferraillage	78
● 5-3) Détermination de l'état limite de service	79
● 5-4) Vérification de l'effort tranchant:	80
● 5-5) Etude de la poutre palier	80
IV-2) Étude du balcon	83
- IV-2-1) Descente des charges	83
- IV-2-2) Evaluation des charges	84

- IV-2-3) Calcul des sollicitations	84
- IV-2-4) Le ferraillage du balcon	84
- IV-2-5) Vérification à l'E.L.S	85
- IV-2-6) Vérification de l'effort tranchant	85
- IV-2-7) Vérification de la flèche	86
- IV-2-8) Le contre poids	87
- IV-2-9) Dimensions	88
- IV-2-10) Descente des charges	88
- IV-2-11) Commination fondamental	89
- IV-2-12) Calcul des sollicitations	89
- IV-2-13) Le centre poids	91
IV-3) Etude de l'acrotère	92
- IV-3-1) Calcul des sollicitations et Ferraillage	92
- IV-3-2) Vérification de l'effort tranchant	96
IV-4) Etude de L'ascenseur	97
- IV-4-1) Introduction	97
- IV-4-2) Caractéristiques des ascenseurs	97
- IV-4-3) Evaluation des charges	100
- IV-4-4) Vérification de la dalle de poinçonnement	100
- IV-4-5) Evaluation des moments dus aux charges concentrées	101
- IV-4-6) Evaluation des moments dus aux charges réparties	103
- IV-4-7) Les moments totaux appliqués à la dalle	104
- IV-4-8) Calcul de ferraillage	105
- IV-4-9) Vérification à l'E.L.S	107
- IV-4-10) vérification de l'effort tranchant	107

Liste des Tableaux

La Liste	N° Pages
Tableau IV-1 : Evaluation des charges de paillasse	70
Tableau IV-2 : Evaluation des charges de palier	70
Tableau IV-3: ferraillage en travée	72
Tableau IV-4: ferraillage en appuis	73
Tableau IV-5 : ferraillage de poutre palier	75
Tableau IV-6: ferraillage en travée	78
Tableau IV-7: ferraillage en appuis	79
Tableau IV-8: ferraillage de la poutre palier	81
Tableau IV-9:résultats du ferraillage du balcon.	85
Tableau IV-10: ferraillage de balcon type II	90
Tableau (IV-11) Ferraillage de l'acrotère	96
Tableau IV-12 : Calcul le poids mort (Pm)	98
Tableau IV-13: les sollicitations	102
Tableau IV-14: tableau récapitulatif des moments a l'E.L.U et l'E.L.S.	103
Tableau IV-15 : tableau récapitulatif des sollicitations maximums	105
Tableau IV-16: calcul des sections d'armatures de la dalle (sens X-X)	106
Tableau IV-17 : calcul des sections d'armatures de la dalle (sens Y-Y)	106
Tableau IV-18: tableau de vérification.	107
Tableau IV-19 :résultat de ferraillage de la dalle machine	108

Liste de figure

La Liste	N° Pages
Figure IV-1 Vue en plan des escaliers	67
Figure IV-2: Schéma d'un escalier	68
Figure IV-3: Schéma statique de escalier (étage courant)	71
Figure. IV-4 : Schéma statique de la poutre palier	74
Figure IV-5:Schéma statique d'escalier	78
Figure IV-6: Schéma statique (poutre)	80
Figure IV-7 : Schéma statique du balcon b=100cm	83
Figure IV-8 : le ferraillage du balcon	84
Figure IV-9 : dimension du balcon	87
Figure IV-10 : schéma de ferraillage du balcon	87
Figure IV-11: Schéma statique de balcon	88
Figure IV-12: dimension de Balcon	91
Figure. IV-13 :Coupe de l'acrotère	92
Figure IV-14 présentation des armatures de L'acrotère	96
Figure IV-15 Évaluation des moments	101
Figure IV-16: ferraillage supérieur du panneau de la dalle	109
Figure IV-17: ferraillage inférieur du panneau de la dalle	109

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV) Introduction:

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

IV-1) LES ESCALIERS

IV-1-1) Généralité :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferraillage adopté.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers (Escalier à deux volets).

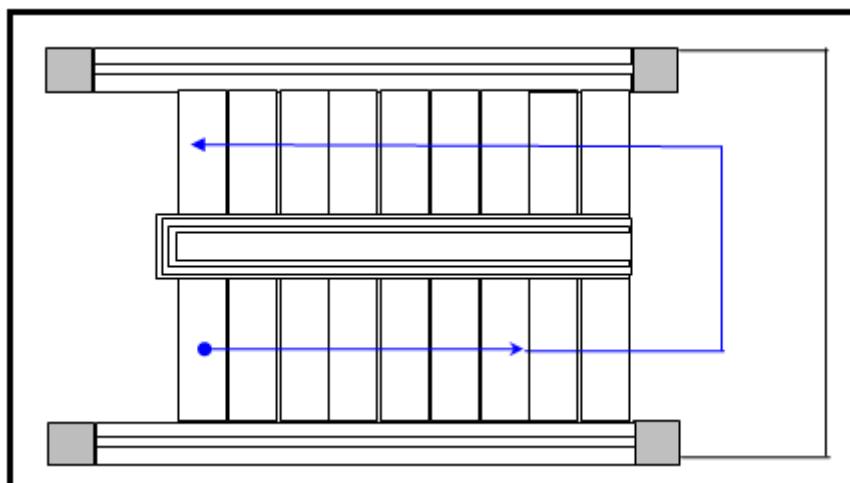


Figure IV-1 Vue en plan des escaliers

IV- 1-2) Terminologie et dimensions :

- La marche, est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La contre marche, est la partie verticale, contre la marche (h).
- L'emmarchement, est la longueur utile, de chaque marche.
- Le giron (g), est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée.
- La paillasse, est la dalle mince supportant marche et contre marche.
- Palier est la partie horizontale de l'escalier situé à l'extrémité d'une volée.

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

- La volée, est une suite continue de marche entre deux paliers le volume imparti à l'escalier et la cage.

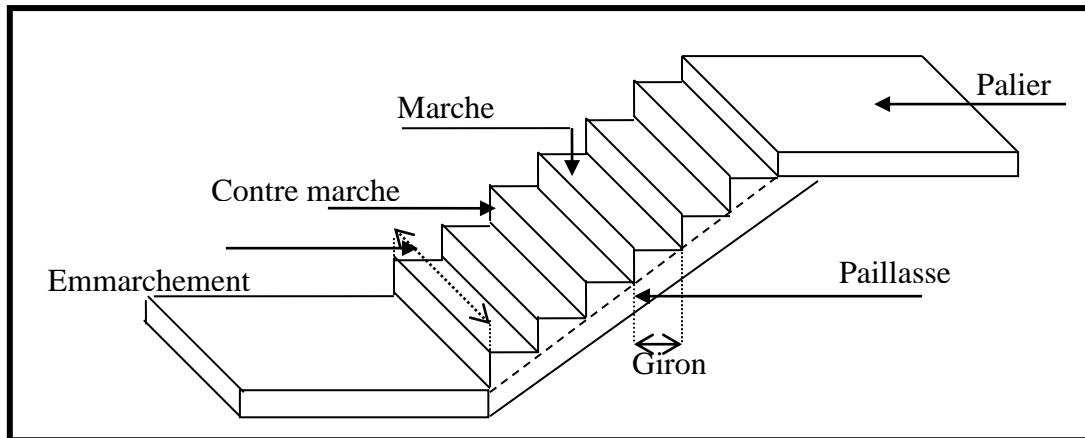


Figure IV-2: Schéma d'un escalier

IV- 1-3) Le choix des dimensions :

Résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage condition d'accès facile d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement.

La hauteur (h) des contres marches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur « g » se situe entre 25 et 32 cm

La formule très empirique qui les lie est : $2h + g = m$

Avec : $59 < m < 66$ (formule de BLONDEL)

IV- 1-4) Escalier à paillasse simple (étage courant) :

4-1) Dimension des escaliers :

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

Donc :

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

(Nombre de contre marches)

$$n - 1 = 8$$

(Nombre de marches)

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

D'autre part :

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

D'après la formule de Blondel, on a :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \arctg 0,56 = 29,540.$$

Donc on a deux volées symétriques chacune comporte huit marches.

$$L = g \times 8 = 240 \text{ cm}$$

4-2) Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \text{ Avec : } \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos \alpha}$$

$$L_p = 276 \text{ cm.}$$

$$9 \leq e \leq$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

4-3) Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{15}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 16,09 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur

$$e_{\text{palier}} = e = 15 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

4-4) Descente des charges :

➤ Paillasse :

Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1-Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2-Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3-Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	22,00	0,25
4-Poids propre de la paillasse ep×25/cosα	0,14	25,00	4,02
5-Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
6-Garde- corps	/	/	0,10
7-Enduit en plâtre ép./cos α	0,02	10,00	0,23

Tableau IV-1 : Evaluation des charges de paillasse

-Charge permanente : $G = 7,31 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{1u} = (1,35G + 1,5Q).1 = 13,62 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G + Q).1 = 9,81 \text{ KN/ml}$$

➤ Palier :

Désignation	ép. (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1-Poids propre du palier ép.×25	0,15	25,00	3,75
2-Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
3-Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4-Lit de sable fin	0,02	15,00	0,30
5-Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20

Tableau IV-2 : Evaluation des charges de palier

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

➤ charge permanente : $G = 5,09 \text{ KN/m}^2$.

➤ surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \times 1 = 10,62 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1 = 7,59 \text{ KN/ml.}$$

type1 :

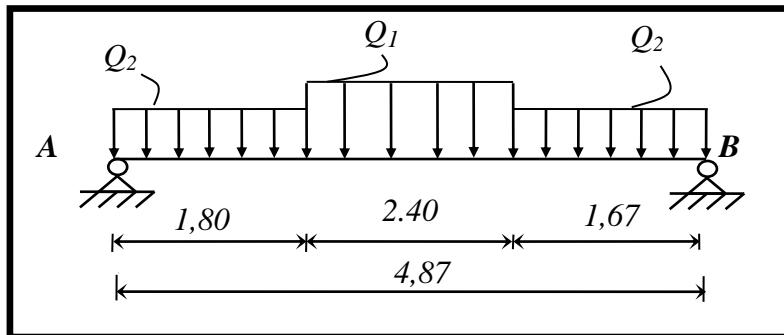


Figure IV-3: Schéma statique de escalier (étage courant)

➤ Calcul des réactions :

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = 27,72 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 41,82$$

➤ Calcul des moments fléchissants et les efforts tranchants :

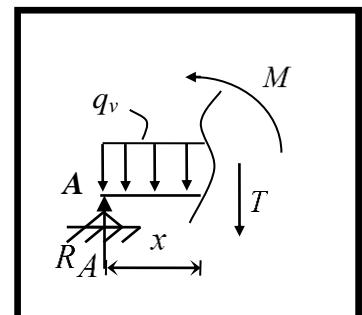
Tronçon(I): $0 \leq X \leq 1,8$

$$\gg M_f = 41,82x - 10,62 \frac{x^2}{2}$$

$$\gg T = 41,82 - 10,62x$$

$$\gg x = 0 \quad M_f = 0 \quad T = 41,82 \text{ KN}$$

$$\gg x = 1,8 \quad M_f = 51,07 \text{ KN.m} \quad T = 22,70 \text{ KN}$$



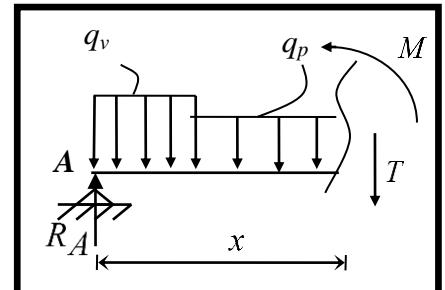
Tronçon(II): $1,8 \leq X \leq 4,20$

$$\gg M_f = 41,82x - 10,62 \cdot 1,80(x - 0,90) - 13,62 \frac{(x-1,8)^2}{2}$$

$$\gg T = 41,82 - 10,62 \cdot 1,8 x - 13,62(x - 1,8)$$

$$\gg x = 1,8 \quad M_f = 58,07 \text{ KN.m} \quad T = 22,70 \text{ KN}$$

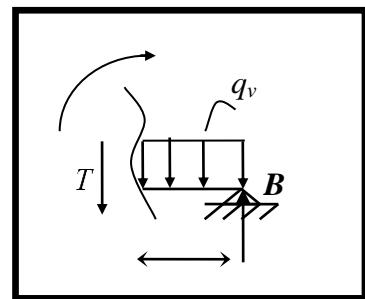
$$\gg x = 4,20 \quad M_f = 73,34 \text{ KN.m} \quad T = -35,47 \text{ KN}$$



Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

Tronçon(III): $4.2 \leq X \leq 5.87$

- $M_f = 27.42x - 10,62 \frac{x^2}{2}$
- $T = 27.42 - 10,62x$
- $x = 4.2 \quad M_f = 21.50 \text{ KN.m} \quad T = -9.75 \text{ KN}$
- $x = 5.87 \quad M_f = 0 \text{ KN.m} \quad T = -34.42 \text{ KN}$



- **Calcul des moments max :** $1,8 \leq X \leq 4,20$
- $T = 0 \Rightarrow T = 34,69 - 10,62x - 13,62(x - 1,80) = 0$
- $\Rightarrow x = 3.47\text{m} \quad M_f(3) = 76.99 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 76.99 \text{ KN.m}$

Donc:

- $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\max} = 65.44 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{appuis}} = 0,40 M_{\max} = 30.80 \text{ KN.m}$

4-5) Ferrailage:

Pour une bande de 1 m de largeur:

- **Travée :**
- **Les armatures longitudinales :**
- **Condition de non fragilité:**

$$-A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

M_t (KN.m)	μ	α	B	A_s (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	choix	Espacement (cm)	A_s (cm ² /m)
65.44	0.273	0.683	0.727	20	2,41	8T16 + 2T12	15	20.61

Tableau IV-3: ferrailage en travée

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

➤ Les armatures de répartitions en travée :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{20.61}{4} = 5.15 \text{ cm}^2 \text{ le choix } 8T10 \Rightarrow A_r = 6.28 \text{ cm}^2$$

➤ Appuis :

M_a (KN.m)	M	α	β	A_s (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	choix	Espacement (cm)	A_s (cm ² /ml)
30.80	0.128	0.172	0.931	7.31	2,41	8T10 + 2T12	15	8.55

Tableau IV-4: ferraillage en appuis

➤ Les armatures de répartitions en appuis:

$$\gg A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{8.55}{4} = 2.14 \text{ cm}^2 \text{ le choix } 6T10 \Rightarrow A_r = 4,71 \text{ cm}^2$$

4-6) Détermination de l'état limite de service:

- q_s = (G + Q).1 = 9,81 KN/ml
- q_s = (G + Q) × 1 = 7,59 KN/ml

➤ Calcul des réactions :

- R_B = 24,99 KN
- R_A = 23,08 KN
- **Moment en travée:** M_{st} = 0,85 M_{max} = 28,56 KN.m
- **Moment en appuis:** M_a = 0,40 M_{max} = 13,44 KN.m

↳ Les règles de BAEL 91 exigent qu'on ne peut pas procéder à la vérification de la contrainte de compression du béton, si la condition suivante est vérifiée (fissuration non préjudiciable).

Avec: $\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

On trouve:

- **En travée :** $\gamma = 1,604 \quad \alpha = 0,130 \leq 0,45 \dots \text{CV.}$
- **En appuis:** $\gamma = 1,604 \quad \alpha = 0,058 \leq 0,45 \dots \text{CV.}$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

4-7) Vérification de l'effort tranchant:

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{348,5}{100 \times 18} = 0,194 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,194 < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

4-8) Etude de la poutre palier:

- La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau, cette poutre est encastrée à deux extrémités.

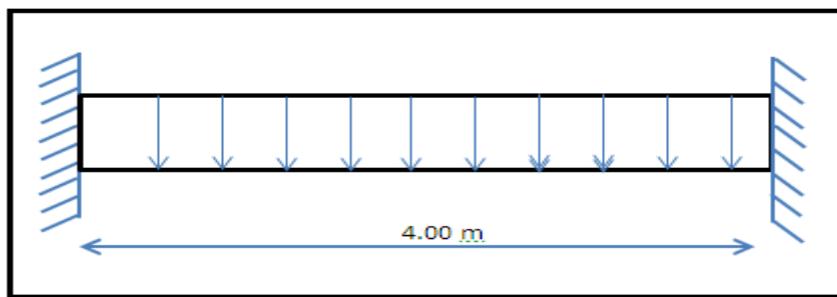


Figure. IV-4 : Schéma statique de la poutre palier

a) pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre doit satisfaire la condition de flèche :

$$L = 4,00 \text{m} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,70 \leq h \leq 40 \text{cm} \text{ soit } h = 40 \text{cm}$$

La largeur de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \text{ soit } b = 30\text{cm}$$

b) Condition imposée selon RPA 99(version 2003):

b > 20 CV

$h \geq 30$ CV

$$h/h_b = 0,75 \leq 4 \dots CV$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

c) Calcul des sollicitations :

Les charges qu'elles supportent sont :

➤ Le poids propre de la poutre :

$$0,40 \times 0,30 \times 25 = 3,00 \text{ KN/ml.}$$

➤ La réaction du palier :

$$R_u = 34,69 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{➤ E.L.U:P}_u = 1,35G + R = 1,35(3,00) + 34,69$$

$$= 38,74 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{➤ E.L.S:P}_s = G + R = 3,00 + 34,69$$

$$= 37,69 \text{ KN/ml.}$$

➤ Moment en travée :

$$M_t = \frac{P_u \cdot l^2}{24} = 65,86 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis :

$$M_a = \frac{P_u \cdot l^2}{12} = 30,15 \text{ KN.m}$$

d) Le ferraillage :

	M (KN.m)	μ	α	B	A (cm²)	A_{min}	choix	A (cm²)
En traves	65,86	0,119	0,159	0,936	5,61	4,35	3T14+3T12	8,01
En appuis	30,99	0,056	0,072	0,971	2,55	4,35	3T14	4,62

Tableau IV-5 : ferraillage de poutre palier

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

- Contrainte de compression :

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

On trouve:

- En travée : $\gamma = 1,027$ $\alpha = 0,159 \leq 0,26$ CV.
➤ En appuis : $\gamma = 1,027$ $\alpha = 0,072 \leq 0,26$ CV.

e) Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{max} = \frac{P_u L}{2} = 77,48 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$
$$\Rightarrow \tau_u = \frac{77,48 \times 10}{30 \times 36} = 0,717 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,717 < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

f) Calcul des armatures transversales (pour le montage) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_c \right\} = \min \{11,42; 30; 14\} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- Espacement:

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 32,4 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$.

On doit vérifier l'espacement donné par RPA 99.

- La zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} S_t = 15 \text{ cm}$

Avec la zone nodale de longueur $h' = 2h = 80 \text{ cm}$.

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

j) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5PL^4}{348 EI} = 0,30\text{cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{1}{500} = 0,8\text{cm}$$

Donc: $f < f_{\text{adm}}$ CV

- ✓ **Plan de ferraillage :** voir plan N° : 1

IV- 1-5) Escalier à trois volées (RDC) :

5-1) Dimension des escaliers :

➤ Les deux Volée principale :

$$H = 153$$

$$N = 9 \text{ Contre marche}$$

$$n - 1 = 8 \text{ Marche}$$

$$h=17 \text{ cm}$$

$$g=30 \text{ cm}$$

➤ Volée intermédiaire :

$$H=102 \text{ cm}$$

$$n = 6 \text{ Contre marche}$$

$$n - 1 = 5 \text{ Marche}$$

Remarque : L'étude Descente des charges :(volée intermédiaire)

➤ Paillasse :

- charge permanente : $G = 7,31 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q).1 = 13,62 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G + Q).1 = 9,81 \text{ KN/}$$

➤ Palier :

- charge permanente : $G = 5,09 \text{ KN/m}^2$.
- surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = (1,35 G2 + 1,5 Q2).1 = 10,62 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G + Q).1 = 7.59 \text{ KN/ml}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

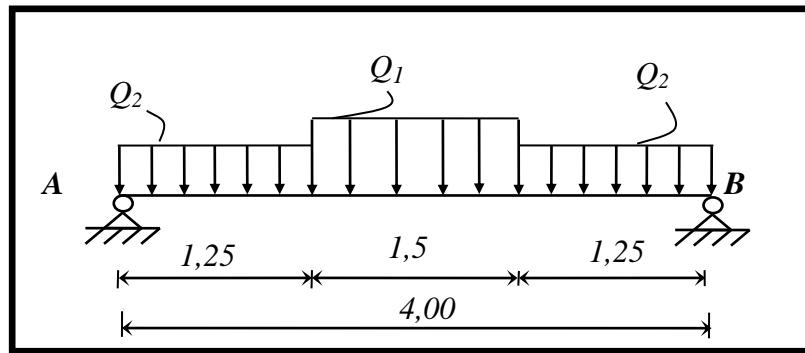


Figure IV-5: Schéma statique d'escalier

➤ Calcul des réactions :

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = 23,49 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 23,49 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{\max} = 27,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\max} = 23,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 0,40 M_{\max} = 10,99 \text{ KN.}$$

5-2) Ferraillage:

Pour une bande de 1 m de largeur:

➤ Travée :

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ Les armatures longitudinales :

M _t (KN.m)	μ	α	β	A _s (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	choix	Espacement (cm)	A _s (cm ² /ml)
23,35	0,050	0,065	0,974	3,83	2,41	6T12	15	6,79

Tableau IV-6: ferraillage en travée

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

➤ Les armatures de répartitions en travée :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{cm}^2 \text{ lechoix } 4T10 \Rightarrow A_r = 3,14 \text{cm}^2$$

➤ Appuis :

M_a (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	choix	Espacement (cm)	A_s (cm^2/n)
10,99	0,024	0,030	0,987	1,78	2,41	6T12	15	6,79

Tableau IV-7: ferraillage en appuis

➤ Les armatures de répartitions en appuis:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{cm}^2 \text{ lechoix } 5T8 \Rightarrow A_r = 2,51 \text{cm}^2$$

Remarque : les armateurs des répartitions en appuis sont les armateurs longitudinal de volé principal donc :($A=9,24$; $6T14$)

5-3) Détermination de l'état limite de service:

$$Q_{1s}=9,81 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{1s}=7,59 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des réactions :

$$R_B = 16,85 \text{ KN}$$

$$R_A = 16,85 \text{ KN}$$

➤ **Moment en travée :** $M_{st} = 0.85 M_{\max} = 14,94 \text{ KN.m}$

➤ **Moment en appuis:** $M_a = 0.40 M_{\max} = 7,03 \text{ KN.m}$

↳ Les règles de BAEL 91 exigent qu'on ne peut pas procéder à la vérification de la contrainte de compression du béton, si la condition suivante est vérifiée (fissuration non préjudiciable).

Avec:

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

- En travée : $\gamma = 1,56 \quad \alpha = 0,065 \leq 0,53 \dots \dots \text{CV.}$
- En appuis : $\gamma = 1,56 \quad \alpha = 0,030 \leq 0,53 \dots \dots \text{CV.}$

5-4) Vérification de l'effort tranchant:

$$T = 16,85 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{168,5}{100 \times 18} = 0,094 \text{ MPa} =$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{\lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,094 < \tau_{\lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

5-5) Etude de la poutre palier:

a) Calcul des sollicitations :

- Chargement de la partie droite de la poutre :

Poids propre de la poutre $G_p = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3,00 \text{ KN/ml}$

Réaction due au palier $R=23,49$

Combinaison de charge $q_2 = 1,35(3) + 23,49 = 27,54 \text{ KN/ml}$

- Chargement de la partie incliné de la poutre :

Poids propre de la poutre incliné

$$0,3 \times 0,4 \times \frac{25}{\cos \alpha} = 3,45 \text{ KN/ml}$$

Réaction due au palier $R=23,49 \text{ KN}$

Combinaison de charge $q_1 = 1,35(3,45) + 23,49 = 28,15 \text{ KN/ml}$

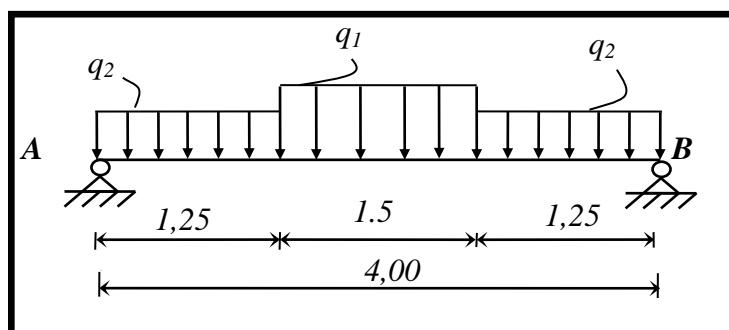


Figure IV-6: Schéma statique (poutre)

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

➤ Moment en travée :

$$M_{\max} = 54,94 \text{ KN}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 46,70 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 21,98 \text{ KN.m}$$

b) Le ferraillage :

	M (KN.m)	μ	α	B	A (cm ²)	A _{min}	choix	A (cm ²)
En trouve	46,70	0,085	0,111	0,956	3,90	4,35	3T14	4,62
En appuis	21,98	0,040	0,051	0,980	1,79	4,35	3T10	2,36

Tableau IV-8: ferraillage de la poutre palier

c) Vérification de l'état limite de service :

$$q_{s1} = 26,49 \text{ KN/ml} q_{s2} = 26,94 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\max} = 52,69 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 44,79 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis :

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 21,08 \text{ KN.m}$$

➤ Contrainte de compression :

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec:}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

- En travée : $\gamma = 1,04$ $\alpha = 0,111 \leq 0,27 \dots \dots \text{CV.}$
- En appuis : $\gamma = 1,04$ $\alpha = 0,051 \leq 0,27 \dots \dots \text{CV.}$

d) Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = 53,32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$
$$\Rightarrow \tau_u = \frac{533,2}{30 \times 38} = 0,468 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{\lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,468 < \tau_{\lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

e) Calcul des armatures transversales (pour le montage) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_c \right\} = \min \{11,42; 30; 14\} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement:

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 34,2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

On doit vérifier l'espacement donné par RPA 99.

- La zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} S_t = 15 \text{ cm}$

Avec la zone nodale de longueur $h' = 2h = 80 \text{ cm}$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV-2) Étude du balcon :

- Le balcon est assimilé à une console encastrée au plancher, le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

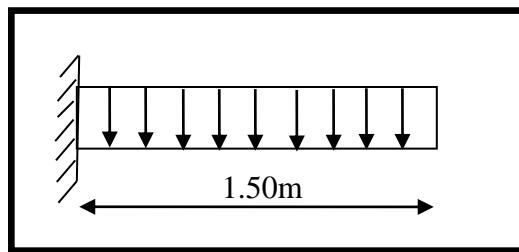


Figure IV-7 : Schéma statique du balcon b=100cm

-Dimensions:

L'épaisseur du balcon est donnée par : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{150}{30} \leq e \leq \frac{150}{10}$

On prend : **e=15cm**.

