

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier

d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau {i}
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
$\bar{f}$	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression

f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier

Sommaire

Introduction :	1
CHAPITRE 1 : Présentation du projet.	2
1-1-Introduction :	2
1-1-1-Les données géométriques du projet :	2
1-1-2-Les données concernant le site :	2
1-2- Caractéristiques des matériaux :	3
1-2-1- Caractéristiques mécaniques des matériaux:	3
1-2-2- Béton :	3
1-2-2-1- Résistances mécaniques du béton :	3
1.2.3- Les aciers :	6
1-3 -Hypothèses de calcul :	8
 CHAPITRE 2 : Evaluation des charges et des surcharges et le pré dimensionnement des éléments résistants.	 9
2-1-Introduction :	9
2-1-1-Les charges réglementaires :	9
2-1-2-Les charges permanentes :	9
2-1-3-Les charges d'exploitation :	9
2-2-descente des charges :	9
2-3-Pré-dimensionnement :	13
2-3-1-Introduction :	13
2-3-2 -Détermination de l'épaisseur du plancher :	13
2-3-3-Les poteaux :	14
2-3-4-Pré dimensionnement par B.A.E.L :	14
2-3-5- pre dimensionnement des poutres :	17
2-4.Les voiles :	19
 CHAPITRE 3 : Etude des éléments secondaires.	 20
3-1-CALCULE DE L'ESCALIER :	20
3-1-1-Pré dimensionnement des escaliers :	20
3-1-2-Evaluation des charges et surcharges :	21
3-1-3-Ferraillage des escaliers :	22
3-1-4-Ferraillage de la paillasse et du palier :	22
3-1-5-Calcul de ferraillage :	23

3-1-5-1-Ferraillage principale :	23
3-1-5-2-Ferraillage de chapeau:	23
3-1-5-3-Ferraillage de répartition :	23
3-1-6-La poutre palière :	24
3-2- calcul des Planchers	25
3-2-1Introduction :	25
3-2-2-Calcul des poutrelles :	25
3-2-3-Les types des poutrelles:	26
3-2-4-Les charges des poutrelles :	27
3-2-5-Détermination des efforts internes:	27
3-2-5-1-Méthode forfaitaire:	28
3-2-5-2Application de la méthode:	28
3-2-7- Récapitulatifs du ferraillage des poutrelles:	38
3-3-1- Ferraillage de la dalle de compression:	39
3-4-1- Étude de L'acrotère:	39
3-4-2 -Poids propre de l'acrotère :	39
3-4-4-Calcul de l'excentricité :	40
3-4-5-Détermination du ferraillage :	40
3-5-Etude du plancher dalle pleine :	44
3-5-1-Calcul des Moments :	44
3-5-2Calcul des Ferraillages :	45
3-6- Etude des Balcons :	46
3-6-1-Introduction :	46
3-6-2- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :	46
3-6-3- Détermination du ferraillage	46
CHAPITRE 4 : Etude dynamique	52
4-1- Introduction :	52
4-2-Choix de la méthode de calcul :	53
4-2-1-Conditions d'application de la méthode statique équivalente	53
4-2-2- Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.	53
4-2-3-Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :	54
4-3- Combinaison d'action :	54
4-4- Détermination de la force sismique totale :	54
4-4-1- Coefficient d'accélération [A] :	54

4-4-3- Facteur de qualité [Q]:	55
4-4-4-Facteur de correction d'amortissement [η] :	55
4-5-6-Poids totale de la structure [W]:	55
4-4-7-Facteur d'amplification dynamique [D]:	56
4-5- Estimation de la période fondamentale de la structure:.....	56
4-5-1Disposition des voiles:	57
4-5-2-Résultats de calcul :	58
4-6-Caractéristique géométrique et massique de la structure:	59
4-6-1- Centre de masse :	59
4-6-2-Centre de torsion :	59
4-6-3-Evaluation des excentricités :	59
4-7-La force sismique statique :	61
4-8-Application de la méthode d'analyse modale spectrale:	61
4-8-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente : .	62
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux.....	63
5-1-FERRAILLAGE DES POTEAUX :	63
5-2-Vérification spécifique sous sollicitations normales :	63
5-3- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	64
5-4-Ferraillage des poteaux:	66
5-4-1-Armatures longitudinales :	66
5-4-2-Ferraillage transversale :	68
5-1-Les poutres :	71
5-2-Recommandation du RPA99.V 2003:.....	71
5-3-Exemple d'étude de la poutre principale:	72
5-3-1-L'espacement des armatures transversales :	75
5-5-2-Calcul des armatures transversales :	75
5-5-3-Exemple d'étude de la poutre secondaire:	76
5-5-4-1calcul des armatures longitudinales:	76
5-5-4-2-L'espacement des armatures transversales :	79
5-5-4-3-Calcul des armatures transversales :	80
5-5-Les voiles:	81
5-5-2-Détermination des sollicitations	81
5-5-3-Détermination du ferraillage:.....	82