IV-2-1) Descente des charges :

➤ Charge permanente : (G)

-revêtement de carrelage (2cm).....	= 0,40 KN/m ²
-mortier de ciment (e=2cm).....	= 0,40 KN/m ²
-lit de sable(e=2cm)	= 0,28 KN/m ²
-dalle pleine (e=15cm).....	= 3,00 KN/m ²
-enduit en ciment	= 0,44 KN/m ²

$$\rightarrow G = 4,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{➤ Charge d'exploitation: (Q)} \quad \rightarrow Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charges concentrées : (P)

-Maçonnerie.....	2,4 KN/m ²
-hauteur du mur.....	3,06 - 0,12 = 2,94

$$P = 2,94 \times 2,4 \Rightarrow P = 7,06 \text{ KN/ml} \rightarrow P = 7,06 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV-2-2) Evaluation des charges :

La charge par ml

➤ E.L.U :

$$Q_U = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(4,52) + 1,5(3,5) \Rightarrow Q_U = 11,35 \text{ KN/ml}$$

$$P_U = 1,35P = 1,35 \times 7,06 \Rightarrow P_U = 9,53 \text{ KN/ml}$$

➤ E.L.S :

$$Q_S = (G + Q) = 4,52 + 3,5 \Rightarrow Q_S = 8,02 \text{ N/ml}$$

$$P_S = P = 7,06 \text{ KN} \Rightarrow P_S = 7,06 \text{ KN}$$

IV-2-3) Calcul des sollicitations:

➤ Calcul du moment fléchissant maximal:

$$M_{U_{MAX}} = \frac{-Q_U \cdot L^2}{2} - P_U \cdot L = -\left(11,35 \times 1,50^2 / 2 - 9,53 \times 1,50\right) \Rightarrow M_{U_{max}} = -27,06$$

➤ E.L.U KN.m

$$\text{➤ E.L.S } M_{S_{MAX}} = \frac{-Q_S \cdot L^2}{2} - P_S \cdot L = -\left(8,02 \times 1,5^2 / 2 - 7,06 \times 1,50\right) \Rightarrow M_{S_{max}} = -19,61 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant:

$$\text{➤ E.L.U: } T_{U_{MAX}} = Q_U \cdot L + P_U = 11,35(1,5) + 9,53 \Rightarrow T_{U_{MAX}} = 26,56 \text{ KN}$$

$$\text{➤ E.L.S: } T_{S_{MAX}} = Q_S \cdot L + P_S = 8,02(1,5) + 7,06 \Rightarrow T_{S_{MAX}} = 19,09 \text{ KN}$$

IV-2-4) Le ferrailage du balcon:

➤ Armatures longitudinales:

L'étude de la bande de 1 m de largeur

→ Condition de non fragilité :

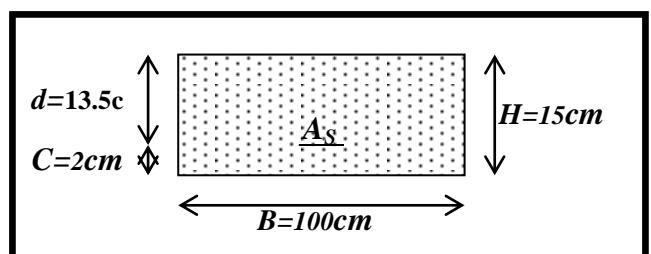


Figure IV-8 : le ferrailage du balcon

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

M_u (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$choix/ml$	Espacement (cm)	A_s (cm^2/ml)
27.07	0.015	0.025	0.99	6.49	1,57	7T10	20	6.49

Tableau IV-9:résultats du ferraillage du balcon.

➤ Armatures de répartition :

$$A_R \geq \frac{A}{4} = \frac{6.49}{4} = 1,62 \text{ cm}^2$$

En prend: **1T16; S_t=25 cm.** $\Rightarrow A_R = 1.62 \text{ cm}^2$

$$A_s \rightarrow 7T10; \delta_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_R \rightarrow 1T16; \delta_t = 25 \text{ cm}$$

IV-2-5) Vérification à l'E.L.S:

$M_{ser} = -19.61 \text{ KN.m}$

➤ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b.d.A_s}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4.24 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2 \Rightarrow I = 10888.36 \text{ cm}^4$$

➤ Contrainte de béton comprimé:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{19.61}{10888.36}.4.24 \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{C28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Condition vérifiée.

➤ Contrainte de l'acier :

-fissuration préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire (σ_s).

IV-2-6) Vérification de l'effort tranchant:

$$\text{➤ contrainte tangente : } \tau_u = \frac{v_u}{b_0.d}$$

$$\text{➤ contrainte tangent limit : } \tau_{limit} = \min\left(0,2 \frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

☞ l'effort tranchant: $T_{\max} = 26,56 \text{ KN}$

$\tau_U = 0.2 \text{ MPa} \leq \tau_{LIMIT} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV-2-7) Vérification de la flèche :

$f = f_1 + f_2$ avec:

$$\begin{cases} f_1 = \frac{Q_s \cdot L^4}{8EI} & \mapsto \text{flèche due à la charge répartie} \\ f_2 = \frac{P_s \cdot L^3}{3EI} & \mapsto \text{flèche due à la charge concentré} \end{cases}$$

➤ Centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{100.12(6) + 15.649.10}{(100.12) + 15.649} \Rightarrow y_G = 6.30 \text{ cm} \Rightarrow V_1 = 6,30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15.5 - 6,30 \Rightarrow V_2 = 9,20 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A_s(d - V_1)^2$$

$$I = \frac{100.(6,30)^3}{3} + \frac{100.(9,20)^3}{3} + 15.649(13.5 - 6,30)^2 \Rightarrow I = 39337,79 \text{ cm}^4$$

➤ La flèche :

$$f = f_1 + f_2 = \left[\frac{8.02(150)^4 \times 10^{-1}}{8.32164,2.39337,79} + \frac{7,06.(150)^3 \times 10}{3.32164,2.39337,79} \right] \Rightarrow f = 0,103 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} \Rightarrow f_{adm} = 0,6 \text{ cm}$$

$$f = 0,103 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,6 \text{ cm} \mapsto \text{condition vérifiée}$$

↳ Remarque:

Pratiquement ; on prolonge le ferraillage du balcon jusqu'à le plancher pour avoir un contre poids.

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV-2-8) Le contre poids:

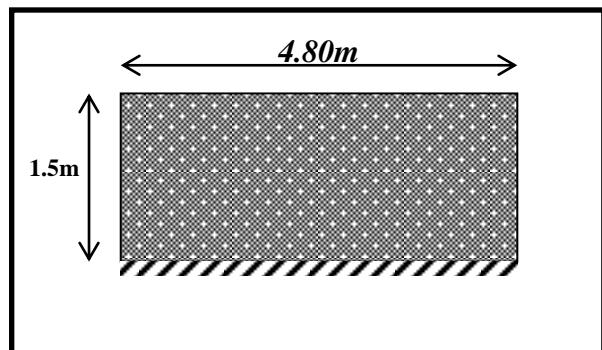


Figure IV-9 : dimension du balcon

➤ Calcul de la largeur du contre poids

$$\text{➤ Poids du balcon (ep=15 cm): } G_1 = 0,15 \times (1.5) \times 4.80 \times 25 \Rightarrow G_1 = 27KN$$

$$\text{➤ Poids du contre balancement (ep=20 cm) : } G_2 = 0,20 \times (X) \times 4.80 \times 25 \Rightarrow G_2 = 16.32KN$$

$$G_2 = 60\%G_1 \Rightarrow 0,20 \times (X) \times 4.80 \times 25 = \frac{60}{100} \times 0,15 \times 1.5 \times 4.80 \times 25$$
$$\Rightarrow X = \frac{60}{100} \times \left(\frac{0,15 \times 1.5 \times 4.80 \times 25}{0,20 \times 4.80 \times 25} \right) \Rightarrow X = 0,68m$$

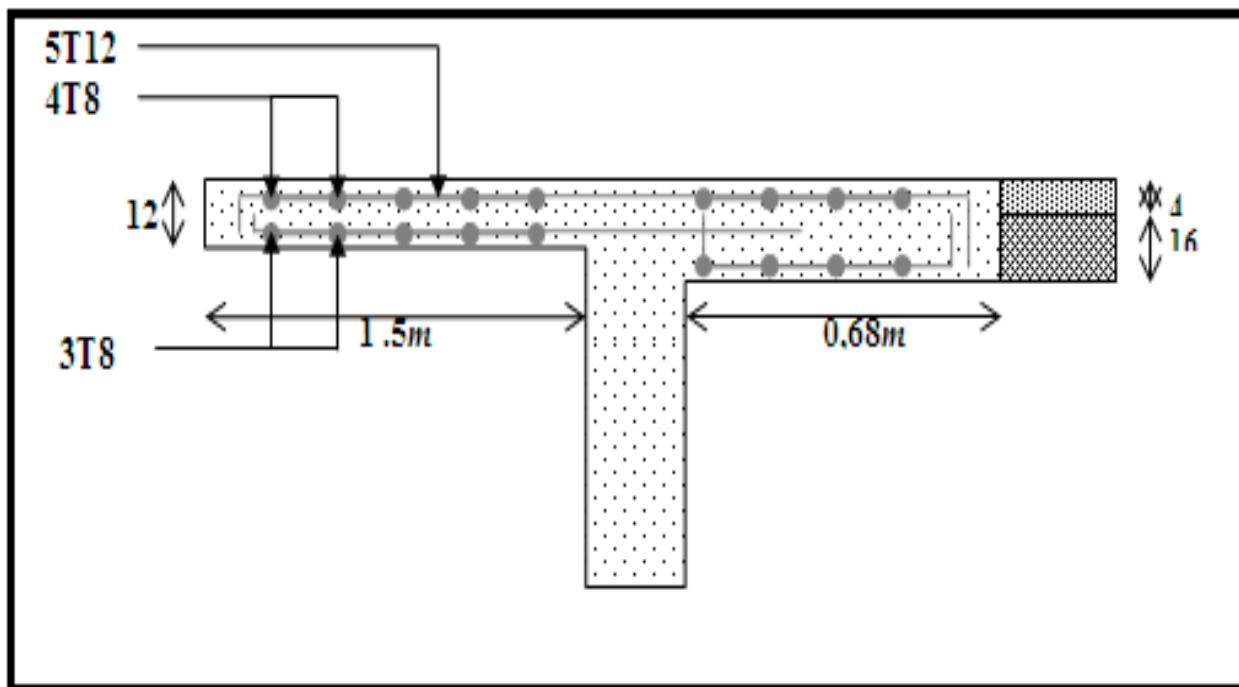


Figure IV-10 : schéma de ferraillage du balcon

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

Type II :

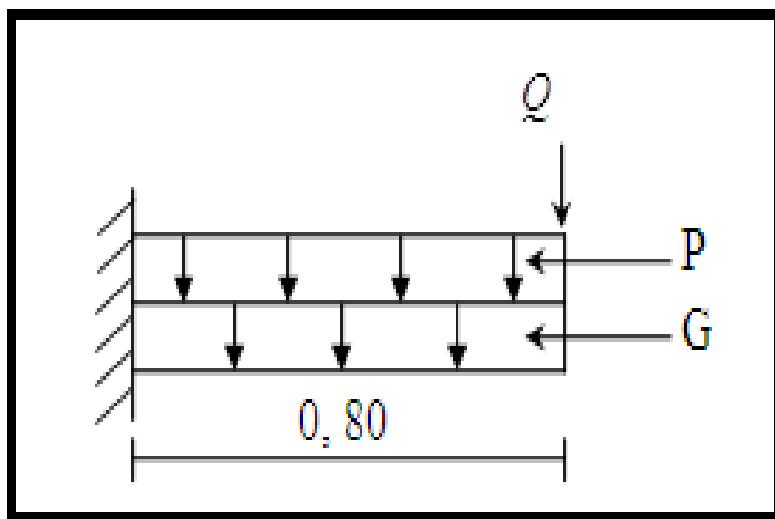


Figure IV-11: Schéma statique de balcon

IV-2-9) Dimensions :

Epaisseur du balcon est donnée par ;

$$e \geq \frac{L}{10} \Rightarrow e = \frac{80}{10} = 8\text{cm}$$

On prend $e=15\text{Cm}$

IV-2-10) Descente des charges :

- Charge permanente (G) :

$$G = 5,50 \text{KN}/m$$

- Charge concentrée (P) :

$$P = 6,38 \text{KN}/ml$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ KN}/m^2$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV -2-11) Commination fondamental:

➤ E.L.U :

$$Qu = 1,35 G + 1,5Q = 12,68KN/ml$$

Pour une bonde 1 m

$$Qu = 12,68KN/ml$$

$$Pu = 1,35P = 8,61KN$$

➤ E.L.S :

$$Q_s = G + Q = 9,00kN/m^2.$$

Pour une bonde 1 m

$$Q_s = 9,00KN/ml$$

$$P_s = P = 6,38KN$$

IV-2-12) Calcul des sollicitations:

➤ Calcul des moments :

➤ E.L.U :

$$M_u = \frac{QuL^2}{2} + P \times L = 10,95KN.m$$

➤ E.L.S :

$$M_s = \frac{Q_sL^2}{2} + P_s \times L = 7,98KN.m$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

➤ E.L.U :

$$T(x) = Qu \cdot L + P \Rightarrow T = 18,75 KN.$$

➤ Calcul du ferraillage à l'ELU :

$$B = 100 cm..$$

$$h = 15 cm.$$

$$d = 13,5 cm.$$

$$Mu = 10,95.$$

Chapitre VI : Etude des Élément Non Structuraux

➤ Calcul des armatures longitudinales :

-Condition de non fragilité :

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent voir une section au moins égale à :

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm^2$$

M_u (KN.m)	μ	A	B	A_s (cm ² /ml)	choix	A_s (cm ² /ml))
10,95	0,042	0,053	0,979	2,38	6T10	4,68

Tableau IV-10: ferraillage de balcon type II

Espacement égale 15 Cm

Vérification à L'ELS :

➤ Calcul des contraintes :

La fissuration est peu nuisible
Section rectangulaire
FeE400

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,95}{7,98} \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\alpha = 0,053 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0.053 < 0.435 \Rightarrow CV$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent à l'E.L.S

Vérification des efforts tranchants:

Il faut vérifier que: $\tau \leq \tau_{\text{lim}}$

$$\text{Avec: } \tau_{\lim} = \left\{ 0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = 18.75 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{hd} = 0,13 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{\text{lim}}$ CV

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

- Calcul des armatures transversales :

$$A_R = \frac{A}{4} = \frac{4,68}{4} \Rightarrow A_R = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend ,5 T 8 avec un espace de 25 cm

- Vérification à L'E.L.S

- Calcul des contraintes :

$\begin{cases} \text{La fissuration est peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{cases}$

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29,07}{21,10} \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\alpha = 0,081 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,081 < 0,435 \Rightarrow$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent à l'E.L.S

IV-2-13) Le centre poids:

Pratiquement on prolonge le ferraillage du balcon jusqu'à le plancher pour avoir un contre poids.

Calcul de la largeur du contre poids :

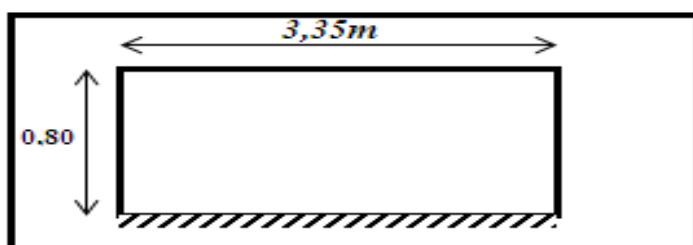


Figure IV-12: dimension de Balcon

Poids du balcon ep 15cm

- Calcul de la largeur du contre poids :

↳ Poids du balcon (ep = 15 cm) : $G_1 = 0,15 \times (0,80) \times 3,35 \times 25 \Rightarrow G_1 = 10,05$

↳ Poids du contre balancement (ep = 20 cm) : $G_2 = 0,20 \times (X) \times 3,35 \times 25 \Rightarrow$

$$X = 0,35 \text{ m avec } G_2 = 60\% G_1$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV-3) Etude de l'acrotère :

- Pour assurer la sécurité des personnes il est essentiel de prévoir l'acrotère au niveau de la terrasse.
- L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera donc calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.
- L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base (encastré dans le plancher terrasse.)
- Le ferraillage se calcule pour une section rectangulaire d'une largeur de (1m) travaillant en flexion composé.

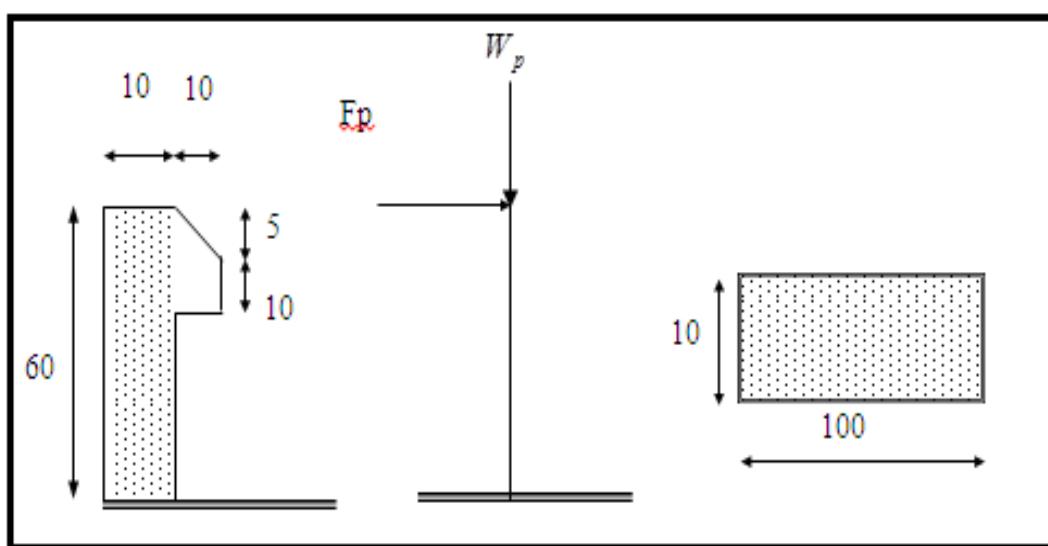


Figure. IV-13 :Coupe de l'acrotère

IV-3-1) Calcul des sollicitations et Ferraillage :

D'après la formule donnée par le R.P.A99

$$F_p = 4 \cdot A \cdot c_p \cdot W_p$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu à partir du tableau 4-1 du (R.P.A99)

$A = 0,15$.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau 6-1 du (R.P.A99)

$$C_p = 0,8.$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$S = 0,6 \cdot 0,1 + 0,1 \cdot 0,1 + \frac{0,05 \cdot 0,1}{2} = 0,0725 \text{ m}^2$$

$$W_p = 2500 \cdot 0,0725 = 181,25 \text{ daN/m}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 181,25 \Rightarrow F_p = 87 \text{ daN}$$

A) E.L.U :

a) Les sollicitations au niveau de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot H = 1,5 \cdot 87,0,6 = 78,3 \text{ daN.m} \\ N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \cdot 181,25 = 244,69 \text{ daN.} \end{cases}$$

b) Ferrailage :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{78,3}{244,69} = 0,3199 \text{ m} \Rightarrow e_G \approx 32 \text{ cm}$$

$$e_G = 32 \text{ cm} > \frac{H}{12} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{ Compression excentrée.}$$

⇒ Calcul en flexion composée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20\frac{e_G}{h}\right)$$

$$l_f = 2, h_0 = 2.0, 6 = 1, 2m$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12m < \max(15; 64) = 64 \dots \dots \dots CV$$

$$V_u \text{ que : } e_G > \frac{h}{2} - c$$

$$d = 0.9, h = 0.9, 10 = 9 \text{ cm}$$

On prend : $d = 8\text{cm}$ $h = 10\text{cm}$ $b = 100\text{cm}$ $c = 2\text{cm}$

$$e_G = 32cm > \frac{10}{2} - 2 = 3cm.$$

⇒ On a une section partiellement comprimée avec l'effort normal N_u à l'extérieur de la section.

⇒ Calcul en flexion simple avec le moment (M_u^A)

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

$$M_u^A = N_u \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$e = e_l + e_2 \quad \text{avec: } e_l = e_G + e_a$$

$$e = e_2 + e_G + e_a$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{H}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; 0,24 \right\} \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)$$

Avec ϕ : coefficient de fluage. En général, on prend $\phi = 2$

α : Le rapport entre le moment du aux charge permanentes et le moment total, ces moment étant pris sans majoration.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} \Rightarrow \text{On prend en général } \alpha = 0,6$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2 \cdot 0,6)^2}{10^4 \cdot 0,1} \cdot (2 + 2 \cdot 0,6) = 0,013 \text{ m}$$

$$e = 0,013 + 0,32 + 0,02 = 0,353 \text{ m}$$

$$M_u^A = 244,69 \cdot (0,353 + 0,05 - 0,02) = 93,72 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{937,2}{100,8^2 \cdot 14,2} = 0,0103 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,0103)} \right) = 0,0129$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{fs} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{937,2}{0,994 \cdot 8,348} = 0,338 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = \max(0,338 ; 0,996) \Rightarrow A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2$$

Soit **4T8/ml** ; soit **A=2.01 cm²**.

Armature de répartition:

$$A/4 = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{4T6 / ml} \quad ; \text{ soit } \mathbf{A=1.13 \text{ cm}^2}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

B) Vérification à l'ELS

a) Les sollicitations au niveau de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_{ser} = F_p H = 87,0,6 = 52,2 \text{ daN.m} \\ N_{ser} = W_p = 181,25 = 181,25 \text{ daN.} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{52,2}{181,25} = 0,288m$$

$$e_G = 0,288 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m} \quad \text{La section est donc partiellement comprimée} \Rightarrow \text{Calcul en flexion}$$

simple avec M_{serA} .

c) **Ferraillage** : $M_{ser}^A = N_{ser} \left(e_G + \frac{h}{2} - c \right)$

$$M_{ser}^A = 181,25 \cdot (0,288 + 0,05 - 0,02) M_{ser}^A = 57,63 \text{ daN.m}$$

➤ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b.d.A_s}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 1.91 cm$$

$$\gtrsim \text{ Inertie : } I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d-y)^2 \Rightarrow I = 1344,96 \text{ cm}^4$$

Contrainte de béton comprimé:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y = \frac{57,63}{134496} \cdot 1,91 \Rightarrow \sigma_{bc} = 8,18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{C28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

➤ Contrainte de l'acier :

La fissuration est préjudiciable.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1.6.2.1}\right) = 201,63 MPa$$

$$\sigma_s = n \cdot K \cdot (d - y)$$

$$= 15.42, 84.(0.08-0.0191) \Rightarrow \sigma_s = 39.13 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV-3-2) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u\max} = 1,5.F_p \quad ; \quad V_{u\max} = 1,5.87 \Rightarrow V_{u\max} = 130,5 \text{ dan}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{d.b} = \frac{130,5.10^{-5}}{0,08.1} = 0,0163 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{limit}} = \min\left(\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4) \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{limit}} = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,0163 \text{ MPa}$$

Pas de reprise de bétonnage ;

Les dispositions constructives sont supposées respectées.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

	$A_{choisie} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{applique} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	espaceissement(cm)
$A(\text{principale})$	0,89	$4T8 = 2,01$	20
$A(\text{répartition})$	0,50	$4\Phi 6 = 1,13$	20

Tableau IV-11 : Ferraillage de l'acrotère

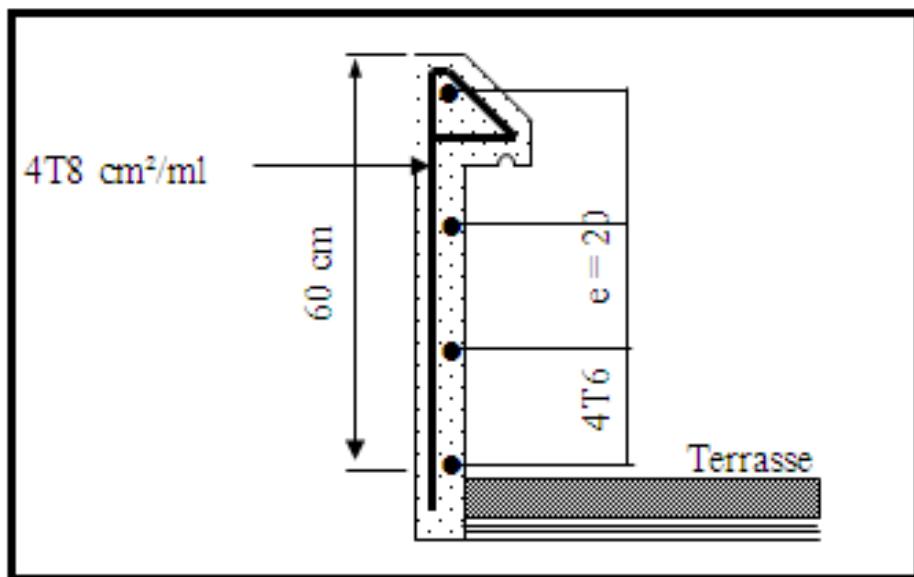


Figure IV-14 présentation des armatures de L'acrotère

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV-4) Etude de L'ascenseur :

IV-4-1) Introduction:

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale prévu pour les structures de quatre étages et plus ; elle est composée essentiellement de trois constituants :

1- la cabine ou la benne: est une charge mobile ; elle est en mouvement d'aller retour verticale et guidée de bas en haut et vice versa par un treuil.

2- le treuil de levage et sa poulie : est un cylindre horizontal mobil autour de son axe sur lequel se roule ou se déroule un câble qui sert à entraîner la cabine et roule ses mouvements de monté et de descendes.

3- le contre poids : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile .la salle réservée à la machinerie est située soit en sous sol soit à la partie supérieure du bâtiment ;elle contient un moteur assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur .

IV-4-2) Caractéristiques des ascenseurs :

➤ Charges nominales :

en kilogramme : 320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500.

➤ Vitesses nominales :

En mettre par seconde : 0,4-0,63-1-1,6-2,5.

Les ascenseurs ont été normalisés sur le plan international; D'après la norme française (NF.P82.208) pour 8 personnes, on a une charge nominale de 630kg pour une vitesse de 16m/s.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans les immeubles à usage d'habitation sont comme suit :

- la largeur 1.4 m.
- La profondeur 1,40 m
- La hauteur 2, 20 m
- La largeur de passage libre 0,80 m
- La hauteur de passage libre 2,00 m
- La hauteur du course 34.68 m

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

Soit :

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

P_m : poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles (poids mort).

Q : la charge en cabine : $Q=630\text{kg}$

P_p : le poids du contre poids tel que : $P_p=P_m+Q/2$

a) Le poids mort (P_m):

Poids de la cabine: $S_1=(2 \times 1,4+1,4) \times 2,2=9,24 \text{ m}^2$	$M_1=9,24 \times 1,4 \times 11,5=148,76\text{kg}$
Poids du blancher : $S_2=(1,4 \times 1,4)=1,96 \text{ m}^2$	$M_2=1,96 \times 140=274,4\text{kg}$
Poids du tout : $S_3=(1,4 \times 1,4)=1,96 \text{ m}^2$	$M_3=1,96 \times 20=39,2\text{kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4=60+(80 \times 1,4)=172\text{kg}$
Poids du parachute :	$M_5=100\text{kg}$
Poids des accessories :	$M_6=80\text{kg}$
Poids des poleis de mouflage :	$M_7=(2 \times 30)=60\text{kg}$
Poids de la Porte de la cabine: $S=0,8 \times 2=1,6 \text{ m}^2$	$M_8=(1,6 \times 25)+80=120\text{kg}$

Tableau IV-12 : Calcul le poids mort (P_m)

$$\text{Le poids mort total: } P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i \Rightarrow P_m = 994,36\text{kg}$$

b) Le contre poids (PP):

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 994,36 + \frac{630}{2} \Rightarrow P_p = 1309,36\text{kg}$$

c) Le poids du treuil en haut +moteur :

$p=1200\text{kg}$

d) Calcul de la charge de rupture:

$$C_r = C_r \times n \times m$$

Tel que :

- C_r : charge de rupture totale.
- C_r câble : charge de rupture d'un seul câble.
- n : nombre des câbles.
- m : nombre de mouflage (2brins ,3brins) $\Rightarrow m=2$

Le poids des câbles d'après (NFP.82.210) la valeur minimale du coefficient de sécurité du câble C_s dans le cas de treuil d'adhérence avec 03 ou plus est fixée à 12, est impose un rapport D/P d'au moins de 40, avec:

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

-Diameter of pulley

- d: diameter of cable

Généralement : $\begin{cases} C_s=12 \\ D/d \geq 40 \end{cases}$

On prend : $\begin{cases} D/d=45 \\ D=500 \end{cases} \Rightarrow d=11,2 \text{ mm}$

On a :

❖ $Cr = C_s \times \mu \times 1/0,85$

- C_s : coefficient de sécurité du câble
- Cr : la charge de rupture nominale de la nappe du câble.
- M : charge statique nominale portée pour la nappe.

1/0,85: coefficient de câblage.

❖ $M = Q + P_m + P$ Câble

$P_{\text{câble}}$: poids du câble est négligeable devant ($M_g + P_m$) $(M_g \ll Q + P_m)$

$$\Rightarrow \mu = Q + P_m$$

$$\Rightarrow Cr = C_s \times \mu \times 1/0,85 = 12 \times (630 + 994,36) \times 1/0,85$$

$$\Rightarrow Cr = 22932,14 \text{ kg}$$

Pour un câble de $\begin{cases} d=11,2 \text{ mm} \\ m=2 \end{cases}$

On $Cr_{\text{câble}} = 6323 \text{ kg}$

$$Cr_{\text{câble}} = Cr_{\text{câble}} \times n \times m \Rightarrow n = \frac{Cr}{Cr_{\text{câble}}} = \frac{22932,14}{6323 \times 2} \Rightarrow n = 1,81$$

Donc on prend : **n=2 câbles**

Remarque:

Le nombre des câbles doit être pair pour compenser les efforts de torsion des câbles.

e) Le poids des câbles (P câble):

❖ $P_{\text{câble}} = m \cdot n \cdot L$

- m : masse linéaire du câble ($m=0,396 \text{ kg/m}$)
- L : longueur du câble ($L=28 \text{ m}$)
- n : nombre des câbles ($n=2$)

$$P_{\text{câble}} = 0,396 \times 2 \times 28 \Rightarrow P_{\text{câble}} = 27,47 \text{ kg}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

f) La charge permanente totale G:

$$G = P_m + P_p + P_{câble} + P_{treuil}$$

$$G = 994.36 + 1131,74 + 30,1 + 1200$$

$$G = 3356.2 \text{ g}$$

g) La charge d'exploitation:

Ascenseur de classe I (pour 8 personnes) $\Rightarrow Q = 630 \text{ kg}$

IV-4-3) Évaluations des charges :

- E.L.U: $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3356.2) + 1,5(630) = 5475.88 \text{ kg}$
- E.L.S: $Q_s = G + Q = (3356.2) + (630) = 3986.2 \text{ kg}$
-

IV-4-4) Vérification de la dalle de poinçonnement :

Sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis des moteurs, la dalle de l'ascenseur risque au poinçonnement (supposée appuyer sur 04 cotés).

Chaque appui reçoit le **1/4** de cette charge Q_u

Soit: Q_0 la charge appliquée sur chaque appuis

$$Q_{0u} = \frac{Q_u}{4} = \frac{5475.88}{4} \Rightarrow Q_{0u} = 1368.97 \text{ kg}$$

$$Q_{0s} = \frac{Q_s}{4} = \frac{3986.2}{4} \Rightarrow Q_{0s} = 996.55 \text{ kg}$$

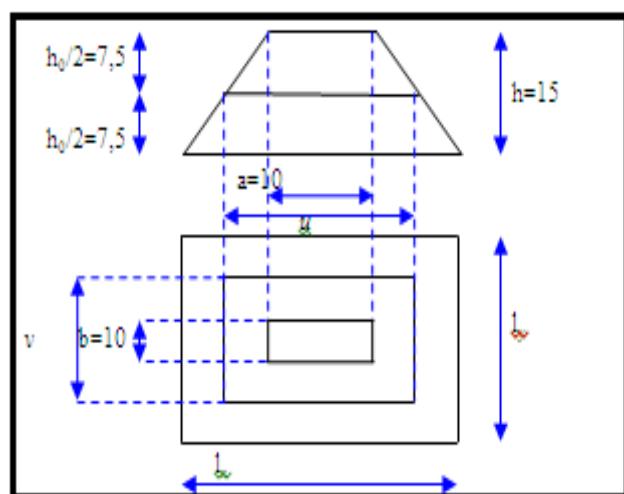
D'après les règles BAEL 91, on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_{0u} \leq \bar{Q}_u = 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c : périmètre au niveau de la feuille moyenne

h_0 : l'épaisseur de la dalle



Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

$$\mu_c = 2(u + v), \quad h_0 = 15\text{cm}$$

$$\begin{cases} u = a + h_0 = 10 + 15 \Rightarrow u = 25\text{cm} \\ v = b + h_0 = 10 + 15 \Rightarrow v = 25\text{cm} \end{cases} \Rightarrow Q_{0u} = 1368.97N \leq \bar{Q}_u = 0,045 \times 1000 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 112500 N$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) \Rightarrow \mu_c = 100\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Donc il y'a pas de risque de poinçonnement.

IV-4-5) Évaluation des moments dus aux charges concentrées :

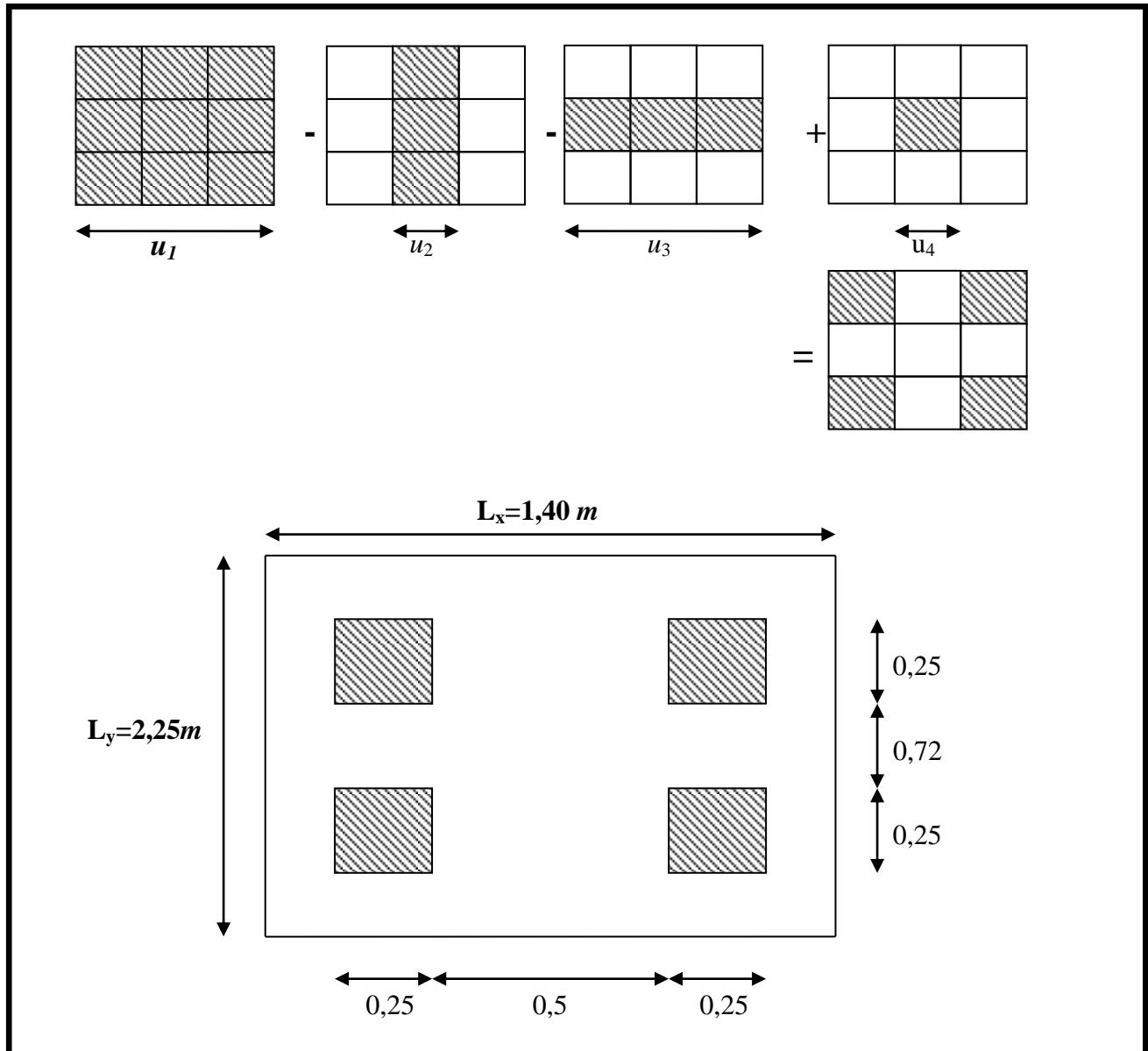


Figure IV-15 Évaluation des moments

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

a) La distance des rectangles et le moment au centre de la dalle :

Rectangle	$\rho = l_x / l_y$	u (m)	v (m)	u/l _x	v/l _y	M ₁	M ₂
I	0,62	1	1,22	0,67	0,63	0,076	0,071
II	0,62	0,5	1,22	0,33	0,63	0,101	0,058
III	0,62	1	0,72	0,67	0,37	0,090	0,071
IV	0,62	0,5	0,72	0,33	0,37	0,126	0,086

Tableau IV-16: les sollicitations.

Pour calculer le moment au centre de la dalle on utilise les abaques de **PIGEAUD** qui nous donne M₁ et M₂.

b) Les moments suivant les deux directions :

$$M_x^c = p'(M_1 + VM_2)$$

$$S = U \times V$$

$$M_y^c = p'(M_2 + VM_1)$$

$$s = u \times v = 0,2 \times 0,25$$

$$p' = S \times P$$

$$P = \frac{Q_0}{s}$$

P: la charge surfacique appliquée ce rectangle A (0,25.0, 25) cm²

Q₀: la charge appliquée sur la face de la dalle.

P': la charge totale.

↳ E.L.U: v=0 (béton fissuré)

$$p_u = \frac{Q_{0U}}{S} = \frac{1368.97 \times 10^2}{0,25 \times 0,25} \Rightarrow p_u = 219,04 \text{ KN/m}^2$$

$$p'_u = S \times p_u \Rightarrow p'_u = S \times 219,04 \text{ (KN)}$$

$$M_{xU}^c = p'(M_1)$$

$$M_{yU}^c = p'(M_2)$$

↳ E.L.S: v=0,2 (béton non fissuré)

$$P_s = \frac{Q_{0S}}{S} = \frac{996.55 \cdot 10^{-2}}{0,25 \times 0,25} \Rightarrow P_s = 159,45 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_s = S \cdot P_s$$

$$M_{xs}^c = P'_s (M_1 + 0,2M_2)$$

$$M_{ys}^c = P'_s (M_2 + 0,2M_1)$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

Les résultats sont les suivants:

	Surface	E.L.U			E.L.S		
		S (m ²)	P' _u (KN)	M ^c _{xu} (KN.m)	M ^c _{yu} (KN.m)	P' _s (KN)	M ^c _{xs} (KN.m)
I	1,22	255,52	19,42	18,14	185,83	16,76	16,02
II	0,61	127,76	12,90	7,41	92,92	10,46	7,27
III	0,72	150,80	13,50	10,71	109,67	11,43	9,76
IV	0,36	75,40	9,500	54,84	54,84	7,85	6,10

Tableau IV-14: tableau récapitulatif des moments à l'E.L.U et l'E.L.S.

➤ Le moment dus aux charges concentrées:

➤ E.L.U:

$$M_{xu}^c = (M_{xu}^c)_I - (M_{xu}^c)_{II} - (M_{xu}^c)_{III} + (M_{xu}^c)_{IV} \Rightarrow M_{xu}^c = 2,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu}^c = (M_{yu}^c)_I - (M_{yu}^c)_{II} - (M_{yu}^c)_{III} + (M_{yu}^c)_{IV} \Rightarrow M_{yu}^c = 6,50 \text{ KN.m}$$

➤ E.L.S:

$$M_{xs}^c = (M_{xs}^c)_I - (M_{xs}^c)_{II} - (M_{xs}^c)_{III} + (M_{xs}^c)_{IV} \Rightarrow M_{xs}^c = 2,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys}^c = (M_{ys}^c)_I - (M_{ys}^c)_{II} - (M_{ys}^c)_{III} + (M_{ys}^c)_{IV} \Rightarrow M_{ys}^c = 5,1 \text{ KN.m}$$

IV-4-6) Évaluations des moments dus aux charges réparties :

↳ Chargement:

- poids propre : G=0,15×25×1 ⇒ G=3,75 KN/ml
- charge d'exploitation: Q=1KN/m2×1m ⇒ Q=1KN/ml
- E.L.U: Q_u=1,35G+1,5Q ⇒ Q_u=6,563 KN/m
- E.L.S: Q_s=G+Q ⇒ Q_s=4,75 KN/m

↳ Sollicitations:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{2,25} \Rightarrow \rho = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

➤ E.L.U: v=0

$$\rho = 0,62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

$$M_{xu}^R = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0,0596 \times 6,563(1,5)^2 \Rightarrow M_{xu}^R = 0,880 \text{KN.m}$$

$$M_{yu}^R = \mu_y \times M_{xu}^R = 0,5440 \times 0,880 \Rightarrow M_{yu}^R = 0,476 \text{KN.m}$$

➤ E.L.S: v=0,2

$$\rho = 0,62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0661 \\ \mu_y = 0,6710 \end{cases}$$

$$M_{xs}^R = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 0,0661 \times 4,75(1,5)^2 \Rightarrow M_{xs}^R = 0,706 \text{KN.m}$$

$$M_{ys}^R = \mu_y \times M_{xs}^R = 0,6710 \times 0,706 \Rightarrow M_{ys}^R = 0,474 \text{KN.m}$$

IV-4-7) Les moments totaux appliqués à la dalle :

➤ Moment isostatique :

➤ E.L.U:

$$M_{xu}^0 = M_{xu}^C + M_{xu}^R = 2,52 + 0,880 \Rightarrow M_{xu}^0 = 3,40 \text{KN.m}$$

$$M_{yu}^0 = M_{yu}^C + M_{yu}^R = 6,50 + 0,479 \Rightarrow M_{yu}^0 = 6,98 \text{KN.m}$$

➤ E.L.S:

$$M_{xs}^0 = M_{xs}^C + M_{xs}^R = 2,72 + 0,706 \Rightarrow M_{xs}^0 = 3,43 \text{KN.m}$$

$$M_{ys}^0 = M_{ys}^C + M_{ys}^R = 5,1 + 0,474 \Rightarrow M_{ys}^0 = 5,57 \text{KN.m}$$

➤ Moments retenus :

➤ E.L.U:

→ Sens X-X:

↳ En travée : $M_{xu}^t = 0,75M_{xu}^0 = 0,75 \times 3,40 \Rightarrow M_{xu}^t = 2,55 \text{KN.m}$

↳ En appuis: $M_{xu}^a = 0,5M_{xu}^0 = 0,5 \times 3,40 \Rightarrow M_{xu}^a = 1,70 \text{kn.m}$

→ Sens Y-Y:

↳ En travée: $M_{yu}^t = 0,75M_{yu}^0 = 0,75 \times 6,98 \Rightarrow M_{yu}^t = 5,24 \text{KN.m}$

↳ En appuis: $M_{yu}^a = 0,5M_{yu}^0 = 0,5 \times 6,98 \Rightarrow M_{yu}^a = 3,49 \text{KN.m}$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

➤ E.L.S:

→ Sens X-X:

$$\Leftarrow \text{En travée : } M_{xs}^t = 0,75M_{xs}^0 = 0,75 \times 3,43 \Rightarrow M_{xs}^t = 2,57 \text{ KN.m}$$

$$\Leftarrow \text{En appuis: } M_{xs}^a = 0,5M_{xs}^0 = 0,5 \times 3,43 \Rightarrow M_{xs}^a = 1,72 \text{ KN.m}$$

→ Sens Y-Y:

$$\Leftarrow \text{En travée : } M_{ys}^t = 0,75M_{ys}^0 = 0,75 \times 5,57 \Rightarrow M_{ys}^t = 4,18 \text{ KN.m}$$

$$\Leftarrow \text{En appuis: } M_{ys}^a = 0,5M_{ys}^0 = 0,5 \times 5,57 \Rightarrow M_{ys}^a = 2,79 \text{ KN.m}$$

Sens	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
E.L.U	2,55 KN-m	1,70 KN-m	5,24 KN-m	3,49 KN-m
E.L.S	2,57 KN-m	1,72 KN-m	4,18 KN-m	2,79 KN-m

Tableau IV-15 : tableau récapitulatif des sollicitations maximums

IV-4-8) Calcul de ferraillage :

a) Section minimale des armatures:

→ Suivant Y-Y:

Pour les aciers à haute adhérence de nuance fe400

$$A_{\min}^y = 0,08\% (b.h)$$

$$A_{\min}^y = 0,08\% (100 \times 15) \Rightarrow A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 / ml$$

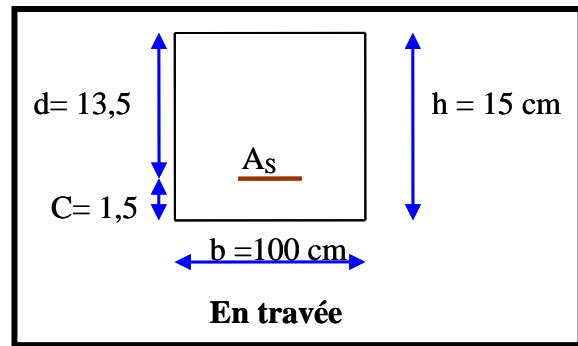
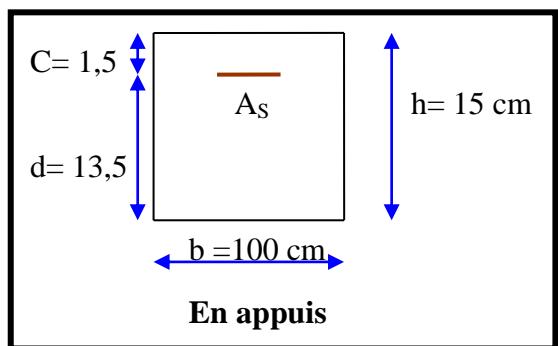
→ Suivant X-X:

$$A_{\min}^x = A_{\min}^y \times \frac{1}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) = A_{\min}^y \times \frac{1}{2} (3 - \rho)$$

$$A_{\min}^x = 1,2 \times \frac{1}{2} (3 - 0,85) \Rightarrow A_{\min}^x = 1,29 \text{ cm}^2 / ml$$

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

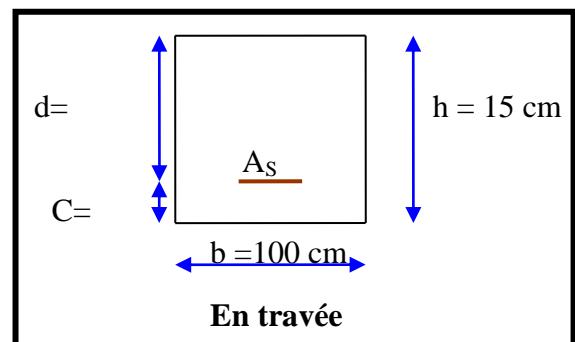
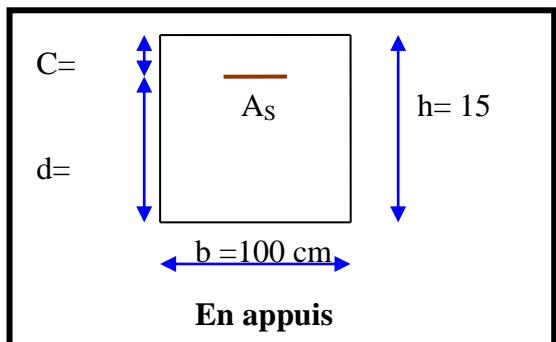
b) Sens X-X:



Sens X-X	M (KN.m)	μ	α	β	A_S (cm ² /ml)	A_{Smin} (cm ² /ml)	Le choix	e(cm)	A_S (cm ² /ml)
Travée	2,55	0,01	0,013	0,99	0,55	1,63	4T12	25	4,52
Appuis	1,70	0,007	0,009	0,99	0,36	1,63	4T12	25	4,52

Tableau IV-16: calcul des sections d'armatures de la dalle (sens X-X)

c) Sens Y-Y:



Sens Y-Y	M (KN.m)	μ	α	β	A_S (cm ² /ml)	A_{Smin} (cm ² /ml)	Le choix	e(cm)	A_S (cm ² /ml)
Travée	5,24	0,023	0,020	0,99	1,22	1,50	4T10	25	3,14
Appuis	3,49	0,095	0,019	0,99	0,80	1,50	4T10	25	3,14

Tableau IV-17: calcul des sections d'armatures de la dalle (sens Y-Y)

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

IV-4-9) Vérification à l'E.L.S:

- Contrainte maximale dans l'acier tendu (∇_s):

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour (∇_s).

- Contrainte maximale dans l'acier comprimée (∇_{bc}):

$$\begin{cases} \text{flexion simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{cases} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ alors: } \nabla_{bc} < \bar{\nabla}_{bc}$$

Sens	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	2,55	1,70	5,24	3,49
M_s (KN.m)	2,57	1,72	4,18	2,19
$\gamma = M_u/M_s$	0,99	0,98	1,25	1,59
$\gamma - 1/2 + f_{c28}/100$	0,25	0,24	0,38	0,55
α	0,013	0,009	0,029	0,019
vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau IV-18: tableau de vérification.

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

IV-4-10) vérification de l'effort tranchant:

a) contrainte tangente: $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

b) contrainte tangente limite: $\bar{\tau}_{lim} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma'_b} = 1,167 MPa$

c) l'effort tranchant :

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

c.1) l'effort tranchant dus aux charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle:

$$\rightarrow \text{Sens X-X: } T_x^R = \frac{Q_u}{3L_x} = \frac{6,563}{3,1,5} \Rightarrow T_x^R = 1,458 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{Sens Y-Y: } T_y^R = \frac{Q_u}{2L_y + L_x} = \frac{6,563}{2,1,94+1,5} \Rightarrow T_y^R = 1,220 \text{ KN}$$

c-2) l'effort tranchant dus aux charges réparties sur un rectangle (u.v):

$$T_u = \frac{Q_{0u}}{2u + V} = \frac{1309,02 \cdot 10^{-2}}{2,0,25 + 0,25} \Rightarrow T_u = 17,454 \text{ KN}$$

$$T_v = \frac{Q_{0v}}{3u} = \frac{1309,02 \cdot 10^{-2}}{3,0,25} \Rightarrow T_v = 17,454 \text{ KN}$$

$$\text{comme } (u = v = 25\text{cm}) \Rightarrow T_u = T_v = 17,454 \text{ KN}$$

c-3) l'effort tranchant totale :

\rightarrow Sens X-X:

$$V_u^x = T_x^R + T_u = 1,458 + 17,454 \Rightarrow V_u^x = 18,912 \text{ KN}$$

\rightarrow Sens Y-Y:

$$V_u^y = T_y^R + T_v = 1,220 + 17,454 \Rightarrow V_u^y = 18,674 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{total} = \max(V_u^x; V_u^y) = \max(18,912; 18,674) \text{ KN}$$

$$V_{total} = 18,912 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } \tau_u = \frac{V_{total}}{b.d} = \frac{18,92 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} \Rightarrow \tau_u = 0,140 \text{ MPa}$$

vérification des contraintes:

$$\tau_u = 0,140 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{limite} = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{contrainte vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Armatures finales :

Sens	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A _S (cm ² /ml)	4,52	4,52	3,14	3,14
e _s (cm)	25	25	25	25
Le choix	4T12	4T12	4T10	4T10

Tableau IV-19: résultat de ferraillage de la dalle machine.

Chapitre VI : Etude des Elément Non Structuraux

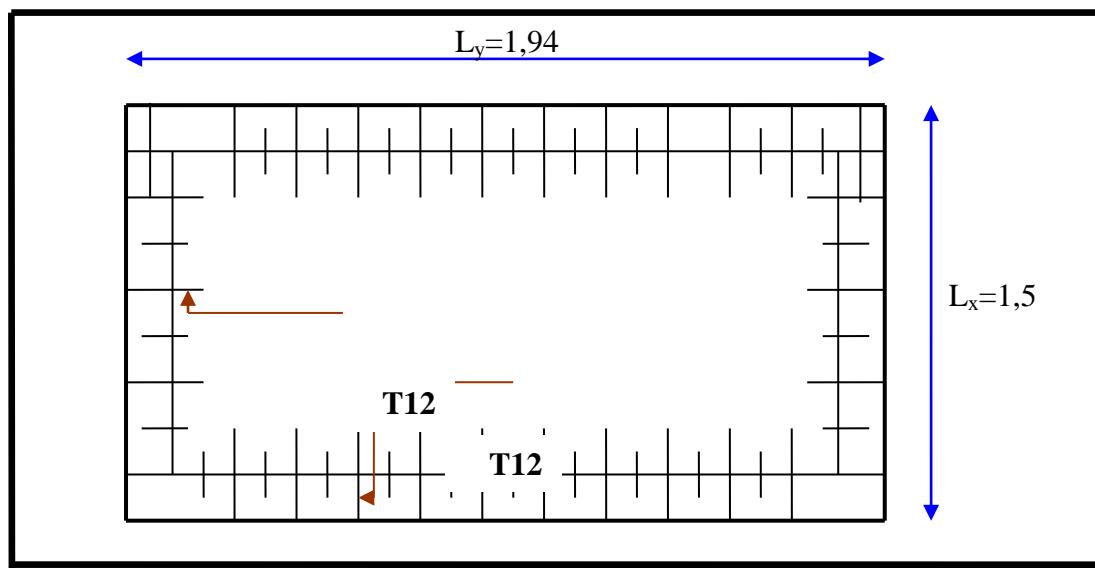


Figure IV-16: ferraillage supérieur du panneau de la dalle

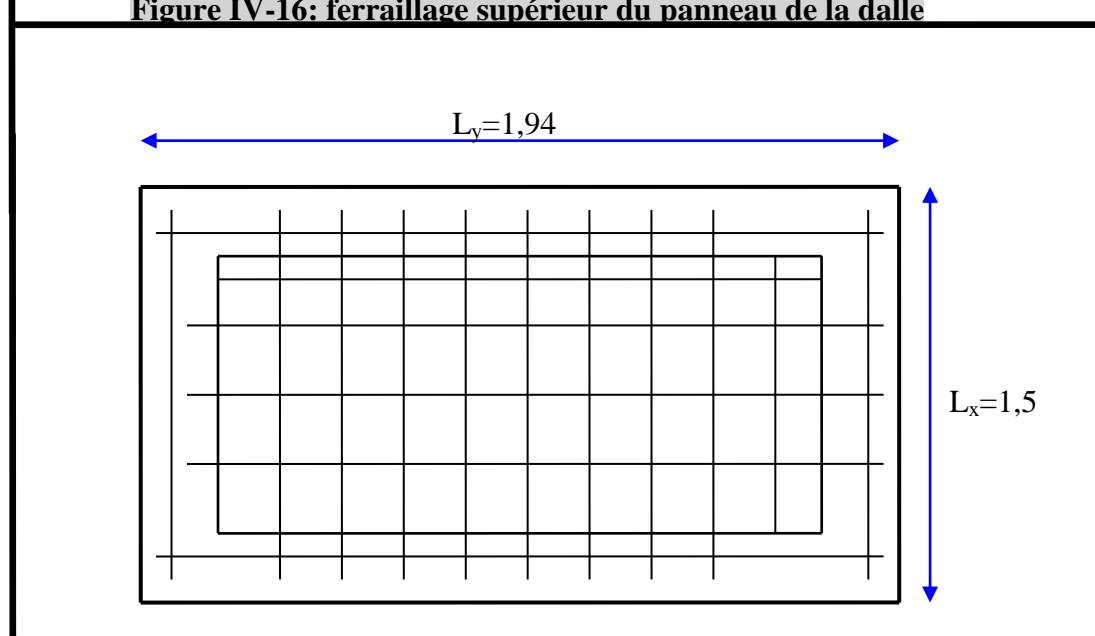
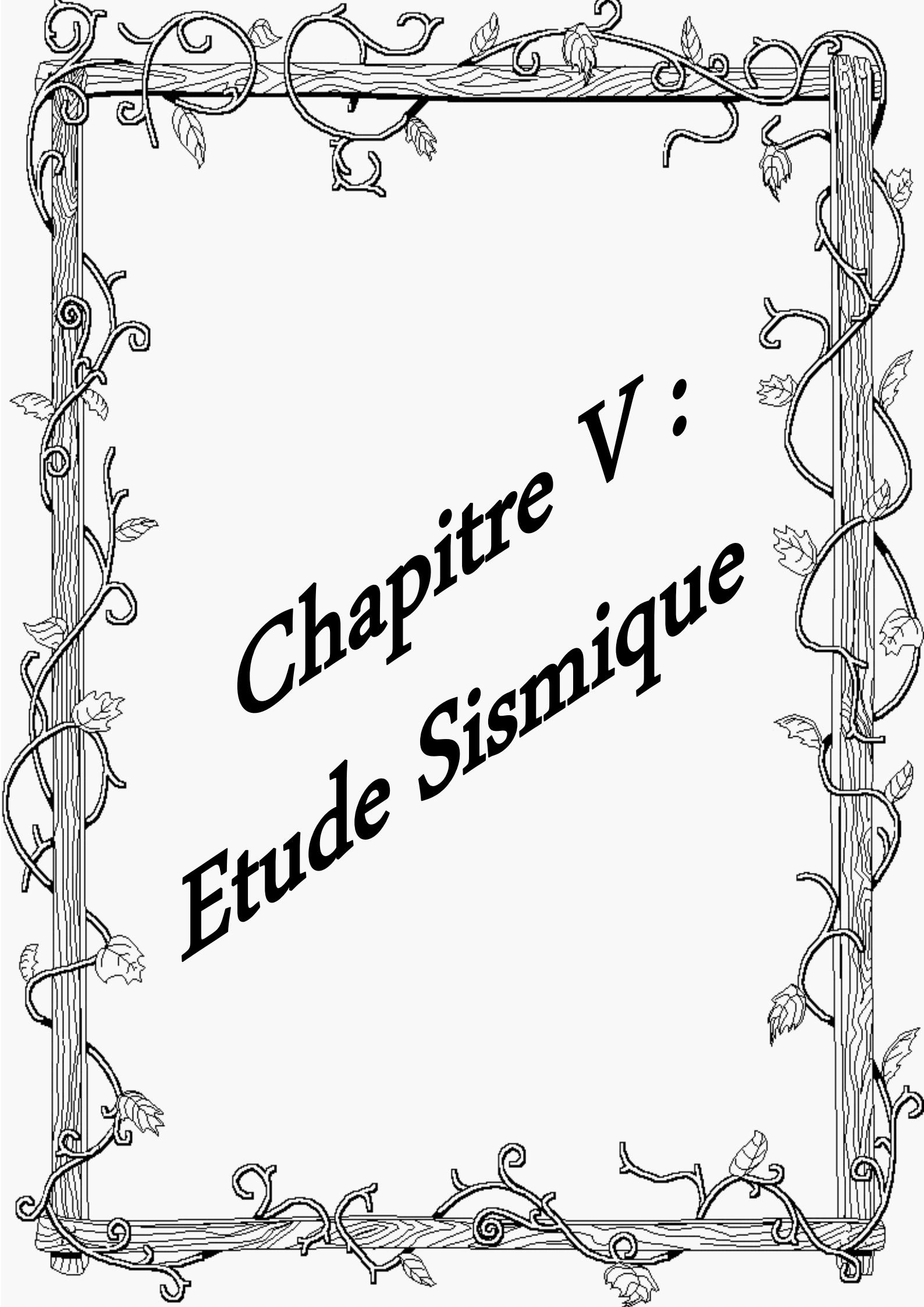


Figure IV-17: ferraillage inférieur du panneau de la dalle



Chapitre V :
Etude Sismique

SOMMAIRE	N° Pages
V.1. INTRODUCTION	111
V.2. Choix des méthodes d'estimations des forces sismiques	111
- V. 2 .1.Méthode statique équivalente	111
- V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	112
- V. 2.3. Méthode d'analyse dynamique par accéléromètres	113
V.3-Choix de la méthode de calcul	113
V.4. Spectre de réponse de calcul	114
- V.4.1 Calcul du poids total de chaque plancher	114
- V.4.2 Préparation des données de ETABS	114
V .5. Évaluation de la force sismique	115
- V.5.1 résultante de la force sismique	116
- V .5.2 Définitions de la valeur des coefficients	116
- V.5.3 La force sismique totale sera	119
- V-5-4 Distribution verticale de la force sismique	119
V .6. Modélisation et présentation de logiciel ETABS 9.2.0	120
- V .6.1 Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS	120
- V.6.2 Disposition des voiles	122
- V.6.3 Le choix de notre disposition des voiles	124
- V.6.4 La masse et le centre de masse et de rigidité	126
- V.6.5 Calcule de l'excentricité	127
- V-6-6 Vérification des déplacements	127
V-7 Conclusion	129

Liste des Tableaux

La Liste	N° Pages
Tableau V-1 : RPA 99 version2003 P41	116
Tableau V.2 : Q : facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P	117
Tableau V-3: Vérification de la force sismique statique	119
Tableau V-4 : Résultat de 1^{ère} disposition des murs voile	123
Tableau V-5 : Résultat de 2^{ère} disposition des murs voile	125
Tableau V-6 : centre de masse et centre de rigidité	126
Tableau V-7 : Calcul de l'excentricité	127
Tableau V- 8) calcule de déplacement Sens XX	128
Tableau V- 9) calcule de déplacement Sens YY	129

Liste de figure

La Liste	N° Pages
Figure V-1 : de la structure sur ETABS	121
Figure V-2: la 1^{ère} disposition des murs voile	122
Figure V-3: la 2^{ère} disposition des murs voile	124

Chapitre V : Etude Sismique

V.1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul séismique a pour le but de réduire de la probabilité du dommage importante, dans la construction soumise à des séismes moyens et accepte que les structures soient endommagées sans effondrement pour les grands séismes. Il dépend de degré d'activité sismique de la région considérée

V.2. Choix des méthodes d'estimations des forces sismiques:

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accéléromètre.

V. 2 .1.Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ‘ translation horizontale’ par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

C .Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

Chapitre V : Etude Sismique

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

a. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci

étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

b. Modélisation :

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre I).

-Détermination des caractéristiques géométriques des elles utilisées:(voir chapitre II).

-Détermination les conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

Chapitre V : Etude Sismique

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y)

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$
- 7) $G + Q + 1.2E$

c. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V. 2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

V.3-Choix de la méthode de calcul :

la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente sont applicables, d'après le RPA99 modifié 2003.

Remarque : Le calcul sismique de la structure étudié dans ce projet se fera par la méthode dynamique modale spectrale.

V Dynamique > 80% V Statique

Avec : V_{Dyn} : La résultante des forces sismiques à la base.

V_{Stat} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente

Chapitre V : Etude Sismique

V.4. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ε : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q: Facteur de qualité.

4.1 Calcul du poids total de chaque plancher

Poids totale = charge permanente + $\beta\%$ × surcharge

β : Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99

- Pour les locaux d'habitation $\beta = 20\%$

4.2 Préparation des donnés de ETABS

a. Calcul de la masse sismique dans chaque niveau

Méthode de calcul :

G= charge permanente (Kg/m²) P= charge d'exploitation (Kg/m²)

Surface : S

Périmètre :Pér

Terrasse :

Plancher: G x S

Acrotère: S_{Acrotère} x 2500 x Pér

Poutres principales : S_{pp} x 2500 x n x L

Chapitre V : Etude Sismique

Poutres secondaires :	$S_{ps} \times 2500 \times n \times L$
$\frac{1}{2}$ poteaux :	$0,5 \times (S_{pot} \times 2500 \times H_{hauteur_pot} \times n)$
$\frac{1}{2}$ murs de façade :	$0,5 \times (\gamma_{mur} \times h_e \times L \times 0,7)$
$\frac{1}{2}$ murs voiles :	$0,5 \times H_{voile} \times 2500 \times p\acute{e}r \times \text{épaisseur}$

Etage courant :

Plancher:	$G \times S$
Poutres principales :	$S_{pp} \times 2500 \times n \times L$
Poutres secondaires :	$S_{ps} \times 2500 \times n \times L$
Poteaux :	$S_{pot} \times 2500 \times H_{hauteur_pot} \times n$
Murs de façade :	$\gamma_{mur} \times h_e \times L \times 0,7$
Murs voiles :	$H_{voile} \times 2500 \times p\acute{e}r \times \text{épaisseurs}$

b. W : Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = WG + \beta WQ \quad (4-5)$$

- WG : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- WQ : Charges d'exploitation.

V .5. Évaluation de la force sismique

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

Chapitre V : Etude Sismique

V.5.1 résultante de la force sismique

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

V .5.2 Définitions de la valeur des coefficients

1. coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de ORAN (zone IIa) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A=0,25$.

GROUPE	ZONE			
	I	II_a	II_b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V-1 : RPA 99 version2003 P41

2. coefficient de comportement globale de structure(R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA99 en fonction du système de contreventement, $R \leq 5$

3. facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

Chapitre V : Etude Sismique

		P_q	
		O	N/O
1	Système de portiques: au - 3 travées dans chaque file de portique et à tous les NIV dont le rapport des portées $\leq 1,5$	0	0,05
	Système de voiles: au - 1 trumeau dans chaque file de voiles et à tous les NIV dont le rapport des portées $\leq 1,5$		
2	Au - 4 file de portique et/ou voiles en plan à chaque étage et dont le rapport (L_{\max}/L_{\min}) $\leq 1,5$	0	0,05
3	La structure est classée régulière en plan	0	0,05
4	La structure est classée régulière en élévation	0	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux (N/O)	0	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution (Contrôle chantier) (N/O)	0	0,1

	P_q	
Critère q	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau V.2 : Q : facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1.20$. (RPA 99 révisée en 2003)

4. le pourcentage d'amortissement critique

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 10 \%$; (tableau4.2.RPA99)

Chapitre V : Etude Sismique

5. la période fondamentale T

La période T peut être estimé à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

$$C_t = 0.05$$

$$T = 0,05 \times 39,42^{3/4} = 0,787 \text{ sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

Suivant x-x : $L_x = 19,90 \text{ m}$. $T_x = \frac{0.09h}{\sqrt{lx}} = \frac{0.09 \times 39,42}{\sqrt{19,90}} = 0,795 \text{ s}$

Suivant y-y : $L_y = 15,20 \text{ m}$. $T_y = \frac{0.09x39,42}{\sqrt{15,20}} = 0,909 \text{ s}$

$$T_x = \min(0,795; 0,787) \implies T_x = 0,787 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,909; 0,787) \implies T_y = 0,787 \text{ s}$$

6. période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,50 \text{ s} \dots \text{(Tableau 4.7.RPA99).}$$

7. facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0,764 \geq 0,7$$

8. facteur d'amplification dynamique : Donné par la formule :

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

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3s \quad 0,50 < 0,785 < 3s$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \eta \cdot (T_2/T_x)^{2/3} = 1,40$$

$$\text{Sens y : } T_2 < T_y < 3s \implies 0,50 < 0,787 < 3s$$

Chapitre V : Etude Sismique

Donc : $D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,40$

V.5.3 La force sismique totale sera :

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,40 \times 1,20}{5} \times 29755,96 = 2499,50 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,40 \times 1,20}{5} \times 29755,96 = 2499,50 \text{ KN}$$

Sens	X-X				Y-Y			
	V _S	V _D	80% V _S	V _D /80% V _S	V _S	V _D	80% V _S	V _D /80% V _S
	2499,50	2223,84	1999,6	C.V	2499,50	2076,48	1999,6	C.V

Tableau V-3: Vérification de la force sismique statique

V-5-4 Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_t : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_x \leq 0,7s \\ T_y > 0,7s \end{cases} \Rightarrow \begin{array}{l} F_{tx} = 0 \\ F_{ty} = 0,07 V_y T_y \leq 0,25 V_y \end{array}$$

$$F_{ty} = 0,07 \times 0,787 \times 2707,79 = 149,17 \text{ KN} \leq 0,25 \times 2707,79 = 676,95 \text{ KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

W_i W_j: poids revenant aux planchers, i, j.

h_j : niveau d'un plancher quel conque

h_i : le niveau ou s'exerce la force F_i

Chapitre V : Etude Sismique

V .6 . Modélisation et présentation de logiciel ETABS 9.2.0 :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers Rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les Masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie Particulièrement Adapté aux bâtiments.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque

D'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types de la structure.

V .6.1 Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS :

- 1) opter pour un système d'unités (**KN/m**).
- 2) définition de la géométrie de base.
- 3) définition des matériaux.
- 4) définition des sections.
- 5) définition de l'élément dalle et voile (**Shell. all**).
- 6) ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) introduction du spectre de réponse à appliquer.
- 9) définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- **C1 : G+Q**
- **C2 : 1,35 G+1,5Q**
- **C3 : G+Q+EX**
- **C4 : G+Q+EY**
- **C5:0,8G+EX**
- **C6:0,8G+EY**
- **C7 : G+Q+1,2EX.**
- **C8 : G+Q+1,2EY.**

10) affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

11) ajouter un diaphragme à chaque plancher.

12) Définir les conditions aux limites :

a) pour les fondations en choisissant un type d'appui.

13) lancer l'analyse.

Chapitre V : Etude Sismique

14) ouvrir le fichier résultat dont l'extension est .OUT afin de vérifier les Déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour Voir si le nombre de modes choisis est suffisant.

15) visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

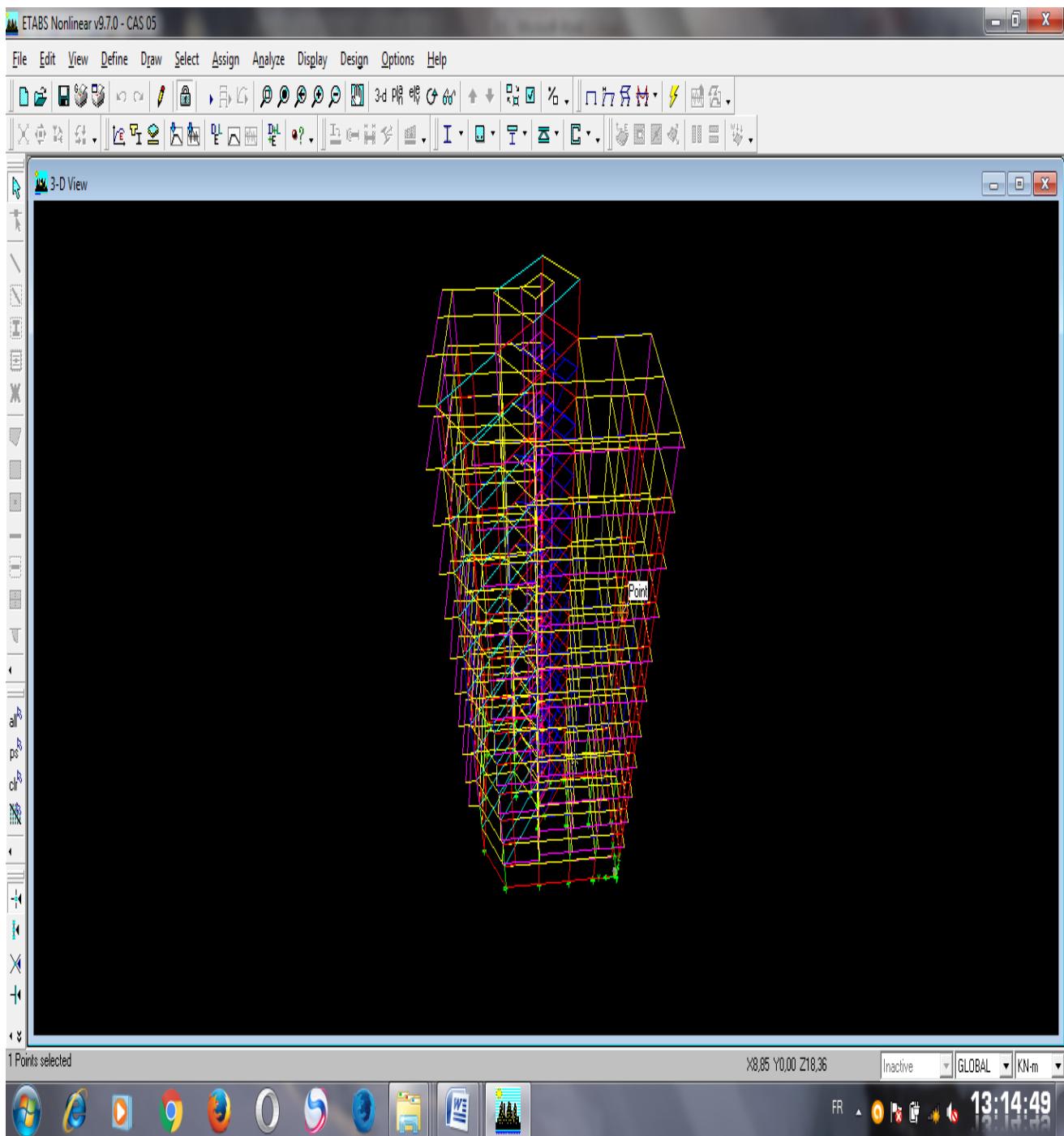


Figure V-1 de la structure sur ETABS

Chapitre V : Etude Sismique

V.6.2 Disposition des voiles:

Pour choisir la bonne disposition de voile, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

Variante n°1 :

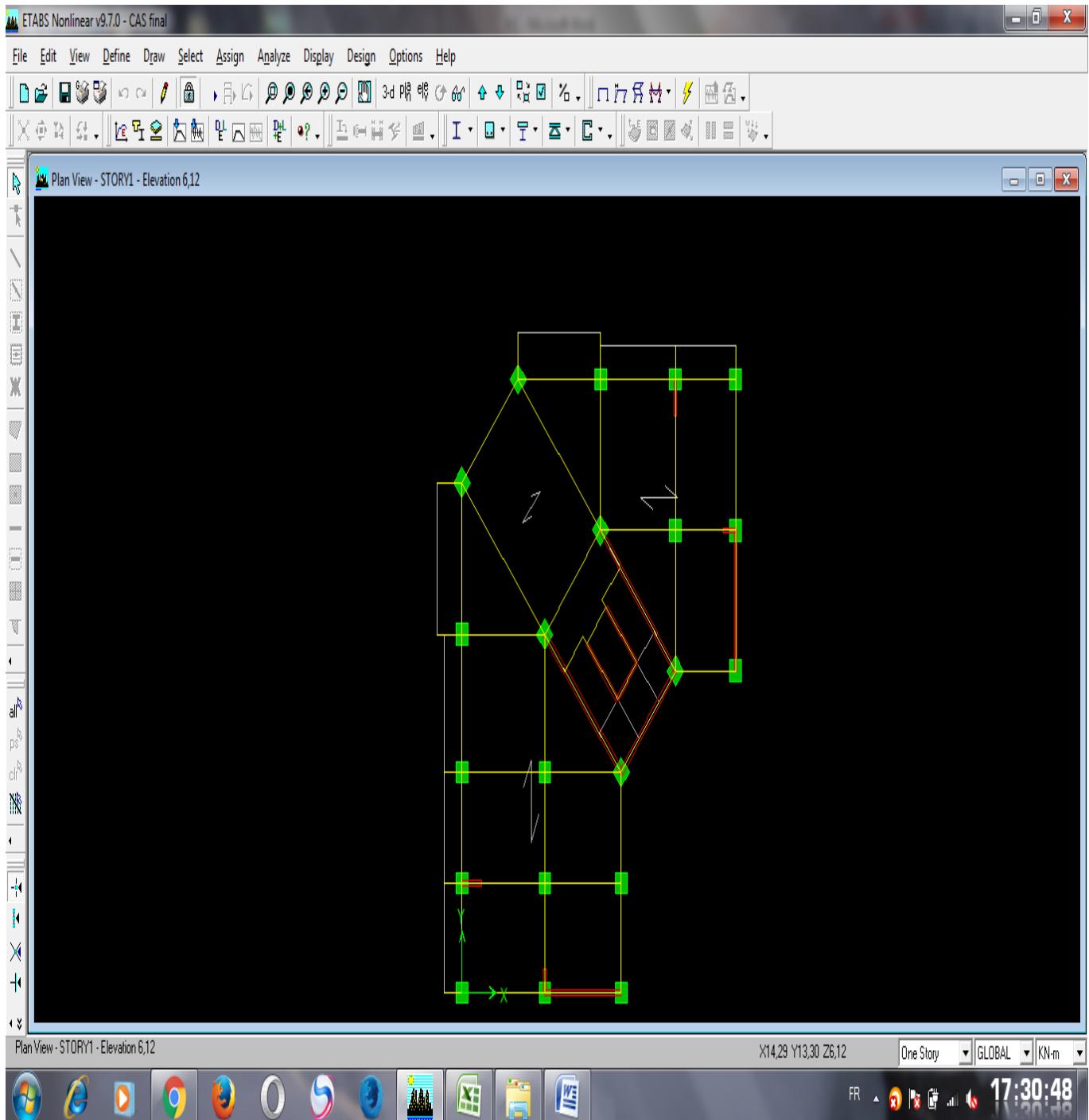


Figure V-2: la 1^{ère} disposition des murs voile

Chapitre V : Etude Sismique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,144038	19,5088	24,5334	19,5088	24,5334
2	0,651469	35,9589	26,2499	55,4677	50,7833
3	0,498326	7,428	12,1922	62,8958	62,9755
4	0,324736	4,3088	5,5405	67,2045	68,516
5	0,156462	1,457	1,8059	68,6616	70,322
6	0,144013	12,1712	7,0579	80,8328	77,3799
7	0,120104	1,9998	5,545	82,8326	82,9248
8	0,096186	0,5702	0,7821	83,4028	83,707
9	0,067578	0,8645	0,5586	84,2673	84,2655
10	0,063554	4,2577	2,4138	88,5249	86,6793
11	0,055433	0,3689	1,9534	88,8939	88,6327
12	0,051535	0,4332	0,5506	89,3271	89,1833
13	0,041468	0,1345	0,2457	89,4616	89,429
14	0,039219	2,5897	0,8225	92,0513	90,2515
15	0,035741	0,2283	1,5495	92,2796	91,801
16	0,034131	0,0006	0,0913	92,2802	91,8924
17	0,030648	0,4207	0,2614	92,7009	92,1537
18	0,028705	0,0896	0,1113	92,7905	92,265
19	0,02804	1,3627	0,5706	94,1532	92,8356
20	0,026192	0,1351	0,388	94,2884	93,2236
21	0,025012	0,1807	0,6888	94,4691	93,9124
22	0,023474	0,101	0,0665	94,5701	93,9789
23	0,022243	1,1375	0,429	95,7076	94,4078
24	0,02011	0,3198	0,9112	96,0274	95,3191
25	0,018793	0,9221	0,2676	96,9495	95,5867
26	0,017351	0,9596	1,0713	97,9091	96,658
27	0,017067	0,0993	0,4537	98,0085	97,1117
28	0,016646	0,0585	0,0565	98,067	97,1681
29	0,016542	0,0191	0,0125	98,0861	97,1807
30	0,016515	0,0029	0,0056	98,0889	97,1863
31	0,01651	0,0023	0,0041	98,0913	97,1904
32	0,016398	0,0012	0,0005	98,0925	97,191
33	0,016392	0,0029	0,0006	98,0954	97,1916

Tableau V-4 : Résultat de 1^{ère} disposition des murs voile

Chapitre V : Etude Sismique

V.6.3 Le choix de notre disposition des voiles:

La disposition des voiles doit satisfaire à plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version2003.

C'est la raison pour laquelle on a choisi **la 2^{ère} disposition**, car elle satisfait à tous les conditions citées au paravent.

Variante n°2 :

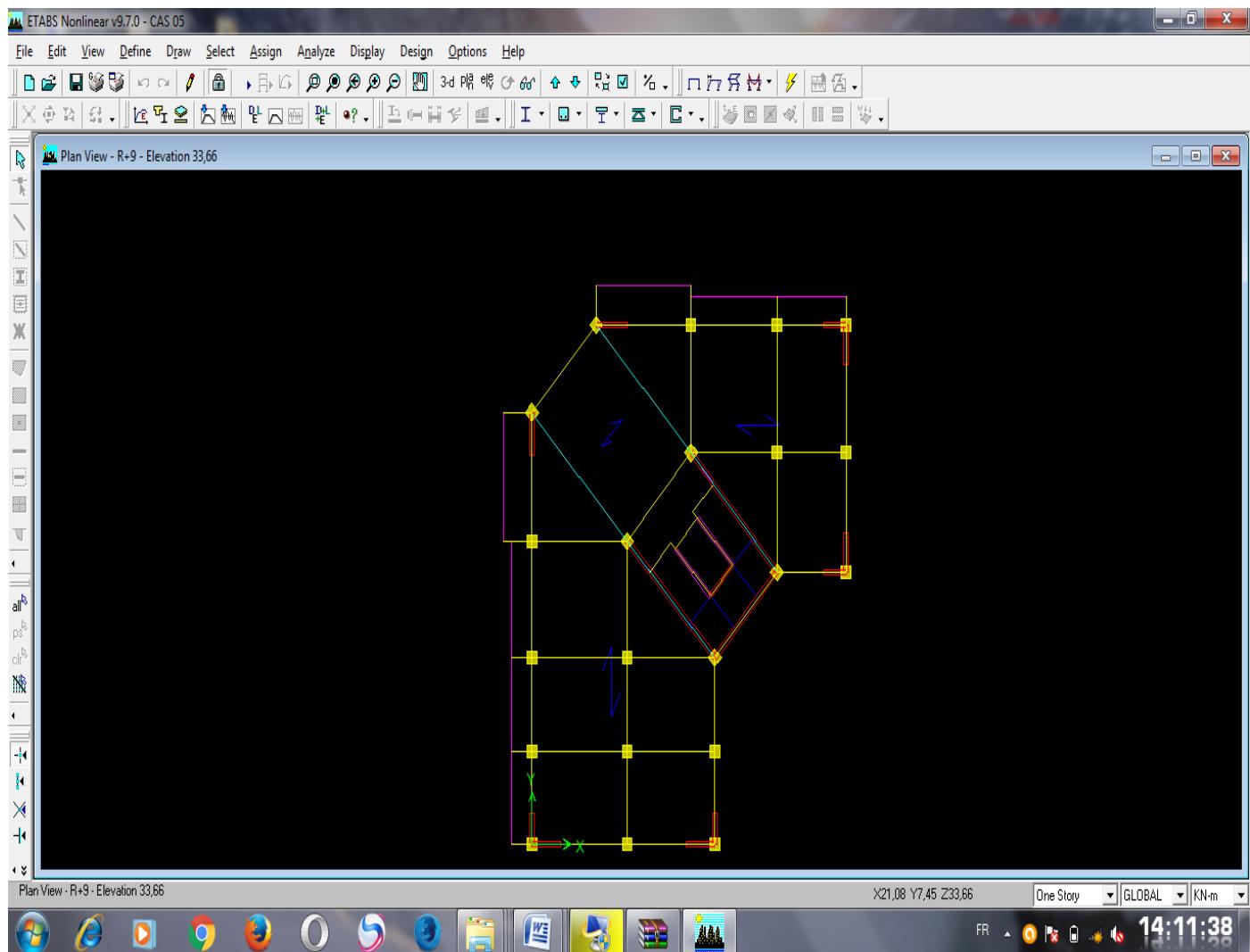


Figure V-3: la 2^{ère} disposition des murs voile

Chapitre V : Etude Sismique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,959011	15,1071	26,7068	15,1071	26,7068
2	0,653582	41,7465	20,6491	56,8536	47,3558
3	0,553866	6,3434	15,726	63,1969	63,0819
4	0,284347	2,9624	5,2497	66,1593	68,3316
5	0,156094	13,3196	0,7603	79,4789	69,0919
6	0,14452	1,1431	7,5093	80,6221	76,6012
7	0,14011	1,0096	5,4684	81,6317	82,0696
8	0,084923	0,3809	0,8231	82,0125	82,8927
9	0,074077	3,8782	0,2071	85,8908	83,0998
10	0,065543	1,5471	4,3738	87,4379	87,4736
11	0,057589	0,3364	0,4664	87,7743	87,94
12	0,047897	1,7375	0,2962	89,5118	88,2362
13	0,042147	0,0908	0,7124	89,6026	88,9486
14	0,040458	1,4144	1,7604	91,017	90,709
15	0,035879	0,8168	0,3794	91,8337	91,0884
16	0,032458	0,0356	0,3152	91,8694	91,4036
17	0,030257	1,325	0,0297	93,1944	91,4332
18	0,028887	0,3741	1,6102	93,5685	93,0435
19	0,026198	0,1559	0,0004	93,7244	93,0439
20	0,025289	0,8688	0,4595	94,5932	93,5034
21	0,022806	0,781	0,9524	95,3742	94,4558
22	0,021786	0,4299	0,3813	95,804	94,8371
23	0,02119	0,3107	0,3088	96,1147	95,1459
24	0,019125	0,8946	0,489	97,0093	95,6348
25	0,01861	0,514	0,8703	97,5233	96,5051
26	0,018138	0,0101	0	97,5334	96,5051
27	0,017086	0,1913	0,4463	97,7247	96,9514
28	0,016711	0,397	0,1242	98,1217	97,0756
29	0,016584	0,0004	0,1623	98,1221	97,2379
30	0,016486	0,0211	0,0126	98,1431	97,2505
31	0,016448	0,0047	0,0057	98,1478	97,2562
32	0,016447	0,0166	0,0099	98,1644	97,2661
33	0,016341	0,0009	0,0037	98,1653	97,2698

Tableau V-5 : Résultat de 2^{ère} disposition des murs voile

Chapitre V : Etude Sismique

V.6.4 La masse et le centre de masse et de rigidité :

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR
S/SOL	D1	7,174	9,852	7,479	10,444
RDC	D2	6,922	10,027	7,152	10,563
R+1	D3	6,921	10,035	7,274	10,402
R+2	D4	6,922	10,043	7,385	10,346
R+3	D5	6,921	10,051	7,449	10,319
R+4	D6	6,911	10,066	7,486	10,292
R+5	D7	6,922	10,058	7,607	10,242
R+6	D8	6,922	10,066	7,560	10,250
R+7	D9	6,922	10,073	7,569	10,223
R+8	D10	6,922	10,080	7,576	10,204
R+9	D11	6,828	10,186	7,534	10,256
R+10	D12	6,705	10,282	7,415	10,347
BIANDERIE	D13	8,426	10,382	9,146	10,437

Tableau V-6 : centre de masse et centre de rigidité

- excentricité théorique (e_t) : $\begin{cases} e_{tx} = X_{CR} - X_{Cm} \\ e_{ty} = Y_{CR} - Y_{Cm} \end{cases}$
- excentricité accidentelle (additionnelle) (e_a) : $e_a = 0,05L$

L étant la dimension du plancher perpendiculaire à l'action sismique.

$$\begin{cases} e_{ay} = 0,05 \times 19,90 \Rightarrow e_{ay} = 0,995m \\ e_{ax} = 0,05 \times 15,20 \Rightarrow e_{ax} = 0,76m \end{cases}$$

Chapitre V : Etude Sismique

V.6.5 Calcul de l'excentricité :

NIVEAU	excentricité théorique (et)		Obs
	e_{tx}	e_{ty}	
S/SOL	0,305	0,592	C.V
RDC	0,230	0,536	C.V
R+1	0,353	0,367	C.V
R+2	0,459	0,303	C.V
R+3	0,528	0,268	C.V
R+4	0,575	0,226	C.V
R+5	0,615	0,184	C.V
R+6	0,638	0,150	C.V
R+7	0,647	0,124	C.V
R+8	0,654	0,102	C.V
R+9	0,706	0,070	C.V
R+10	0,710	0,065	C.V
BIANDERIE	0,720	0,055	C.V

Tableau V-7 : Calcul de l'excentricité

V-6-6) Vérification des déplacements :

Selon la RPA99V2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0,01 \cdot h_e$$

Avec :

Δ_K : Le déplacement relative au niveau K par rapport au niveau K-1 avec

Chapitre V : Etude Sismique

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement R=5

h_e : Hauteur de l'étage

δ_K : Déplacement horizontale à chaque niveau K

δ_{eK} : Déplacement et des forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

D'après les résultats donnés par L'ETABS ; les déplacements relatifs des nœuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X

Story	Diaphragm	Load	δ_x	Δ_K	$\Delta_K \times R$	0,01Xh	Vérification
STORY11	D11	EX	1.45	0.15	0.75	3,06	C, V
STORY10	D10	EX	1.30	0.16	0.8	3,06	C, V
STORY9	D9	EX	1.14	0.05	0.25	3,06	C, V
STORY8	D8	EX	1.09	0.25	1.25	3,06	C, V
STORY7	D7	EX	0.84	0.15	0.75	3,06	C, V
STORY6	D6	EX	0.69	1.15	0.75	3,06	C, V
STORY5	D5	EX	0.54	0.14	0.70	3,06	C, V
STORY4	D4	EX	0.40	0.14	0.70	3,06	C, V
STORY3	D3	EX	0.26	0.11	0.55	3,06	C, V
STORY2	D2	EX	0.15	0.10	0.50	3,83	C, V
STORY1	D1	EX	0.05	0.50	2.50	4,08	C, V

Tableau V- 8 : calcul de déplacement Sens XX

Chapitre V : Etude Sismique

Sens YY :

Story	Diaphragm	Load	δ_y	Δ_K	$\Delta_K \times R$	0,01Xh	Vérification
STORY11	D11	EY	1.70	0.17	0.85	3,06	C, V
STORY10	D10	EY	1.53	0.18	0.9	3,06	C, V
STORY9	D9	EY	1.35	0.17	0.85	3,06	C, V
STORY8	D8	EY	1.18	0.18	0.9	3,06	C, V
STORY7	D7	EY	1	0.18	0.9	3,06	C, V
STORY6	D6	EY	0.82	0.18	0.9	3,06	C, V
STORY5	D5	EY	0.64	0.17	0.85	3,06	C, V
STORY4	D4	EY	0.47	0.16	0.8	3,06	C, V
STORY3	D3	EY	0.31	0.13	0.65	3,06	C, V
STORY2	D2	EY	0.18	0.14	0.7	3,83	C, V
STORY1	D1	EY	0.04	0.04	0.2	4,08	C, V

Tableau V- 9) calcule de déplacement Sens YY

On constate que le modèle présente :

Le 1 mode est un mode de torsion

Le 2 mode translation

Chapitre V : Etude Sismique

V-6-7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Avec :

Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

Déjà calculé.

Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure. h

Niveaux	P (KN)	V x (KN)	V y (KN)	Δex(m m)	Δey(m m)	h k(mm)	Θ x	Θ y	obs
12	391,42	346,7514	351,8420	7,944	7,776	3060	0,02036	0,01964	C.V
11	1988,78	768,8359	780,1231	8,144	7,96	3060	0,02199	0,02118	C.V
10	2240,60	1149,651	1166,507	8,304	8,084	3060	0,02357	0,02262	C.V
9	1269,52	1494,001	1515,935	8,32	8,076	3060	0,02488	0,02380	C.V
8	2371,18	1796,491	1822,865	8,2	7,932	3060	0,02589	0,02468	C.V
7	2403 ,74	2057,097	2087,297	7,864	7,58	3060	0,02629	0,02497	C.V
6	2441,91	2279,377	2312,840	7,288	7,004	3060	0,02590	0,02453	C.V
5	2478,59	2459,093	2495,194	6,484	6,22	3060	0,02459	0,02324	C.V
4	2529,31	2596,244	2634,360	5,344	5,124	3060	0,02171	0,02052	C.V
3	2520,70	2663,439	2702,541	4,232	4,064	3060	0,01633	0,01545	C.V
2	2561,39	2697,037	2736,632	1,94	1,88	4080	0,00795	0,00759	C.V
1	2607,60	2661 0,30	2760,876	1 ,70	1,56	3840	0,00654	0,00543	C .V

Tableau V-10 : de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

Vu les résultats obtenus les conditions 0, 1 est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés. y x

Conclusion : d'après le résultat obtenu on prend le modèle final pour le ferrailage de notre structure.

Chapitre V : Etude Sismique

V-6-8) Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivante :

Ms : Moment stabilisant, $Ms=W.L/2$

Mr: Moment renversant $Mr = SFi \times hi$ $Ms/ Mr \geq 1.5$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique de niveau

Sens longitudinal :

$W(KN)$	L_x	$L_x/2$	$M_s(kN.m)$	Mr (kN.m)	Ms/ Mr	Vérification
29755.96	15,90	7,95	236559,88	30872,445	7,66	C.V

Tableau V-11: Vérification au renversement Sens longitudinal

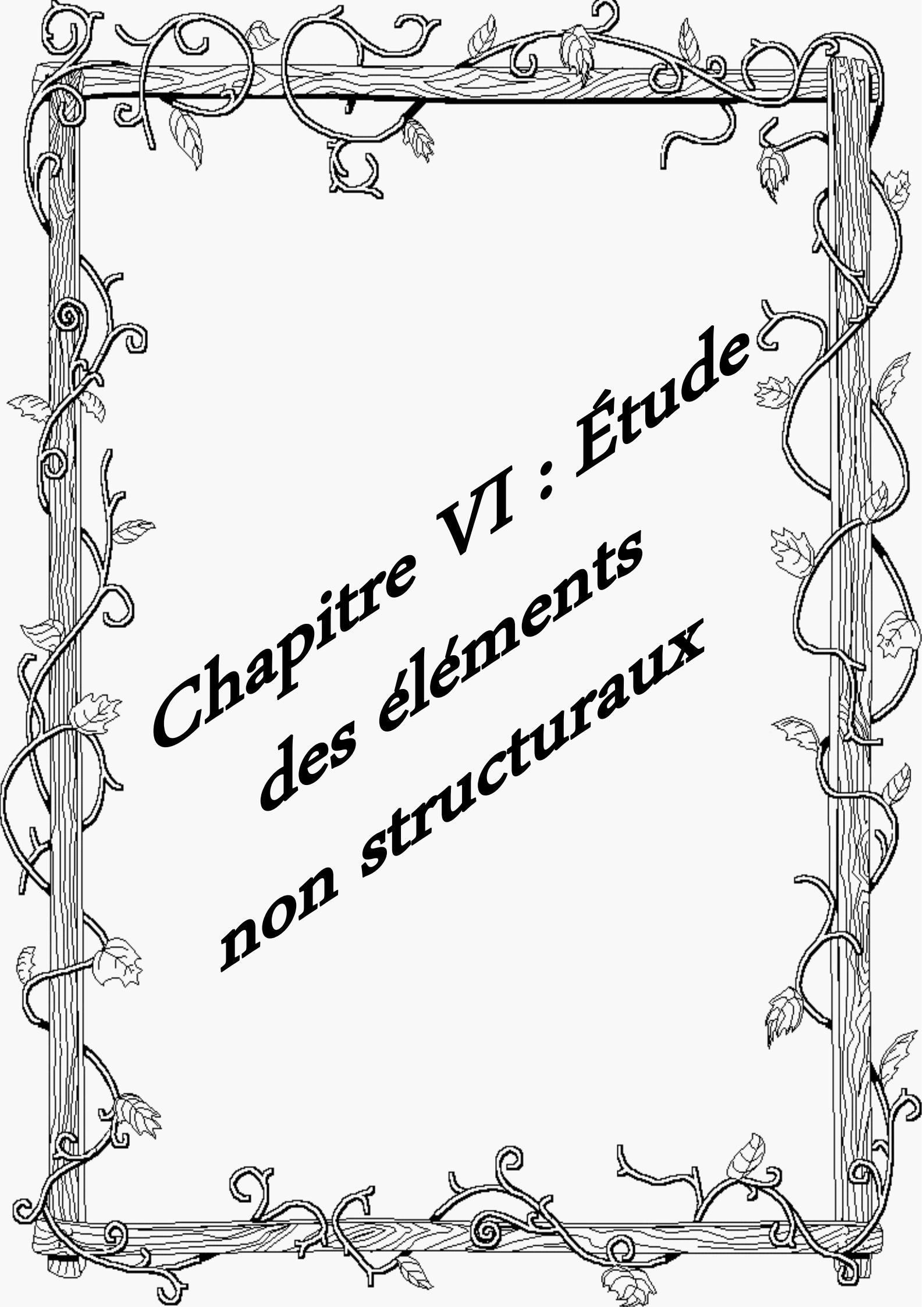
Sens transversal :

$W(KN)$	L_y	$L_y/2$	M_s (kN.m)	Mr (KN.m)	Ms/ Mr	Vérification
29755.96	19,20	9,60	285657,22	53105,538	5,38	C.V

Tableau V-12: Vérification au renversement Sens transversal

V-7) Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons effectué un calcul dynamique par la méthode spectrale à fin d'étudier les éléments structuraux de la structure dans le chapitre qui suit.



Chapitre VI : Étude des éléments non structuraux

SOMMAIRE	N° PAGES
VI)Introduction	131
VI-1)Etude des poteaux	131
- VI-1-1) Rappel	132
- VI-1-2 Résultats des sollicitations des poteaux	133
- VI-1-3) Exemple de calcul	133
- VI-1-4) Ferraillage des poteaux	133
- VI-1-5) Vérification de l'effort tranchant	137
- VI-1-6) Calcul des armatures transversales	137
- VI-1-7) Longueur de recouvrement	138
- VI-1-8) Détermination de la zone nodale	139
- VI-1-9) Plan de ferraillage	140
VI-2) Etude des poutres	143
- VI-2-1) Exemple de calcul P.P (30×40) cm^2	143
- VI-2-2) Vérification de l'effort tranchant	145
- VI-2-3) Calcul des armatures transversales	145
- VI-2-4) Recouvrement des barres longitudinales	148
- VI-2-5) Anchorage des armatures tendues	148
- VI-2-6) Longueur de scellement droit	148
VI-3) Etude des murs voiles	149
- VI-3-1) Etude des voiles périphériques	149
- VI-3-2) Calcul de la poussée des terres	150
- VI-3-3) Evaluation des charges	150
- VI-3-4) Calcul de sollicitation	150
- VI-3-5) Calcul de ferraillage	151
- VI-3-6) Vérification de l'effort tranchant	154
- VI-3-7) Etude des murs voiles de contreventement	155
- VI-3-8) Détermination des sollicitations (N. M)	156
- VI-3-9) Déterminations des armatures	156

Liste des Tableaux

La Liste	N° Pages
Tableau VI.1. -Les différents efforts internes	133
Tableau VI-2: ferraillage des poteaux.	139
Tableau VI-3 : ferraillage des poutres	148
Tableau VI-4 : Vérification à l'E.L.S	153
Tableau VI-5 : Vérification de l'effort tranchant	154
Tableau VI-6 : les sollicitations des voiles	156

Liste de figure

La Liste	N° Pages
Figure VI-1 : Directions des moments et les efforts sur le poteau	132
Figure VI-2 : la zone nodale	139
Figure VI-3 : section de calcul	144
Figure VI-4 Panneau de voile	149
Figure VI-5: Schéma statique de panneau de la dalle	150
Figure VI-6 position du mur voile	155
Figure VI-7 ferraillage de voile	159

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI) Introduction :

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment. Ils transmettent la totalité des charges verticales et horizontales par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol.

Pour l'étude des éléments structuraux, on s'intéresse aux éléments les plus sollicités.

Pour la détermination des sollicitations, on utilise les combinaisons suivantes :

➤ Combinaison fondamentale : BAEL 91

$$\begin{cases} G+Q \\ 1.35G+1.5Q \end{cases} \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 MPa \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bc} = 14,2 MPa \end{cases}$$

➤ Combinaison accidentelle : RPA 99

$$\begin{cases} G+Q \pm 1,2E \\ G+Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 MPa \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bc} = 18,5 MPa \end{cases}$$

VI-1) Etude des poteaux :

- Les poteaux sont des éléments verticaux qui constituent les éléments porteurs du système plancher-poutre. Leurs rôles sont de supporter les charges verticales et les transmettre aux fondations.
- Les poteaux sont sollicités à la compression (compression centrée ou excentrée). Ils sont calculés en fonction des efforts normaux et des moments fléchissants sous les combinaisons suivantes :

a) Combinaison fondamentale (BAEL 91) :

$$\begin{cases} G + Q & (\text{ELS}) \\ 1,35G + 1,5Q & (\text{ELU}) \end{cases}$$

b) Combinaison accidentelle (RPA 99) :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2E_x \\ G + Q \pm 1,2E_y \end{cases}$$

Le calcul des armatures longitudinales, on a trois cas de sollicitations

$$\begin{array}{lll} G + Q : N_{\max} & \xrightarrow{\hspace{1cm}} & M_{\text{corr}} \\ 1,35G + 1,5Q : N_{\max} & \xrightarrow{\hspace{1cm}} & M_{\text{corr}} \\ G + Q \pm 1,2E_y : M_{2\max} & \xrightarrow{\hspace{1cm}} & N_{\text{corr}} \end{array}$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

$$G + Q \pm 1,2E_x : M_{3\max} \longrightarrow N_{corr}$$

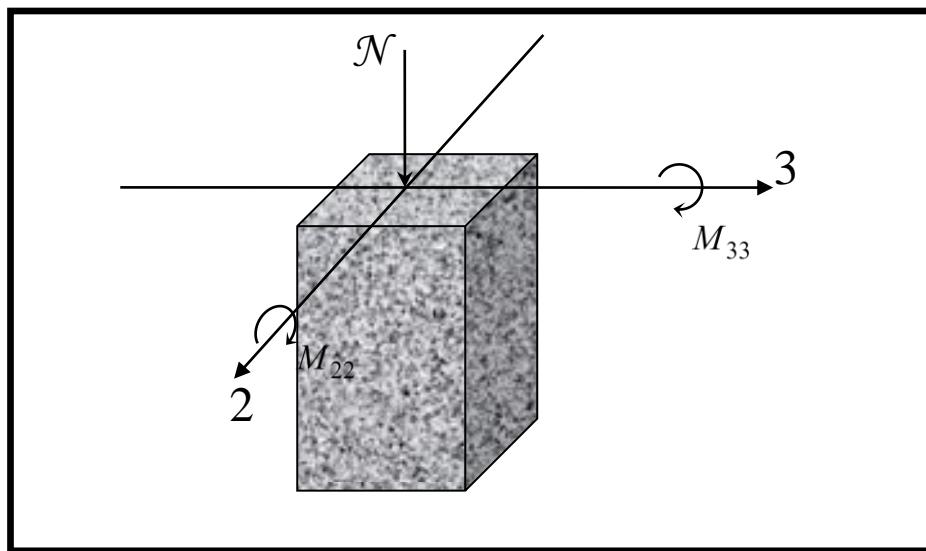


Figure VI-1 : Directions des moments et les efforts sur le poteau

VI-1-1) Rappel :

Pour le ferrailage des poteaux ; il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R. P.A 99/version2003, qui sont les suivantes :

- La section d'acier minimale donnée par le BAEL.
- Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{min} et A_{max}) données par le RPA99.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales : $\emptyset_{min} = 12$ mm.
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 \emptyset$ en zone IIa.
- -La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\delta_t < 25$ cm.
- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 6 types de poteaux à ferrailler

Poteaux $(65 \times 65) cm^2$.

Poteaux $(60 \times 60) cm^2$.

Poteaux $(55 \times 55) cm^2$.

Poteaux $(50 \times 50) cm^2$.

Poteaux $(45 \times 45) cm^2$.

Poteaux $(40 \times 40) cm^2$.

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI-1-2 Résultats des sollicitations des poteaux :

Sections (cm ²)	ELU			G+Q+1.2E			0.8G+E		
	N max	M max	T max	N max	M max	T max	N max	M max	T max
(65*65)	2243.4 2	33.04	40	3157.69	153.03	53.68	2464.16	125.831	44.71
(60*60)	1796.2 4	20.54	22.27	2447.33	88.37	57.96	1913.26	72.06	47.67
(55*55)	1411.2 7	23.16	22.13	1565.98	81.37	59.8	1213.33	65.97	48.56
(50*50)	867.98	22.87	19.88	709.11	73.21	52.08	541.2	58.74	41.79
(45*45)	516.89	21.10	17.6	419.41	59.65	42.23	291.21	47.09	34.26
(40*40)	183.13	37.56	26.05	143.73	50.64	39.64	105.55	39.33	30.80

Tableau VI.1. -Les différents efforts internes

VI-1-3) Exemple de calcul :

Nous allons détailler le calcul du poteau intermédiaire du niveau RDC de (65 x 65) fait dans les deux plans sous N et M.

VI-1-4) Ferrailage des poteaux :

Les armatures calculées doivent respecter les conditions des deux règlements :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = 0,8\% b \times h \text{ (Zone II)}$$

- Le diamètre minimum des armatures longitudinaux est de : $\emptyset = 12mm$
- La longueur minimale de recouvrement est de : $L = 40 \times \emptyset$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $25cm$

Pour la conception de notre poteau, on étudie un type de poteau (65 x 65) cm²

- **1^{ère}cas (E.L.U) :**

Pour $M = 33.04KN$. $metN = 2243.42KN$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{33.04}{2243.42} = 0.015 m; e_1 = 1.5 cm; m \neq 0.$$

On calcule la section à la flexion composée.

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow \begin{cases} e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\}, \\ e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{1000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) \text{ Avec } L_f = 0,7 \times L \\ \alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}} = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right). \end{cases}$$

L : Longueur réelle de la pièce.

L_f : Longueur de flambement de la pièce.

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e_1 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité liée à la déformation de la structure.

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

\emptyset : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation

Instantanée sous la charge considérée ce rapport est généralement pris égal à 2.

$L = 4,08m$ Et $\emptyset = 2$

On obtient :

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = 2cm.$$

$$L_f = 0,7 \times L = 2,86m ; \alpha = -2,9$$

$$e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = -1.43cm$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \Leftrightarrow e_T = 2,07cm$$

$$M_{max} = e_T + N_u = 0,0207 \times 2243.42 = 46.44 N.m$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\psi_1 \square = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} = \frac{2243.42 \times 10^3}{650 \times 650 \times 14,2} = 0,37 < 0,81$$

ψ_1 : Coefficient de remplissage.

⇒ La section est entièrement comprimée.

Les aciers inférieurs A_s sont inutiles.

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

Les aciers supérieurs A'_s se calculent de la façon suivante

$$A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi) \times b \times h \times f_{bc}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A'_s = \frac{2243,42 - (1 - 0,09) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,2 \times 1000}{348 \times 1000}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A'_s = 38,66 \text{ cm}^2 \\ A_s = 0 \end{cases}$$

➤ **2^{ème} cas (combinaison accidentelle) :**

$$M = 153,03 \text{ KN.m}$$

$$N = 3157,69 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{153,03}{3157,69} = 0,05 \text{ m} \neq 0$$

⇒ On calcul la section à la flexion composé.

$$e_T = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{408}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7L = 2,86 \text{ m} ; \alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}} = -2,9$$

$$e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times (2,86)^2}{10000 \times h} \times (2 - 2,9 \times 2) = -1,43 \text{ cm}$$

$\emptyset = 2$ Et $L = 4,08 \text{ m}$ on obtient

$$e_T = 5 + 2 - 1,43 = 5,57 \text{ cm}$$

$$M_{max} = e_T \times N_u = 0,0557 \times 3157,69 = 175,88 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\psi_1 \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3157,69 \times 10^3}{650 \times 650 \times 18,5} = 0,40 < 0,81$$

Et : $\psi_1 \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{bc}} < \frac{2}{3} \Rightarrow$ on calcule e_{NC} ?

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative Pour : $\varepsilon = 0,151 \Rightarrow e_{NC} = 0,1 \text{ m}$

Puisque : $e_T = 0,0557 < e_{NC} = 0,10 \text{ m} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

$$\mu = 2 \times (b + h) = 2.6m$$

$$A \geq 4cm^2 \times \mu ; 0,002 \times B \Rightarrow A \geq \{10.4; 5cm^2\}$$

$$A \leq 0,05 \times B \Rightarrow A \leq 120cm^2 \Rightarrow A_4 = 10.4cm^2$$

➤ **4^{ème}cas (combinaison accidentelle) :**

$$M = 125,83KN.m$$

$$N = 2464,16KN$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{125,83}{2464,16} = 0,051m \neq 0$$

⇒ On calcul la section à la flexion composé

$$e_T = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm; \frac{408}{250} \right\} = 2cm$$

$$L_f = 0,7L = 2,86m ; \alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}} = -2,9$$

$$e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times (2,86)^2}{10000 \times h} \times (2 - 2,9 \times 2) = -1,43cm$$

$\emptyset = 2$ Et $L = 4,08m$ on obtient

$$e_T = 0,0567m$$

$$M_{max} = e_T \times N_u = 0,0567 \times 2464.16 = 139,71KN.m$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\psi_1 \square = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{2464,16 \times 10^3}{650 \times 650 \times 18,5} = 0,32 < 0,81$$

Et : $\psi_1 \square < 2/3 \Rightarrow$ on calcule e_{NC} ?

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \psi_1 \leq 2/3 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative Pour $\varepsilon = 0,155 \Rightarrow e_{NC} = 0,101m$

Puisque : $e_T = 0,0567 < e_{NC} = 0,101m \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint

$$\mu = 2 \times (b + h) = 2.6m$$

$$A \geq 4cm^2 \times \mu ; 0,002 \times B \Rightarrow A \geq \{10.4; 5cm^2\}$$

$$A \leq 0,05 \times B \Rightarrow A \leq 120cm^2 \Rightarrow A_4 = 10.4cm^2$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

➤ Les armatures minimales :

↳ Selon R.P.A 99 :

$$A_{min} = 0,8\%b \times h(\text{zoneII}) \Rightarrow A_{min1} = 33,8 \text{ cm}^2.$$

↳ Selon B.A.E.L 91 modifier 99 :

$$A_{min} = \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{min} = \{4,23; 5,10\} \Rightarrow A_{min2} = 4,23 \text{ cm}^2$$

-Ferraillage adopté :

$$A_{adoptée} = \max(A_1; A_3; A_4; A_{min1}; A_{min2}) = 33,8 \text{ cm}^2$$

Le choix : 7T20 + 6T16 = 34,04 cm²

VI-1-5) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 53,68 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{53,68 \times 10^3}{650 \times 650} = 0,127 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\begin{aligned} &\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \\ &\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales sont nécessaires.

VI-1-6) Calcul des armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales :

↳ Selon B.A.E.L 91 modifié 99 :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

$$\delta_t \leq \min(15 \times \emptyset_{min}; 40 \text{ cm}; a + 10)$$

$$\delta_t \leq \min(30; 40; 50) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

↳ Selon R.P.A 99

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot \delta_t \cdot T_{max}}{h \cdot f_e}$$

T_{max} : Est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

δ_t : est l'espacement des armatures transversales

b) Calcul des espacements :

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\varphi_1; 15\text{cm}) \text{ en zone nodule} \\ \delta_t \leq 15 \times \varphi_1 \text{ en zone courante} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \delta_t \leq \min(20; 15)\text{cm} \\ \delta_t \leq 30 \end{cases}$$

On prend : $\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodule} \\ \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \end{cases}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{7,15}{15} \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 53,68 \times 10}{65 \times 400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta_t = 0,3\% \times 65 \times 15 = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\varnothing 8$$

On prend : $A_t = 6\varnothing 8 = 3,02 \text{ cm}^2$

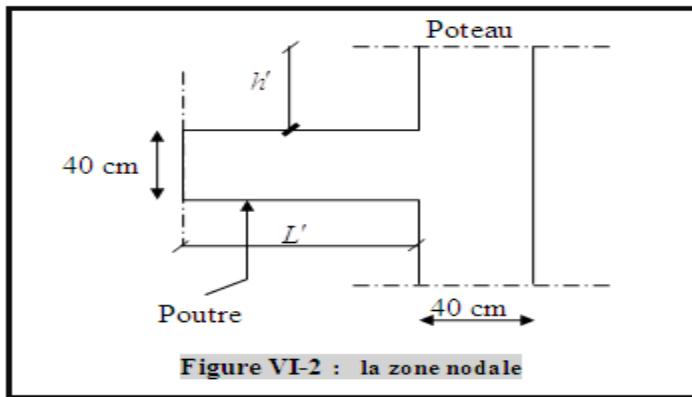
VI-1-7) Longueur de recouvrement :

$L_y = 40\varnothing$ En zone(IIa)

$L_y = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI-1-8) Détermination de la zone nodale:



$$\begin{cases} L = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_i; 60cm\right) \end{cases}$$

Donc $\begin{cases} L = 2 \times 65 = 130cm \\ h' = \max(408/6; 65; 60; 60)cm = 68cm \end{cases}$

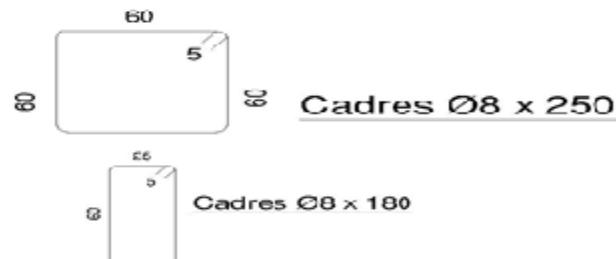
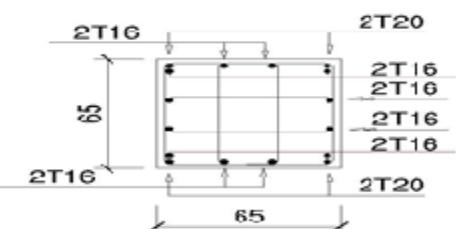
Remarque : le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment et les différents résultats sont rassemblés dans le tableau suivant :

Etage	Poteau [cm ²]	A _{Cal} [cm ²]	A _{min(RPA)} [cm ²]	A _{min(BAEL)} [cm ²]	A _{Choix} [cm ²]	A [cm ²]	& [cm ²]
S-Sol-RDC	65 × 65	10.40	33.80	4.23	4T20+12T16	36,69	CadT8
1-2	60 × 60	9.6	28.80	3.6	4T20+10T16	32,67	CadT8
3-4-5	55 × 55	8.8	24.20	3.02	4T16+12T14	26,52	CadT8
6-7	50 × 50	8	20	2.5	8T14+4T16	20.36	CadT8
8-9	45 × 45	7.2	16.20	2.02	4T16+8T14	20.36	CadT8
10	40 × 40	6.4	12.80	1.6	4T16+4T14	14.20	CadT8

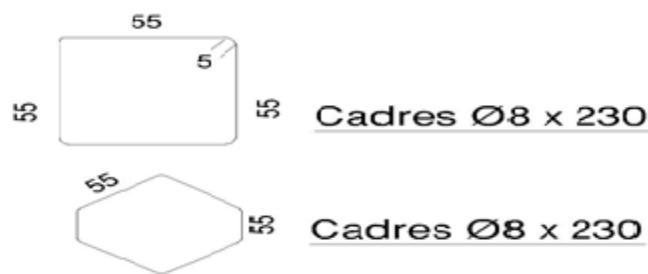
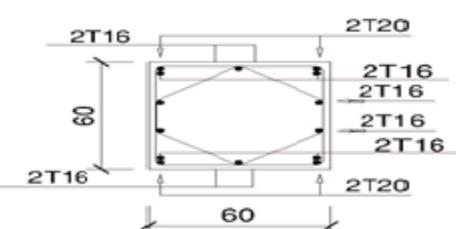
Tableau VI-2: ferrailage des poteaux.

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

COUPE 1 - 1



COUPE 2 - 2

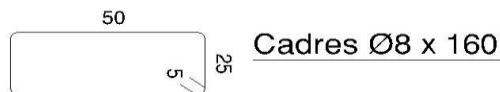
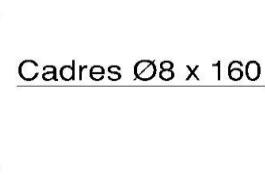
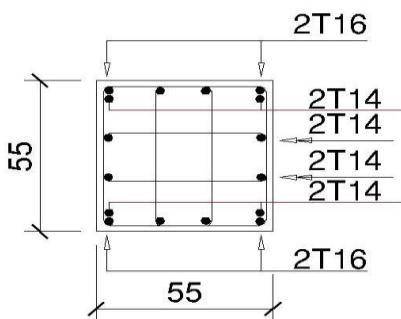


V-1-7 Plan de ferraillage :

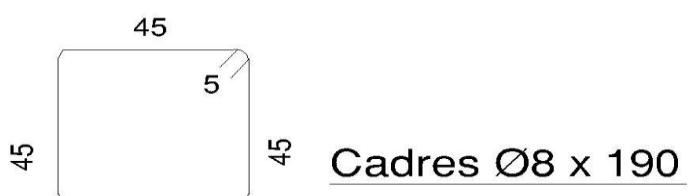
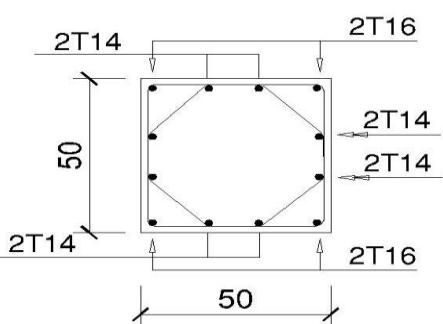
Voir plan N°:04

- (coupe 1-1) pour les poteaux (65×65)
- (Coupe 2-2) pour les poteaux (60×60)
- (Coupe 3-3) pour les poteaux (55×55)
- (Coupe4-4) pour les poteaux (50×50)
- (Coupe5-5) pour les poteaux (45 x 45)
- (Coupe6-6) pour les poteaux (40 x 40)

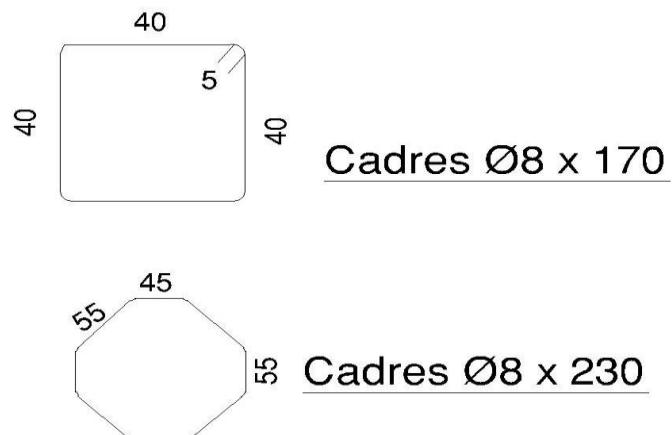
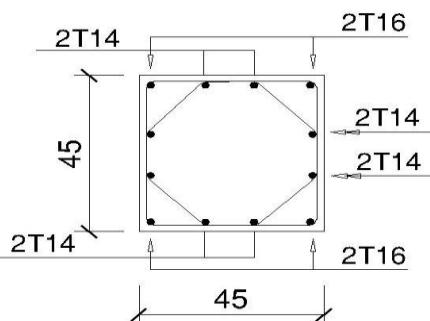
COUPE 3- 3



COUPE 4 - 4



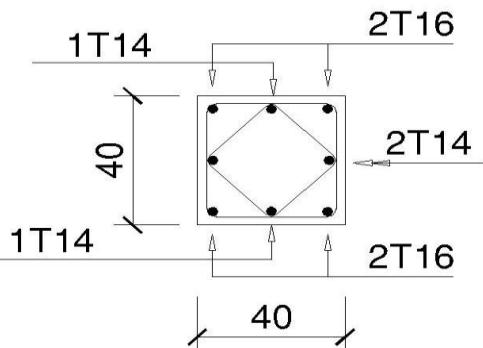
COUPE 5 - 5



Cadres Ø8 x 170

Cadres Ø8 x 230

COUPE 6 - 6



Cadres Ø8 x 110

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI-2) Etude des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 [3] pour vérifier le ferraillage minimum qui est fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

➤ **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U: 1,35G + 1,5Q$$

➤ **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E. \end{cases}$$

Pour le ferraillage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA99

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.

6% En zone de recouvrement

VI-2-1) Exemple de calcul P.P (30 × 40) cm² :

a) Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 4\% 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{min} = 6\% 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

b) Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91:

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale(1) du sous sol.

- **En travée :**
- **E.LU**

$$M_{tu} = 63,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

$$\mu = \frac{63850}{14,20 \times 30 \times (36)^2} = 0,116 < \mu_{AB} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,155 \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{63850}{348 \times 30 \times 0,938} = 5,43 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{63,85}{45,04} = 1,42$$

$$\alpha = 0,155 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,46 \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U.R conviennent.

➤ Choix des armatures :

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{min}) \quad , A = \max(5,43; 6,00; 1,30) = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

➤ E.L.U : $M_{amax} = 73,19 \text{ KN.m}$

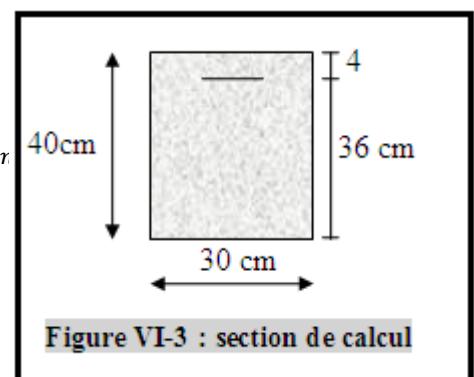
$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{73190}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,133 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A'' = 0$$

$$\alpha = 0,179 \rightarrow \beta = 0,928$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{73190}{348 \times 36 \times 0,928} = 6,30 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min}$$



Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

➤ Vérification à E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Section rectangulaire
Flexion simple
Fe400

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{73,19}{51,49} = 1,42$$

$$\alpha = 0,179 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,46 \text{ condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

➤ Choix des armatures :

$$\begin{aligned} A &= \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{min}) \\ A &= \max(6,30; 6,00; 1,30) = 6,30 \text{ cm}^2 \\ A &= 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

VI-2-2) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 141,62 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{141,62 \times 10^3}{300 \times 360} = 1,31 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\begin{aligned} \Rightarrow \bar{\tau}_u &= \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \\ \Rightarrow \bar{\tau}_u &= \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

VI-2-3) Calcul des armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales Selon le B.A.E.L 91 :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; 12; \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm} \text{ on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

b) Vérification des espacements Selon le B.A.E.L 91 modifie :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40cm) \Rightarrow \delta_{t1} \leq \min(32,4; 40cm) = 32cm$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin\alpha \cdot 0,4} \Rightarrow \delta_{t2} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4} = 39,36cm$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj}^*)} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 28cm$$

Avec : $\begin{cases} K = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3,3) MPa \end{cases}$

$$\delta_t \leq \min(\delta_1; \delta_2; \delta_3) = 28cm$$

c) Vérification des espacements Selon le R.P.A 99 :

↳ En zone nodale :

$$\delta_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_L \right)$$

$$\delta_t \leq \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2 \right) = 10cm \text{ On prend } \delta_t = 10cm$$

↳ En zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \text{ On prend } \delta_t = 15cm$$

Remarque : selon le RPA 99/V2003, les premiers armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus de la face de l'appui.

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

d) Vérification des armatures transversales Selon le R.P.A99 :

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_{min} = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

ferraillage des poutres								
Type	Niveau		A_{cal} [cm ²]	$A_{min(BAE)}$ [cm ²]	$A_{min(RPA)}$ [cm ²]	$A_{choisie}$ [cm ²]	A [cm ²]	ϕ_t [cm ²] δ_t [cm] ZN: zone nodale ZC : zone courante
Poutre principale P.P (30x40) cm ²	S/Sol	Travée	5,43	1,30	6,00	5T14	7,70	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	6,30	1,30	6,00	6T14	9,24	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
	Étage courante	Travée	3,46	1,30	6,00	5T14	7,70	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	4,97	1,30	6,00	6T14	9,24	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
	Terrasse	Travée	3,77	1,30	6,00	5T14	7,70	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	7,64	1,30	6,00	6T14	9,24	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
	S/Sol	Travée	8,51	1,47	6,75	3T16 + 2T14	9,11	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	12,84	1,47	6,75	3T16 + 5T14	13,45	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
Poutre secondaire PP (30X45) cm ²	Étage courante	Travée	5,68	1,47	6,75	3T16 + 2T14	9,11	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	7,98	1,47	6,75	6T16	12,06	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
	Terrasse	Travée	6,86	1,47	6,75	3T16 + 2T14	9,11	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	12,63	1,47	6,75	3T16 + 5T14	13,45	φ8 ZN : 10cm ZC : 15cm

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

outre secondaire P.S (30X30) cm ²	S/Sol	Travée	0,68	0,98	4,50	3T14 + 2T12	6,47	Ø8	ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	1,44	0,98	4,50	3T14 + 2T12	6,47	Ø8	ZN : 10cm ZC : 15cm
	Étage courante	Travée	1,44	0,98	4,50	3T14 + 2T12	6,47	Ø8	ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	1,92	0,98	4,50	3T14 + 2T12	6,47	Ø8	ZN : 10cm ZC : 15cm
	Terrasse	Travée	3,4	0,98	4,50	3T14 + 2T12	6,47	Ø8	ZN : 10cm ZC : 15cm
		Appui	1,53	0,98	4,50	3T14 + 2T12	6,47	Ø8	ZN : 10cm ZC : 15cm

Tableau VI-3 : ferraillage des poutres

VI-2-4) Recouvrement des barres longitudinales :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre :

$$L_y = 40\phi$$

$$\phi = 1,4\text{cm} \quad L_y = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$\phi = 1,6\text{cm} \quad L_y = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

VI-2-5) Anchorage des armatures tendues :

Valeur limitée de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 06 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\psi_s = 1,5$ Barres à H.A courantes.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{VI-2-6) Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30\text{cm}$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI-3) Etude des murs voiles :

VI-3-1) Etude des voiles périphériques :

- Le voile périphérique est une caisse rigide qui assure l'encastrement de la structure, et résiste la poussée des terres.
- Les voiles sont calculées comme une dalle pleine supposé uniformément chargée par la poussée des terres.

Dans notre bâtiment les murs sont caractérisés par une hauteur de 2,80 m et épaisseur donnée par :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{344}{20} = 17,20 \text{ cm}$$

Soit $e = 17\text{cm}$

Selon (RPA 99)

Epaisseur minimale $e \geq 15 \text{ cm}$

- Les armatures sont de deux nappes Les armatures sont constituées des deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0,1%** dans les deux sens horizontal et vertical.
- Le poids spécifique apparent du sol est ($\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$).
- L'angle du frottement du sol ($\varphi = 35^\circ$).
- La hauteur d'ancrage est ($h_0 = 3,55\text{cm}$).
- Le coefficient de poussée de terre est $K_p = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \Rightarrow K_p = 0,27$.

Le pourcentage minimal des armatures dans les deux sens : $A_{\min} = 0,1\% B$

On étudier à la panneau le plus défavorable, (2,15. 4.8)

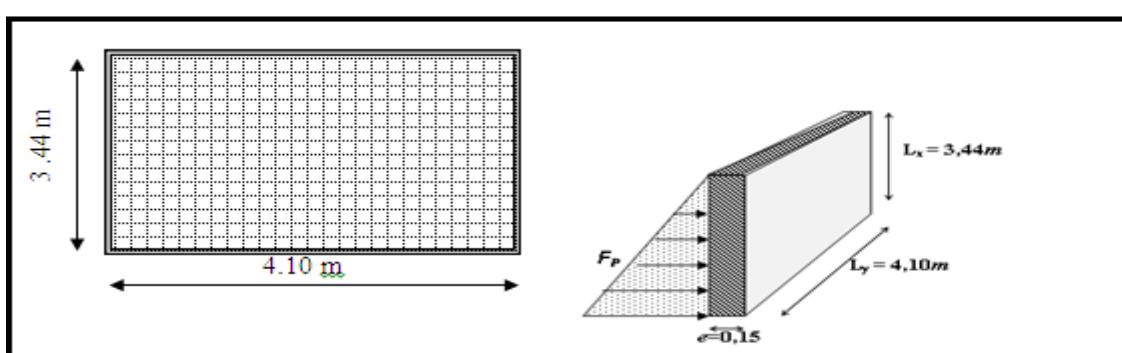


Figure VI-4 Panneau de voile

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{344}{410} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant deux sens}$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI-3-2) Calcul de la poussée des terres :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,270$$

Avec : γ : poids volumique des terres $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$;

K_a : Coefficient de poussée.

h : Hauteur du voile ($h = (3,84 - 0,40) = 3,44 \text{ m}$)

φ : Angel de frottement ($\varphi = 35^\circ$)

$$F_p = \frac{1}{2} \times (K_p \times \gamma \times h^2) \Rightarrow F_p = \frac{1}{2} \times (0,27 \times 18 \times 3,44^2) \Rightarrow F_p = 28,76 \text{ KN/ml}$$

VI-3-3) Evaluation des charges :

➤ E.L.U : $Q_u = 1,35 \times F_p = 1,35 \times 28,76 \Rightarrow Q_u = 38,83 \text{ KN/ml}$

➤ E.L.S : $Q_s = F_p = 28,76 \Rightarrow Q_s = 28,76 \text{ KN/ml}$

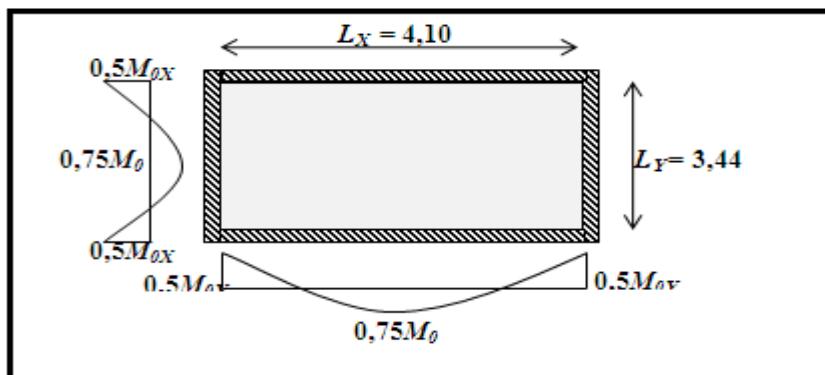


Figure VI-5: Schéma statique de panneau de la dalle

VI-3-4) Calcul de sollicitation

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6846 \end{cases}$$

a) E.L.U:

$$M_{UX} = \mu_x Q_u L_x^2 = 0,0506 \cdot 38,83 \cdot 3,44^2 \Rightarrow M_{UX} = 23,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{UY} = \mu_y M_{UX} = 0,6846 \cdot 23,25 \Rightarrow M_{UY} = 15,92 \text{ KN.m}$$

1) En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \cdot 23,25 = 17,44 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

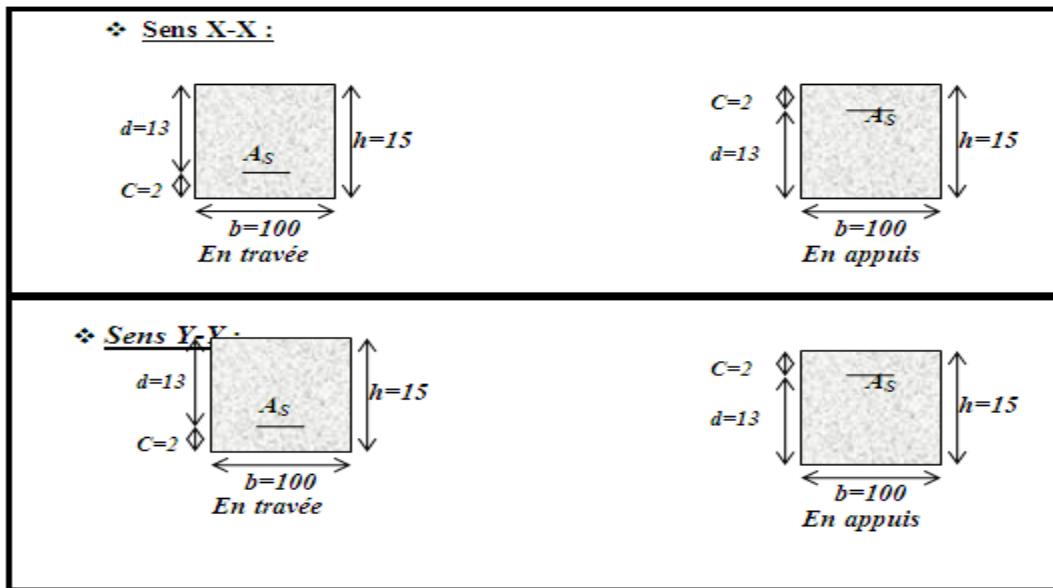
$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 0,75 \cdot 15,92 = 11,94 \text{ KN.m}$$

2) En appui :

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \cdot 23,25 = 11,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \cdot 15,92 = 7,96 \text{ kN.m}$$

VI-3-5) Calcul de ferraillage :



❖ Sens Y-Y :

⇒ Sens : x-x

a) E.L.U :

à-) En travée : $M_{tx} = 17,44 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17440}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,067 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,067)} \right) = 0,087$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,965$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{17440}{0,965 \cdot 13,5 \cdot 348} = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a-) En appui

$$M_{ax} = 11,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,047 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

$$\alpha = 0,063$$

$$\beta = 0,975$$

$$A_{ax} = \frac{11620}{0,975 \cdot 13,5 \cdot 3,348} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

⇒ **Sens y-v :**

E.L.U :

a) En travée $M_{ty} = 11,97 \text{ kNm}$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11970}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,046 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,059 \quad \beta = 0,976$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) En appui : $M_{ay} = 7,98 \text{ kNm}$

$$\mu = 0,031 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,039$$

$$\beta = 0,984 \quad A_{ay} = 1,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Armatures minimales :

Selon BAEL

Dans les deux directions :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ij}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon RPA

Dans les deux directions :

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot B = \frac{0,10}{100} \cdot b \cdot h = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \max(A_{\min BAEL}, A_{\min RPA}) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ En travée et en appui et dans les deux directions.

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

ELS :

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_{sx} = \mu_x \cdot Q_s \cdot L_x^2 = 0,0506 \cdot 28,76 \cdot 3,44^2 \Rightarrow M_{sx} = 17,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \cdot M_{sx} = 0,6864 \cdot 17,22 \Rightarrow M_{sy} = 11,82 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

$$M_{xt}^{ser} = 0,75 \cdot M_x = 0,75 \cdot 17,22 = 12,92 \text{ KN.m}$$

b) En appui :

$$M_{ax}^{ser} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \cdot 17,22 = 8,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay}^{ser} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \cdot 11,82 = 5,91 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification à l'E.L.S : (fissuration préjudiciable).

$$K = \frac{M_{Ser}}{I}$$

➤ Position de l'axe neutre : $y = \frac{15 \cdot A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d}{7,5 \cdot A_s}} - 1 \right)$

➤ Inertie : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$

➤ Vérification des contraintes : $\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 202 \text{ MPa} \end{cases}$

Sens	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$M_{Ser} (\text{KN.m})$	12,92	8,61	8,87	5,91
$A_s (\text{cm}^2)$	4,52	4,52	4,52	4,52
$d (\text{cm})$	15,3	15,3	15,3	15,3
$y (\text{cm})$	3,93	3,93	3,93	3,93
$I (\text{cm}^4)$	10788,26	10788,26	10788,26	10788,26
$K (\text{MN/m}^3)$	119,759	79,808	82,219	54,782
$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	4,71	3,14	3,23	2,15
$\sigma_s (\text{MPa})$	200,2	136,112	140,224	93,430
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	C.V	C.V	C.V
	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$	C.V	C.V	C.V

Tableau (VI-4) Vérification à l'E.L.S

Donc : les armatures calculées à l'E.L.U maintenues.

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI-3-6) Vérification de l'effort tranchant :

Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$

Contrainte tangente limite : $\tau_{\text{limit}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$

Effort tranchant :

$$\rightarrow \text{Sens X-X : } T_{\max} = \frac{Q_u}{3 \cdot L_y} (L_x \times L_y) = \frac{38,83}{3 \times 4,10} (3,44 \times 4,10) \Rightarrow T_x = 44,53 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{Sens Y-Y : } T_{\max} = \frac{Q_u}{2 \cdot L_y + L_x} (L_x \times L_y) = \frac{38,83}{2 \times 4,10 + 3,44} (3,44 \times 4,10) \Rightarrow T_y = 74,05 \text{ KN}$$

							Vérification
Sens	$L_x \text{ (cm)}$	$L_y \text{ (cm)}$	$d \text{ (cm)}$	$T_{\max} \text{ (KN)}$	$\tau_u \text{ (MPa)}$	$\tau_{\text{limit}} \text{ (MPa)}$	$\tau_u \leq \tau_{\text{limit}} = 1,167$
X-X			15,3	44,53	0,29		C.V
Y-Y	3,44	4,10	15,3	74,05	0,48	1,167	C.V

Tableau (VI-5) Vérification de l'effort tranchant

Donc : Il n'y a pas de reprise de bétonnage \rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaire

VI-3-7) Etude des murs voiles de contreventement :

Les voile sont des éléments destiné à résiste aux efforts horizontal tels que le vent et le séisme et aussi à équilibrer la structure vis-à-vis de la rotation autour de l'axe verticale passant par le centre de torsion. On admet les hypothèses suivantes :

Les voiles son parfaitement encastré de leur base.

Le produite EI est constante sur toute la hauteur du voile

Les planchers ont une rigidité unifiée dans le plan horizontal.

Combinaison de calcul :

$$\Rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\Rightarrow G \pm Q + 1,2 E$$

$$\Rightarrow 0,8 \pm E$$

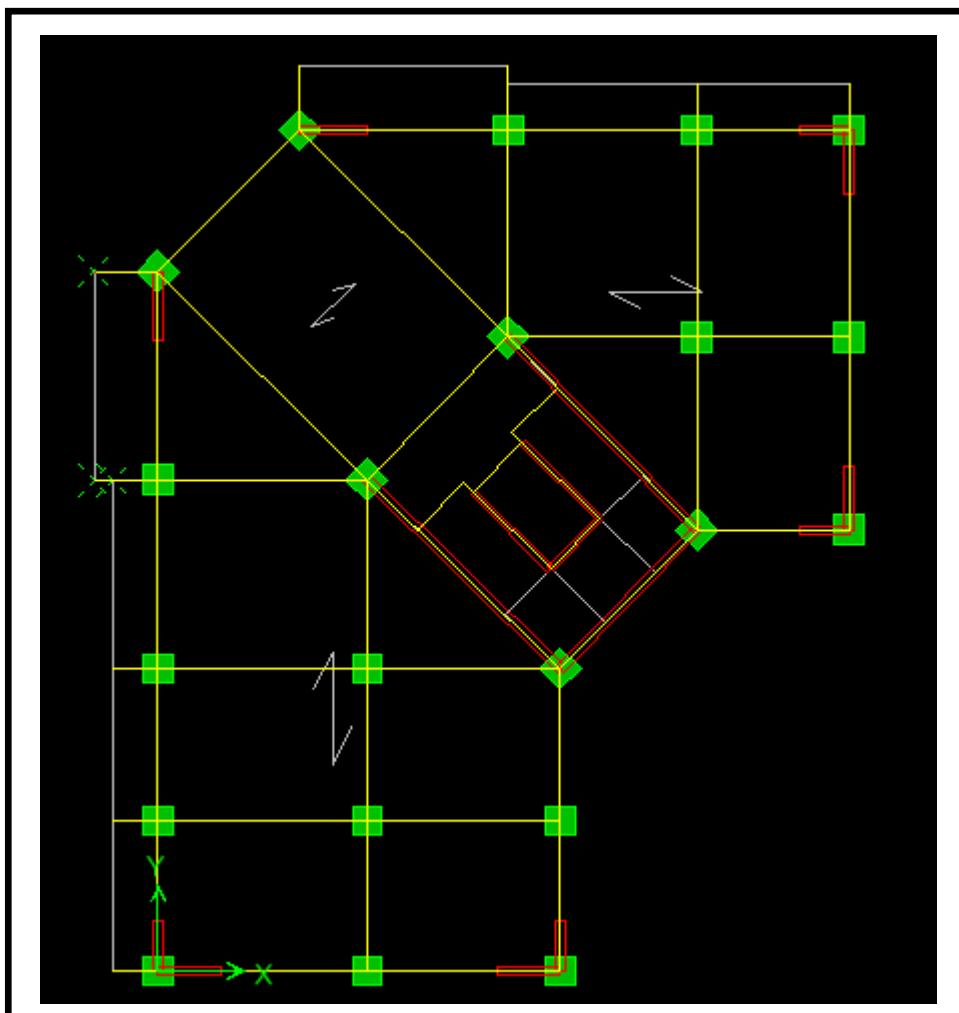


Figure VI-6 position du mur voile

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

VI-3-8) Détermination des sollicitations (N, M) :

Les résultats sont donnés par logicielle ETABS, les sollicitations du panneau le plus sollicité pour calculer (N, M) dans les trumeaux on procède par les combinaisons au tableau

Cas	F11 (KN)	F22 (KN)	M11 (KN.m)	M22 (KN.m)
ELU	179.80	888.30	3.48	15.10
ELS	130	631	2.40	12.04
G + Q + 1, 2E	278.63	1395.58	4.03	20.04

Tableau VI-6 : les sollicitations des voiles

VI-3-9) Déterminations des armatures :

D'après le BAEL91 modifie 99.

L'excentricité totale:

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

➤ Ferrailage vertical :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{20,04}{1395,58} = 0,014 \text{ m} \neq 0$$

⇒ On calcul la section à la flexion composé

$$e_T = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2\text{cm}$$

$$L_f = 0,7L = 2,14\text{m} ; \alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}} = 0,5$$

$$e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times (2,14)^2}{10000 \times h} \times (2 + 2 \times 0,5) = 0,021\text{m}$$

$\emptyset = 2$ Et $L = 3,06\text{m}$ on obtient

$$e_T = 0,055\text{m}$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

➤ Calcul des armatures :

$$\psi_1 = \frac{N}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1395.58 \times 10^3}{1000 \times 200 \times 18,5} = 0,38 < 0,81$$
$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})} = 0,15$$

ϵ : L'excentricité critique relative.

$$\epsilon = 0,15 \Rightarrow e_{NC} = 0,03m$$

Puisque : $e_T > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée :

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{ufictif} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 1395.58 \times (0,055 + 0,18 - 0,20/2) = 188.40 \text{KN.m}$$

$$\mu_{fictif} = \frac{M_{ufictif}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{188.40 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 18,5} = 0,31 \leq \mu_{limit} = 0,379$$

A_s' N'existe pas.

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures minimales :

↳ Selon R.P.A 99 :

$$A_{min} = 0,15\% b \times h \quad (\text{zone II}) \Rightarrow A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

↳ Selon B.A.E.L 91 modifié 99

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{min} = \max\{2,00; 5,18\}$$
$$\Rightarrow A_{min} = 5,18 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage adopté :

$$A_{adoptee} = \max(A_1; A_2; A_{min1}; A_{min2}) = 5,18 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T12 = 6,79 cm²

➤ Ferrailage horizontal:

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{4.03}{278.63} = 0,0144 \text{ m} \neq 0$$

⇒ On calcul la section à la flexion composé

$$e_T = e_a + e_1 + e_2$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2\text{cm}$$

$$L_f = 0,7L = 2,14\text{m} ; \alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}} = 0,5$$

$$e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times (2,14)^2}{10000 \times h} \times (2 + 2 \times 0,5) = 0,021\text{m}$$

$\emptyset = 2$ Et $L = 3,06\text{m}$ on obtient

$$e_T = 0,055\text{m}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})} = 0,160$$

ξ : L'excentricité critique relative.

$$\varepsilon = 0,16 \Rightarrow e_{NC} = 0,032\text{m}$$

Puisque : $e_T \geq e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée :

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{ufictif} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 273.63 \times (0,055 + 0,18 - 0,20/2) = 36,94\text{KN.m}$$

$$\mu_{fictif} = \frac{M_{ufictif}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,94 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 18,5} = 0,062 \leq \mu_{limit} = 0,379$$

$$A_{sfictif} = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,2734 \times 100 \times 13,5 \times \frac{18,5}{400} = 16,07\text{cm}^2$$

La section réelle d'aciérs tendus :

$$A_s = A_{sfictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 16,07 - 10,476 ; \text{ donc } A_1 = 6,59\text{cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des Eléments Structuraux

➤ Les armatures minimales :

↳ Selon R.P.A 99 :

$$A_{\min} = 0,15\% b \times h = 3 \text{ cm}^2$$

↳ Selon B.A.E.L 91 modifier 99

Aciérs tendus :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = \max\{2,00; 5,18\}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 5,18 \text{ cm}^2$$

➤ Ferraillage adopté :

$$A_{\text{adoptée}} = \max(A_1; A_2; A_{\min 1}; A_{\min 2}) = 6,59 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T12 = 6,79 cm²

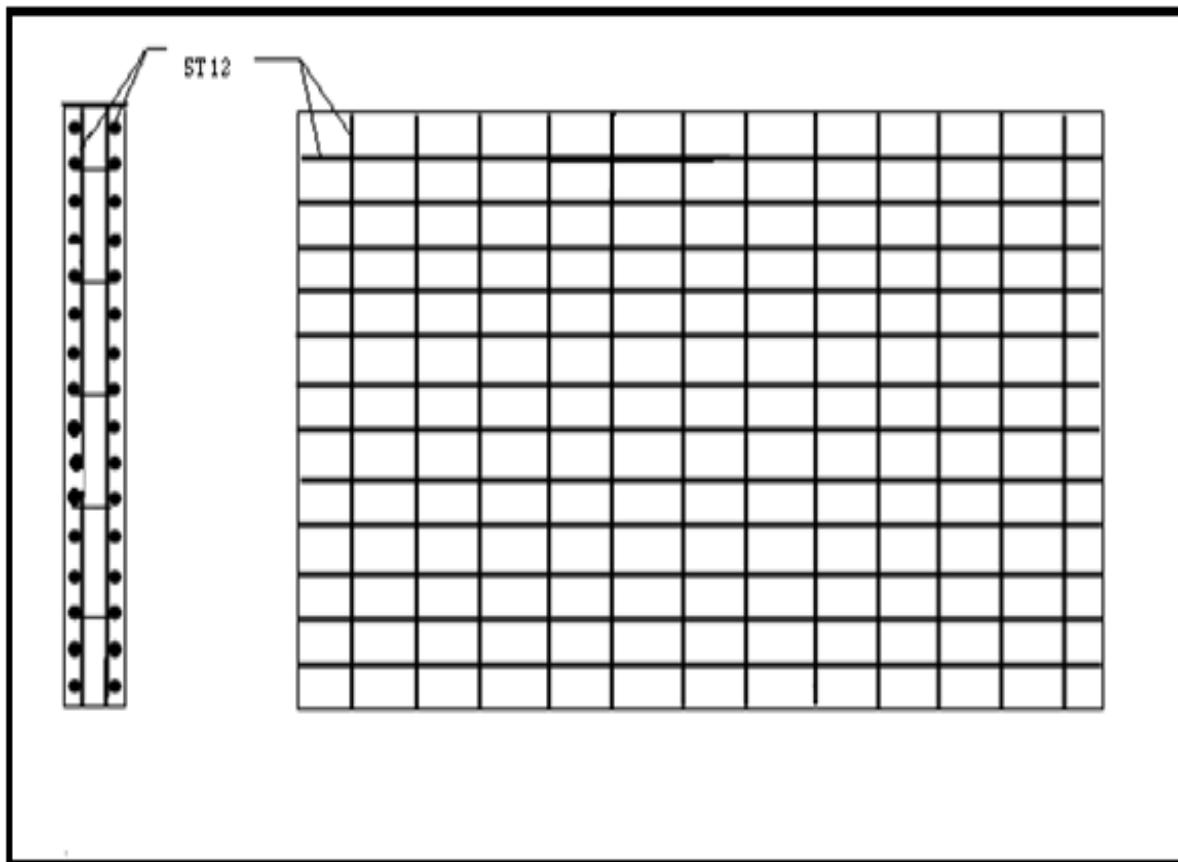
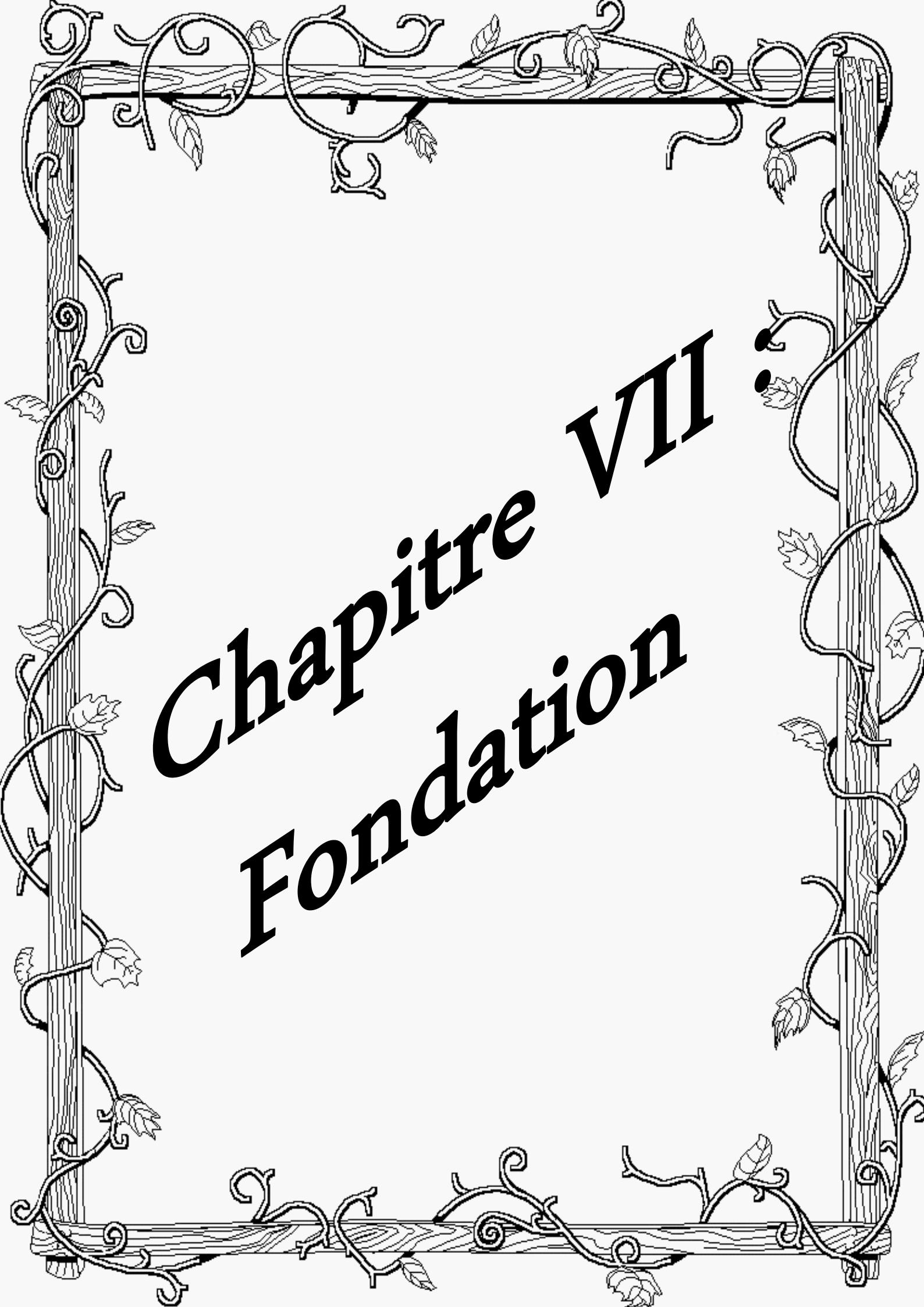


Figure VI-7 ferraillage de voile



Chapitre VII :
Fondation

SOMMAIRE	N° PAGES
VII-1) Introduction	162
VII-2) Calcul des semelles isolees	163
VII-3) Etude du radier	164
- VII-3-1) Définition	164
- VII-3-2) Pré dimensionnement	165
- VII-3-3) Vérification des contraintes	166
- VII-3-4) Condition forfaitaire	166
- VII-3-5) Condition de rigidité	166
- VII-3-6) Caractéristiques géométriques du radier	167
- VII-3-7) Vérification des contraintes sous radier	168
- VII-3-8) vérification vis à vis de l'effort de soulèvement	169
- VII-3-9) Ferraillage du radier	170
- VII-3-10) Ferraillage des poutres	175

Liste des Tableaux

La Liste	N° Pages
Tableau VII-1 : Calcule des semelles isolées	163
Tableau VII-2 : Vérifications des contraintes dans le sens X-X	168
Tableau VII-3 : Vérifications des contraintes dans le sens Y-Y	168
Tableau VII-4 : Tableau récapitulatif les sollicitations maximales	172
Tableau VII-5 : Tableau de ferraillage sens X-X	173
Tableau VII-6 : Tableau de ferraillage sens Y-Y	173
Tableau VII-7: Vérification à l'E.L.S	174
Tableau VII-8: Vérification à l'E.L.S	174
Tableau VII-9 : Vérification de l'effort tranchant	175
Tableau VII-10 : Tableau récapitulatif les sollicitations maximale	175
Tableau VII-11 : Tableau de ferraillages	176
Tableau VII-12 : Tableau de ferraillage PS	177
Tableau VII-13: Vérification à l'E.L.S	177
Tableau VII-14: Vérification à l'E.L.S	177

Liste de figure

La Liste	N° Pages
Figure VII-1 : Schéma d'un radier général	164
Figure VII-2 : Encrage de la structure	169
Figure VII-3 : L'analyse du radier par le logiciel SAFE.V8 (slab forces).	171
Figure VII-4 : Section de calcul en travée	172
Figure VII-5 : Section de calcul en appui	172
Figure VII-6: Section de calcul en travée	172
Figure VII-7: Section de calcul en appui	172
Figure VII-8: Section de calcul	176
Figure VII-9: Section de calcul	176

Chapitre VII : Fondation

VII-1) Introduction:

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure vers ce dernier. Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de la réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) fondation superficielles :

- semelles isolées.
- semelles filantes.
- radier général.

b) fondation profondes :

- semelles sur pieux

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.0

Chapitre VII : Fondation

VII-2) Calcul des semelles isolées :

CALCUL DES SEMELLES ISOLEES									
Fe= (Mpa)	400		Fc28= (Mpa)	25					
ssol= (bar)	2,6		Pu= (KN)	2288,04	Pser= (KN)	1658			
ABBAD HICHEM "INGENIEUR CTC (Agence de SBA)"			Mu= (KN.m)	5,52	Mser= (KN.m)	4			
Grand côté du poteau en cm		b=	65		Profondeur d'ancrage en m	D=	1,5		
Petit côté du poteau en cm		a=	65		Poids volumique du sol	gsol=	18		
B >=	2,525	On prend B=	2,5	Hauteur en m h=		0,6	e= 0,6 (m)		
		A=	2,5						
0,4625	£ da (m) £	1,85	db= (cm)	56	da= (cm)	54,5			
0,4625	£ db (m) £	1,85							
B/6 =	0,41666667								
eo =	0,00221	Répartition trapézoïdale des contraintes							
Psem+ter=	150,787								
e0<B/4 : La condition de non renversement est vérifiée									
RESULTATS									
			CONTRAINTES						
sM= (bar)	2,909	sm= (bar)	2,879	s= (bar)	2,902	ssol= (bar)	2,6		
Attention la contrainte est supérieure à la contrainte admissible									
			FERRAILLAGE						
A A=	30,48	Cm²	Méthode des bielles						
A B=	29,66	Cm²	Méthode des bielles						
Choix des armatures suivant A T		12	27	barres	st=	8,14			
Choix des armatures suivant B T		12	27	barres	st=	8,14			
VERIFICATION AU POINCONNEMENT									
LE POINCONNEMENT EST VERIFIE									

Tableau VII-1 : Calcule des semelles isolées

Remarque : D'après le pré dimensionnement des semelles on conclue que les semelles isolées se chevauchent est pratiquement impossible, on doit passer aux radier générales

Chapitre VII : Fondation

VII-3) Etude du radier :

VII-3-1) Définition :

Les radiers sont des semelles de très grande dimension supportant tout la construction ou une partie de la construction un radier travail comme un plancher renversé.

Notre choix de type de fondation est poser sur la fondation en radier général vu :

La contrainte admissible relativement non importante du sol ; le type de structure «tour» avec un système de contreventement mixte (voile- portique) et la charge importante de la tour transmise au sol. Et prenant en considération du rapport géotechnique qui préconise ce type de fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

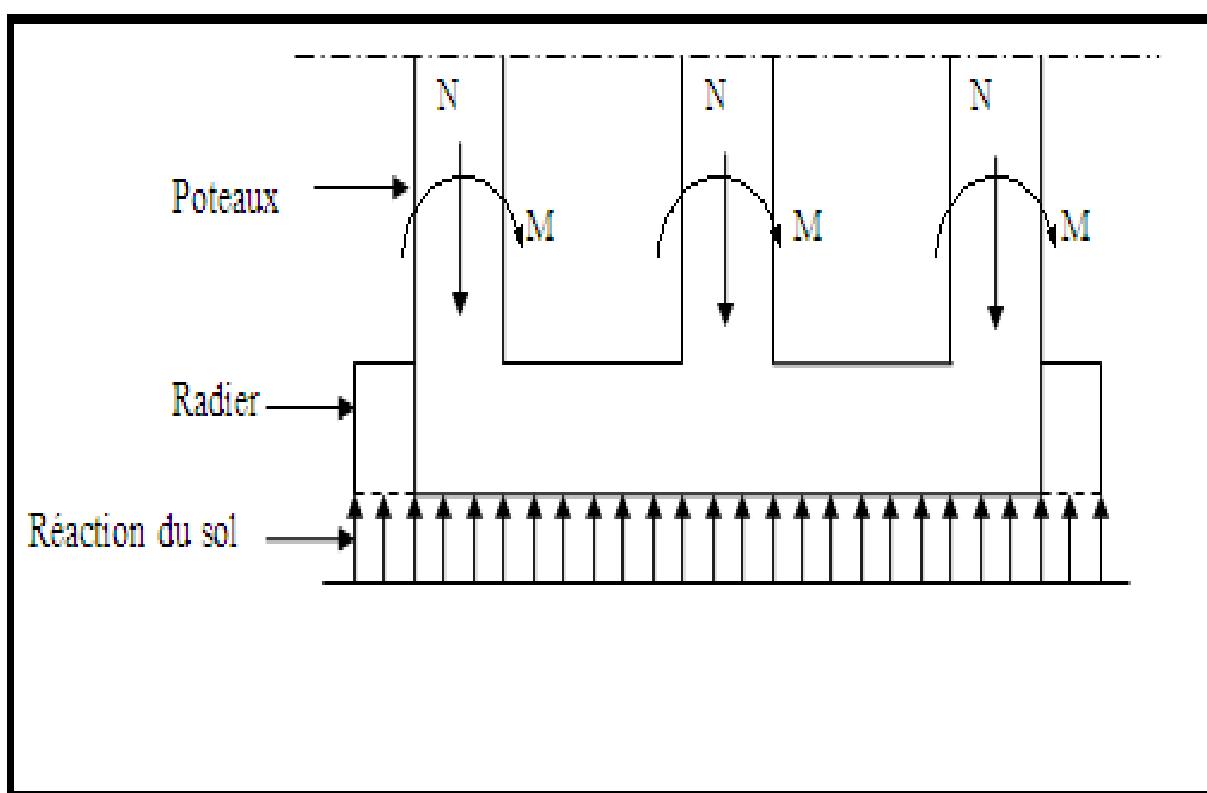


Figure VII-1 : Schéma d'un radier général

Chapitre VII : Fondation

VII-3-2) Pré dimensionnement :

« Poutre principale :

On admet la section suivante :

$$h \geq L/10 = 64,80\text{cm} \Rightarrow \text{Donc on peut prendre } h = 100\text{ cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

Avec: L la longueur la plus grande entre les poteaux

$$\begin{cases} h = 100\text{ cm} \\ b = 50\text{ cm} \end{cases}$$

« Poutre secondaire :

$$h \geq L/10 = 41,50\text{cm.}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

On peut prendre $\begin{cases} h = 80\text{ cm} \\ b = 50\text{ cm} \end{cases}$

A) La hauteur totale du radier :

Pour la hauteur minimale du radier, on admet la valeur suivante :

$$h \geq \frac{L}{20}$$

Avec L : la longueur la plus grande entre les poteaux.

Pour notre cas L = 6,48 m donc on peut prendre h = 40cm

B) La surface de radier S :

A : surface de la base du bâtiment ($A=302.48\text{m}^2$)

$$\sigma = \frac{N_{acc}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

N_{acc} : L'effort normal de la structure à l'état accidentelle. (Donné par le logiciel ETABS)

$$S \geq \frac{N_{acc}}{\sigma_{sol}} = \frac{61208,78}{2,6 \times 10^2} = 235,42\text{m}^2$$

En remarque que la surface nécessaire : $s > A$

On prend un débord de **1m** de chaque coté dans les directions ce qui nous donne une surface d'assise $S=281,76\text{m}^2$

Chapitre VII : Fondation

VII-3-3) Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_T}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$N_T = N_{ser} + P_r + P_s + P_p$$

Signalons que, selon le rapport de laboratoire de la mécanique du sol la contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2,6\text{bars}$

N: L'effort normal de la structure à l'état limite de service. (Donné par le logiciel **ETABS**)

P_r: Le poids de remblais ($P_r = \rho_r \cdot V_r$).

P_s: Le poids de semelle ($P_s = \rho_{béton} \cdot V_s$).

P: Poids de la poutre ($P = \rho_{béton} \cdot V_p$)

$$P_r = 0,3 \times 17 \times 281,76 = 1436,98 \text{ KN.}$$

$$P_s = 0,4 \times 25 \times 281,76 = 2817,60 \text{ KN.}$$

$$P_p = 82,39 \times 0,5 \times 0,6 \times 25 = 617,93 \text{ KN.}$$

$$P_s = 27,26 \times 0,5 \times 0,4 \times 25 = 136,03 \text{ KN.}$$

$$N = 2873,62 \text{ KN}$$

A : surface de la base du bâtiment. ($A = 241,68 \text{ m}^2$)

$$N_T = 7882,16 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{7882,16 \times 10^{-3}}{281,76} = 0,028 > \sigma_{sol} = 0,26 \text{ MPa.}$$

Donc Le dimensionnement du radier est vérifie.

VII-3-4) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

L=6,48m $0,8m \leq h \leq 1,30m$ (condition vérifier)

VII-3-5) Condition de rigidité :

On calcul en premier lieu la longueur élastique de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

Avec : K : coefficient de la raideur de sol calculé par la formule :

Chapitre VII : Fondation

D'après la méthode Newark-rosenblueth :

$$K=2(1+v) G \beta_x \sqrt{A}$$

A : aire de la fondation

v : Coefficient de poisson dans notre cas (sols ferme) = 0.44

G : module de cisaillement dynamique des sols dans notre cas (sols ferme) = 660 MPa.

β_x : coefficient donné par tableau (5.1) livre de la construction une sismique une fonction de la démontage de fondation. $\beta_x=0,85$

Donc $K=28000$ KN/m

I: Inertie de la poutre.

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,042m^4$$

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164,20 MPa)

b : Largeur de la poutre.

Après le calcul nous avons :

$$L_e = 1,45m \Rightarrow \frac{\pi}{2} L_e = 2,28m < L = 6,48 m$$

L: longueur maximal entre les poteaux

Donc le radier est rigide

VII-3-6) Caractéristiques géométriques du radier:

a) centre de gravité de radier:

$$\begin{cases} X = 7,57m \\ Y = 11,26m \end{cases}$$

b) l'inertie du radier:

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$\begin{cases} I_x = 9329,3 \text{ m}^4 \\ I_y = 6093,62 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Chapitre VII : Fondation

VII-3-7) Vérification des contraintes sous radier :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{1.2} \leq 1,5\sigma_{sol} = 3,90 \\ \sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 3,36 \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

On peut considérer que le radier est infiniment rigide, les moments agissant à la base du radier sont : M_x et M_y

à l'aide du fichier de résultat de ETABS, on a trouvé les sollicitations suivants :

Sens X-X					
Combinaison	N [KN]	Mx [KNm]	σ_1 bar	σ_2 bar	σ_m bar
E.L.U	64394,68	168,10	2,286	2,284	2,286
ELS	48283,52	121,36	1,714	1,712	1,714
G+Q+E	65937,66	178,22	2,341	2,339	2,340
0.8G+E	52136,41	131,20	1,851	1,841	1,851
Vérification des contraintes		$\sigma_1 \leq 3,90$	$\sigma_{1.2} \leq 3,90$	$\sigma_m \leq 3,36$	
		C.V	C.V	C.V	

Tableau VII-2 : Vérifications des contraintes dans le sens X-X

Sens Y-Y					
Combinaison	N [KN]	M _y [KN/m]	σ_1 bar	σ_2 bar	σ_m bar
E.L.U	64394,68	158,86	2,288	2,282	2,286
ELS	48283,52	114,67	1,715	1,711	1,714
G+Q+E	66217,32	165,84	2,353	2,347	2,351
0.8G+E	52416,05	121,23	1,862	1,858	1,861
Vérification des contraintes		$\sigma_1 \leq 3,90$	$\sigma_{1.2} \leq 3,90$	$\sigma_m \leq 3,36$	
		C.V	C.V	C.V	

Tableau VII-3 : Vérifications des contraintes dans le sens Y-Y

Chapitre VII : Fondation

VII-3-8) vérification vis à vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne se soulève pas :

$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ avec:

W : poids du bâtiment

S : surface du radier

h: Profondeur de l'infrastructure ($h = 4,84\text{m}$).

γ : Poids volumique de l'eau 10 KN/m^3 .

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

$W = 29755.96\text{KN}$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1,5 \cdot 10 \cdot 4,84 \cdot 302,48 = 21960,048 \text{ KN}$$

$$W = 29755,96\text{KN} > 21960,048 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable.

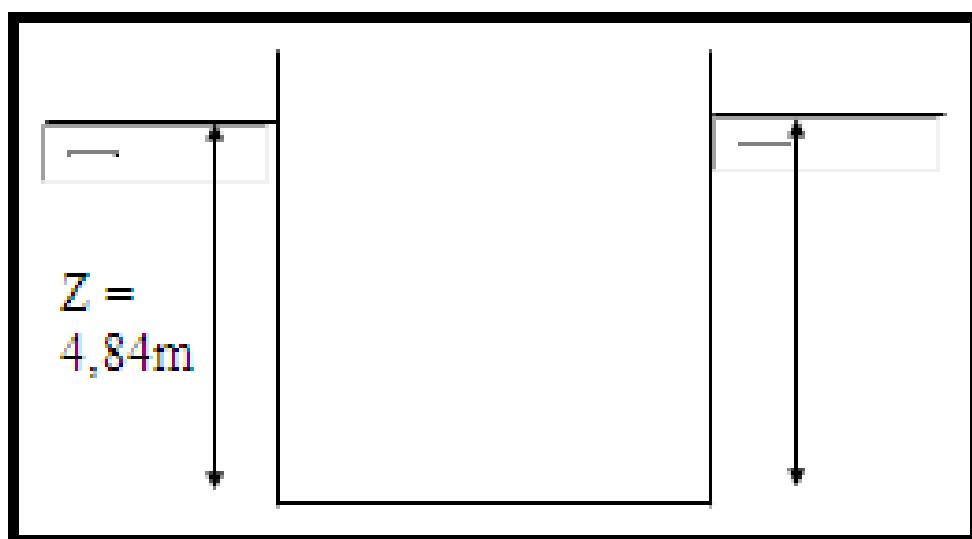


Figure VII-2 : Encrage de la structure

Chapitre VII : Fondation

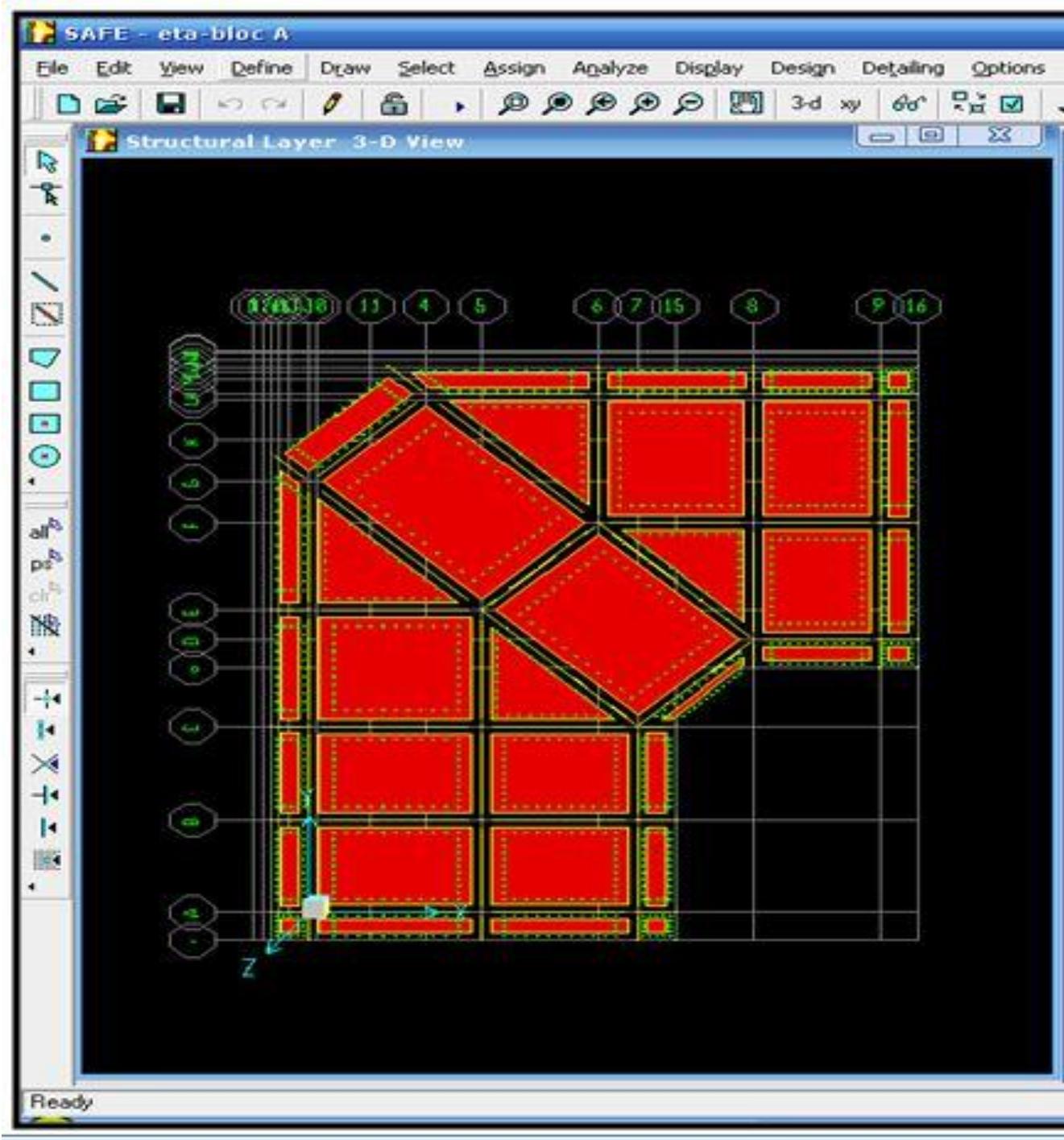
VII-3-9) Ferraillage du radier :

Après la modélisation de la structure et l'addition du radier avec l'analyse par le logiciel **ETABS v9.2.0** ; on transférant le radier modélisé a logiciel **SAFE.V8** par l'option «**Save story as SAFE. f2KText File**».

Vu le sol élastique et pour l'évaluation des efforts internes on utilise le logiciel **SAFE.V8**.

En déclarant uniquement le coefficient de raideur du type de sol par l'option «**soil support**»

Après l'analyse du radier par le logiciel **SAFE.V8** on obtient les résultats suivant :



Chapitre VII : Fondation

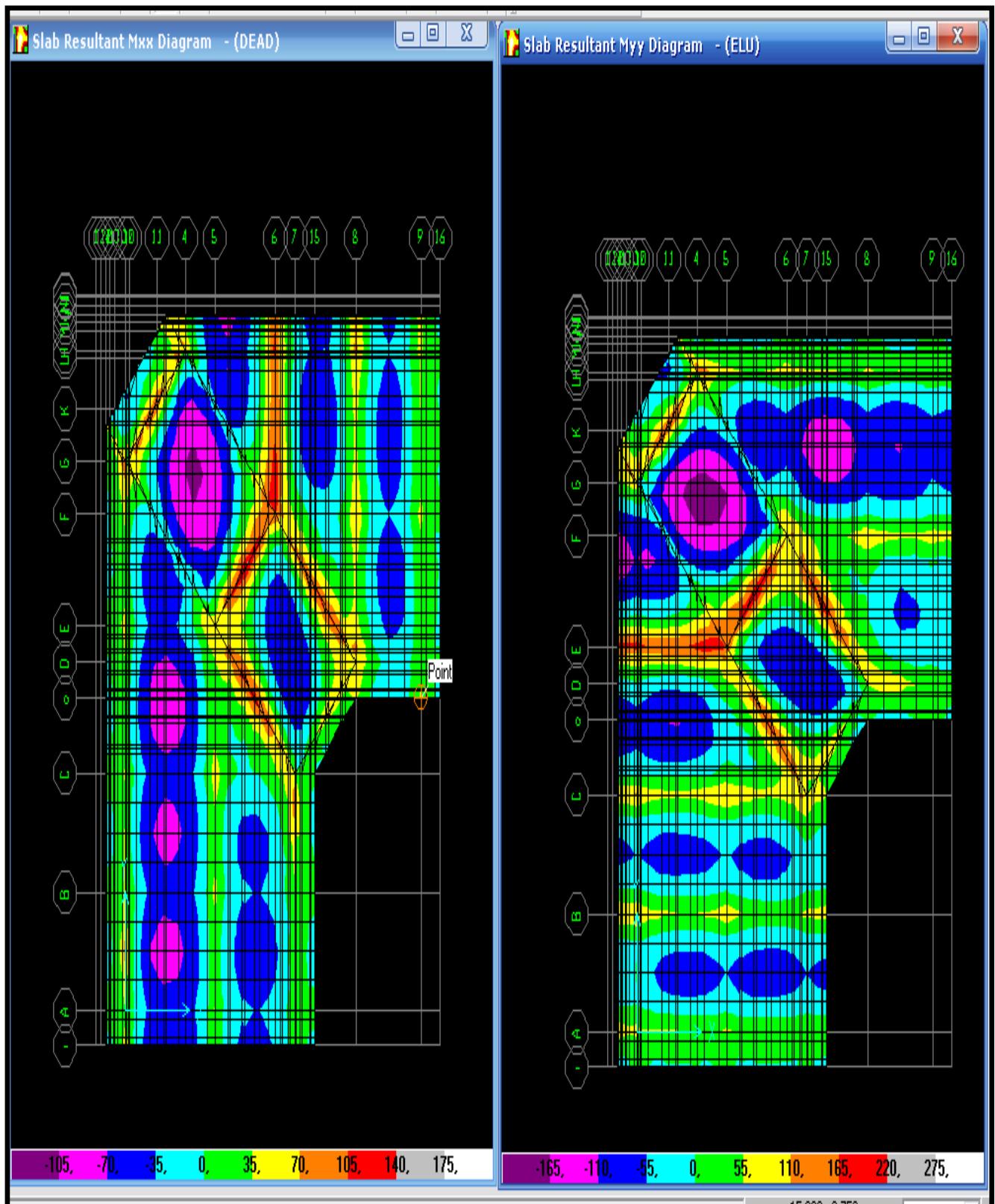


Figure VII-3 : L'analyse du radier par le logiciel SAFE.V8 (slab forces).

Chapitre VII : Fondation

a) Sollicitations maximales :

Sollicitation maximal		Sens X-X	Sens Y-Y
ELU	$M_t \text{ max}$	187,00	190,00
	$M_a \text{ max}$	132,38	143,00
ELS	$M_t \text{ max}$	137,00	138,00
	$M_a \text{ max}$	107,77	112,88

Tableau VII-4 : Tableau récapitulatif les sollicitations maximales

b) calcul des armatures

Le calcule se fait pour une bande de **1 m**.

b-1) Section minimale des armatures

➤ SuivantY-Y:

Pour les aciers à haute adhérence de nuance fe400:

$$A_{\min}^y = 0,08\%(b \times h) = 0,08\%(100 \times 40) \Rightarrow A_{\min}^y = 3,2 \text{cm}^2$$

$$A_{\min}^y = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 100 \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min}^y = 4,25 \text{cm}^2$$

➤ SuivantX-X:

$$A_{\min}^x = A_{\min}^y \cdot \frac{1}{2} \cdot (3 - l_x/l_y) = A_{\min}^y \cdot \frac{1}{2} (3 - 1,48) \Rightarrow A_{\min}^x = 3,22 \text{cm}^2/\text{ml}$$

b-2) Ferrailage le sens X-X:

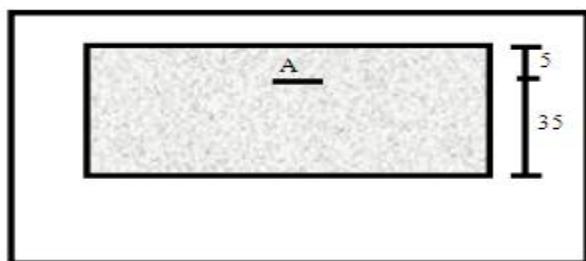


Figure VII-4 : Section de calcul en travée

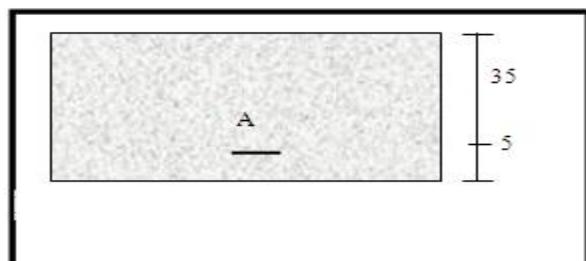


Figure VII-5 : Section de calcul en appui

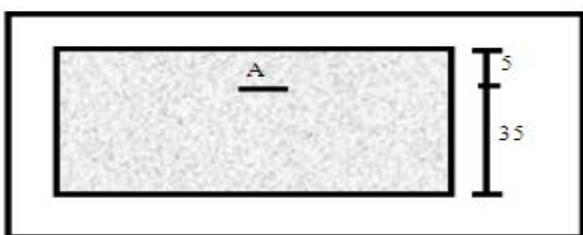


Figure VII-6: Section de calcul en travée

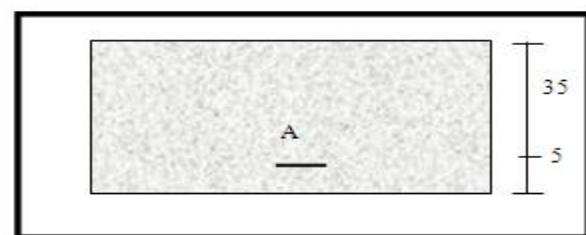


Figure VII-7: Section de calcul en appui

Chapitre VII : Fondation

b-3) Ferraillage le sens Y-Y:

Sens Y-Y	M _u (KN .m)	μ	α	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	e	A _s (cm ²)
travée	190,00	0,103	0,136	0,945	16,04	4,25	8T16	12	16,08
Appuis	143,00	0,077	0,101	0,959	11,89	3,22	6T16	15	12,06

Tableau VII-5 : Tableau de ferraillage sens Y-Y

Sens X-X	M_u (KN .m)	μ	A	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	e	A_s (cm ²)
travée	187,00	0,101	0,134	0,946	15,77	3,22	8T16	12	16,08
Appuis	132,38	0,071	0,0933	0,962	10,97	3,22	6T16	15	12,06

Tableau VII-6 : Tableau de ferraillage sens X-X

c) Vérification à l'E.L.S.:

- Calcul des contraintes : (fissuration préjudiciable)

La section étant soumise à un moment M_{ser} la contrainte à une distance (X) de l'axe neutre est :

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x$$

$$\text{On pose : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé (x = y); $\sigma_{bc} = Ky$
- Contrainte maximale dans l'acier tendu (x = d - y); $\sigma_s = 15(d - y)$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = K.y \leq \bar{\sigma}_s = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K(d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_{c28}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$\eta + 1,6 \rightarrow$ Pour les armatures à haute adhérence.

- Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec : A_{s'} = 0

- Inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y^2) + A'_s(y - d^2)]$

Chapitre VII : Fondation

Sens	(X – X)		(Y – Y)	
position	travée	appuis	travée	appuis
M_s(KN.m)	137,00	107,77	138,00	112,88
A_s(cm²)	16,08	12,06	16,08	12,06
y(cm)	10,8	9,7	10,8	9,7
σ_{bc}(MPa)	8,10	6,8	10,80	9,7
σ_s(MPa)	271,30	272,8	273,30	285,8
σ_{bc} ≤ σ̄_{bc} = 15	CV	CV	CV	CV
σ_s ≤ σ̄_s = 202	CNV	CNV	CNV	CNV

Tableau VII-7: Vérification à l'E.L.S

Remarque :

La contrainte dans l'acier tendu n'est pas vérifiée, dans cette situation on calcule une nouvelle section d'acier tendu et on vérifie à l'E.L.S.

➤ **Redimensionnement à l'E.L.S :**

Sens	(X – X)		(Y – Y)	
position	travée	appuis	travée	appuis
M_s(KN.m)	137,00	107,77	138,00	112,88
A_s(cm²)	22,00	17	22,5	17,5
y(cm)	12,30	11,2	10,80	9,7
σ_s(MPa)	201,4	196,5	198,60	285,8
σ_s ≤ σ̄_s = 202	CV	CV	CV	CV
choix/ml	9T20	9T16	9T20	9T16
A_s(cm²)	28,27	18,10	28,27	18,10
e(cm)	10	10	10	10

Tableau VII-8: Vérification à l'E.L.S

Chapitre VII : Fondation

d) Vérification de l'effort tranchant :

(Fissuration préjudiciable)

✓ contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d}$$

✓ contrainte tangente limite :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

sens	d (cm)	T_{\max} (KN)	τ_u (MPa)	τ_{limit} (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{\text{limit}}$ (MPa)
X – X	35	684	1,95		CV
Y – Y	35	833	2,38	3,33	CV

Tableau VII-9 : Vérification de l'effort tranchant

Donc : il n'y a pas de reprise de bétonnage est les armatures transversale ne sont pas nécessaire

VII-3-10) Ferraillage des poutres :

a) Sollicitations maximales :

Sollicitation maximal		E.L.U	E.L.S
Poutre principale	$M_{t\max}$ (KN.m)	820	219,00
	$M_{a\max}$ (KN.m)	470	101,00
Poutre secondaire	$M_{t\max}$ (KN.m)	416,00	305,00
	$M_{a\max}$ (KN.m)	93,00	66,00

Tableau VII-10 : Tableau récapitulatif les sollicitations maximale

Chapitre VII : Fondation

b) calcul des armatures :

b-1) Ferraillage de poutre principale :

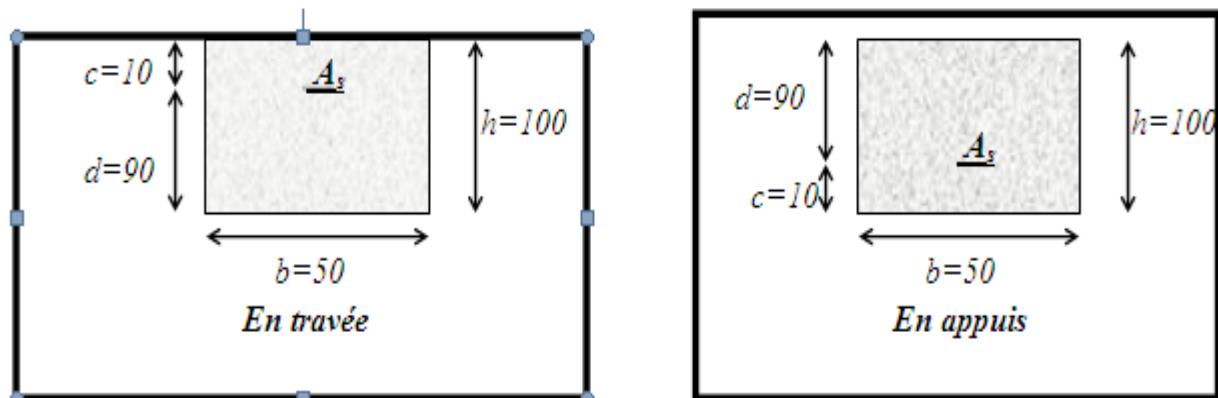


Figure VII-8: Section de calcul

PP	M_u (KN .m)	μ	α	B	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	choix	A_s (cm ²)
travée	820,00	0,143	0,193	0,923	28,37	4,89	10T20	31,42
Appuis	470,00	0,082	0,107	0,957	15,68	4,89	5T20	15,78

Tableau VII-11 : Tableau de ferraillages

b-2) Ferraillage de poutre secondaire :

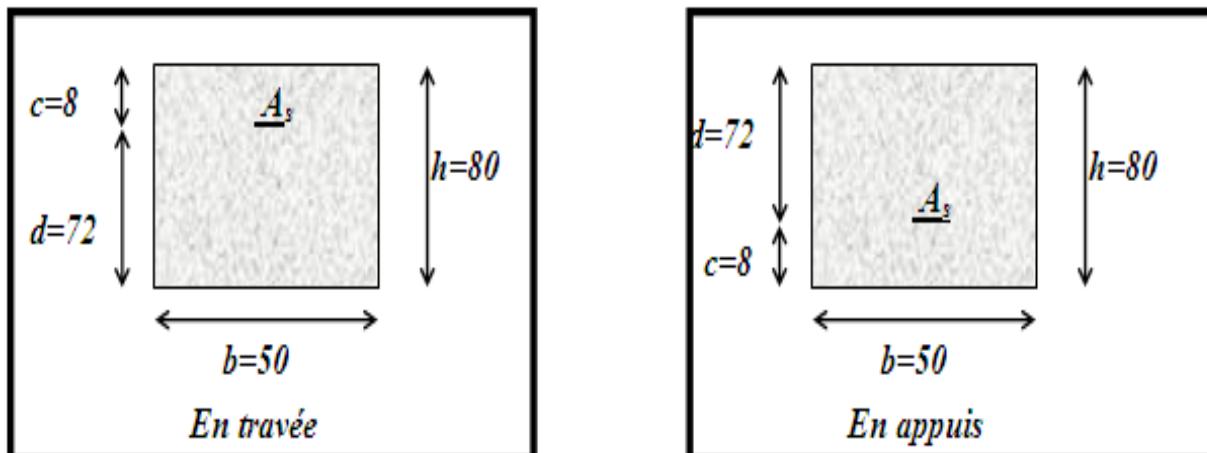


Figure VII-9: Section de calcul

Chapitre VII : Fondation

PS	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	A_s (cm ²)
travée	417,00	0,113	0,151	0,939	17,71	4,89	10T16	20,11
Appuis	92,00	0,025	0,032	0,987	3,72	4,89	5T14	7,70

Tableau VII-12 : Tableau de ferraillage PS

c) Vérification à l'E.L.S :

❖ Calcul des contraintes : (fissuration préjudiciable)

type	PP		PS	
position	travée	appuis	travée	appuis
M_s (KN. m)	219	101	305	66
A_s (cm ²)	31,42	15,32	17,71	7,70
y(cm)	32,80	24,50	23,07	12,3
σ_{bc} (MPa)	3,40	2,00	6,30	1,7
σ_s (MPa)	88,0	80,60	264,00	102,10
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202$	CV	CV	CNV	CV

Tableau VII-13: Vérification à l'E.L.S

Remarque :

La condition en travée n'est pas vérifiée pour la poutre secondaire, dans cette situation on calcule une nouvelle section d'acier tendu et en vérifié à l'E.L.S.

Type	PS
Position	travée
M_s (KN. m)	305
A_s (cm ²)	24,5
y(cm)	26,00
σ_{bc} (MPa)	7,40
σ_s (MPa)	196,6
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	CV
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202$	CV
Choix	5T20+5T16
A_s (cm ²)	25,76

Tableau VII-14: Vérification à l'E.L.S

Chapitre VII : Fondation

d) Calcul des armatures transversales :

d-1) Diamètre des armatures transversales Selon le B.A.E.L 91 :

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_T; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{1000}{35}; 12; \frac{500}{10}\right) = 12mm$$

On prend $\square \phi_T = 10mm$

On prend $A_t = 6\phi 10 = 3,14cm^2$

d-2) calcule des espacements Selon le B.A.E.L 91 modifie :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40cm) \Rightarrow \delta_{t1} \leq \min(81 ; 40) = 40cm$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin\alpha \cdot 0,4} \Rightarrow \delta_{t2} = \frac{3,14 \times 400}{50 \times 0,4} = 62,80cm$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{tj}^* \cdot K)} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 10cm$$

Avec : $\begin{cases} K = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10cm$$

d-3) Vérification des espacements Selon le R.P.A 99 :

↳ En zone nodale :

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_L\right)$$

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 2\right) = 24,00cm$$

On prend : $\delta_t = 10 cm$

↳ En zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50,00cm$$

On prend : $\delta_t = 15cm$

Remarque :

Selon le RPA 99/V2003, les premiers armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus de la face de l'appui.

Chapitre VII : Fondation

d-4) Vérification des armatures transversales Selon le R.P.A99 [2]:

La quantité d'armature transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{cm}^2$$

$$A_{t\min} = 2,25 \leq A_t = 3,14 \text{cm}^2 \dots \text{C V}$$

e) Recouvrement des barres longitudinales :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre

$$L_y = 40\phi$$

$$\phi = 2,0 \text{cm} \quad L_y = 40 \times 2,0 = 80 \text{cm}$$

$$\phi = 1,6 \text{cm} \quad L_y = 40 \times 1,6 = 64 \text{cm}$$

f) Anchorage des armatures tendues :

Valeur limitée de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\psi_s = 1,5$ Barres à H.A courantes.

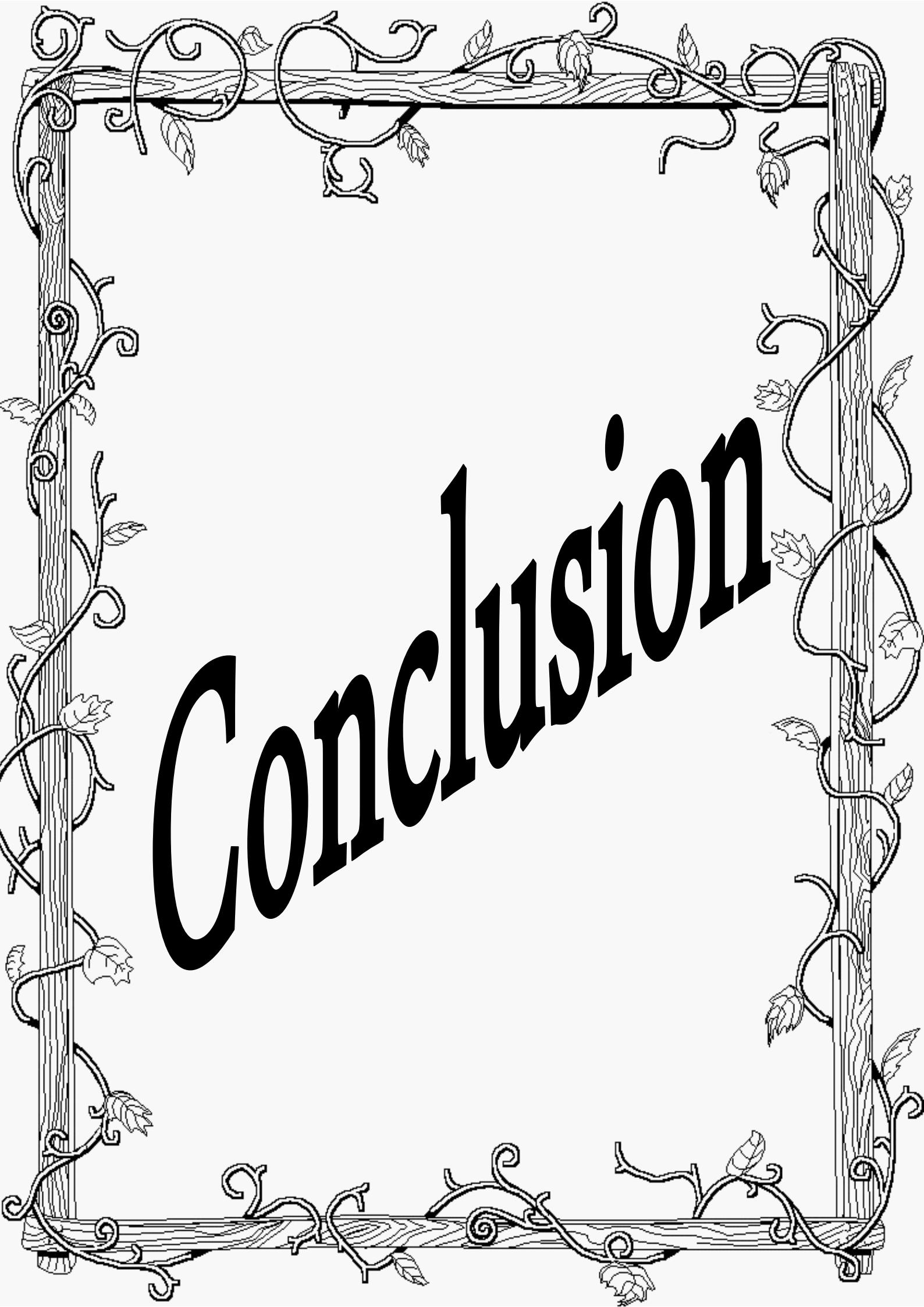
$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{MPa}$$

g) Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,33 \text{cm}$$

✓ Plan de ferraillage : voir plan N° : 02 et 03

Conclusion



Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation. Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures.

- L'application des règlements tels que :
RPA (99/version 2003) et BAEL 91
- La pratique des logiciels Comme :
ETABS; SAFE ; SOCOTEC, AUTOCAD ...etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur le contreventement et la disposition des voiles (**stabilité**); nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Enfin, on souhaite que ce projet sera un bon pas dans notre vie, une bonne porte pour franchir d'autres portes, comme on souhaite qu'il soit un document utile pour ceux qui le consulteront.