CHAPITRE 6 : Infrastructure	83
6-1-Introduction :	83
6-2-etude de voile périphérique:	83
6-2-1-Dimensionnement:	83
6-2-3-Détermination des sollicitations:	84
6-2-4-Calcul du ferrailage:	85
6-2-5- Condition de non fragilité :	86
6-3-Etude fondation :	87
6-3-1-Stabilité des fondations :	87
6-3-2- Le choix de type de la fondation :	87
6-3-2-1-Semelle isolée :	88
6-3-3 Pré dimensionnement :	88
6-3-4Epaisseur du radier :	88
6-3-4-1-Débordement (D) :	89
6-3-5- Vérification de la contrainte du sol :	89
6-3-5-1- Vérification au poinçonnement :	90
6-3-7- Les différentes sollicitations :	91
6-3-8-Calcul du ferrailage de la dalle :	92
6-3-9 -Vérification a l'ELS :	93
6-4-1-Calcul de ferrailage de la nervure :	96
CHAPITRE 7 :Etude comparative	100
7-1- Introduction :	100
7-1-1-Aspect architectural :	100
7-1-2 Aspect technique :	100
7-1-3- Aspect économique :	101
7-2-Comparaison des coûts :	105
7-3-Comparaison des délais :	105
7-4- conclusion de l'étude comparative:	106

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Les hypothèses de calcul.....	8
Tableau 2-1 : Charge à la terrasse inaccessible aux plancher corps creux.....	10
Tableau 2-2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant11.....	11
Tableau 2-2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant11.....	12
Tableau 2-3 : Descente des charges des balcons.....	12
Tableau 2-4 : Descente des charges des dalles pleines.....	12
Tableau 2-5 : Récapitulation du pré dimensionnement.....	16
Tableau 3-1 : Combinaison des charges des escaliers.....	21
Tableau3-2 : Descentes de charge des poutrelles.....	27
Tableau 3-3: Différents efforts pour l'ELU.....	32
Tableau 3-4: Différents efforts pour l'ELS.....	32
Tableau 3-5 : Ferrailage des poutrelles.....	38
Tableau 3-6 : Ferrailage du balcon.....	49
Tableau 4-1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.....	55
Tableau 4-2:Période et facteur de participation massique.....	58
Tableau 4-3 : Les différentes caractéristiques de la structure.....	60
Tableau-4-4 : Les réactions à la base.....	62
Tableau 5-1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	64
Tableau 5-2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	65
Tableau 5-3 : Ferrailage longitudinale des poteaux.....	68
Tableau 5-4:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	70
Tableau 5-5 : Ferrailage transversale des poteaux.....	70
Tableau 5-4: Vérification de la contrainte.....	81
Tableau 5-5 : Sollicitations dans les voiles.....	82

Tableau 7-1 : volume des éléments en béton armé.....	102
Tableau 7-2 : volume du béton armé de l'infrastructure.....	103
Tableau 7-3 : la masse totale des poteaux.....	103
Tableau 7-4 : la masse totale des poutres et des solives.....	104

Liste des Figures

Figure 1-1 : Diagramme contraintes- déformations du béton.....	4
Figure I-2 : Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton.....	5
Figure 1-3 : Diagramme contraintes- déformations d'acier.....	7
Figure 2-1 : plancher terrasse.....	10
Figure 2-2 : plancher étage courant.....	11
Figure 2-3 : Acrotère.....	13
Figure 2-4 : dalle en corps creux.....	14
Figure 2-5 : le poteau le plus sollicité	15
Figure 2-6: la poutre la plus sollicité	17
Figure 2-7 : Le chainage.....	18
Figure 2-7 : Voile.....	19
Figure 3-1 : Schéma d'un escalier.....	20
Figure 3-2 : Plancher en corps creux.....	25
Figure 3-3:Les types des poutrelles.....	27
Figure 3-4: Schémas statiques de type 3.....	28
Figure 3-5 : diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 étages.....	31
Figure 3-6: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 3...31	
Figure 3-7: dimension poutrelle.....	32
Figure 3-9 : Schéma statique du balcon.....	48



Figure 3-10 : Schéma de ferrailage.....	51
Figure 4-1 : Modèle 3D de la structure.....	52
Figure 4-2 : disposition des voiles.....	57
Figure4-3 : Spectre de réponse.....	61
Figure5-1 : ferrailage du poteau le plus sollicité.....	71
Figure 5-2: Ferrailage des poutres principales (30x50).....	76
Figure 5-3 :Ferrailage des poutres secondaire (30x40).....	80
Figure 6-1 : Schéma d'un mur périphérique.....	84
Figure 6-2 : Dimension du radier.....	89
Figure6-3 : Moments M11 a l'ELU.....	91
Figure 6-4 : Moments M22 a l'ELU.....	91
Figure 6-5 : Dimension de la nervure.....	96

Introduction :

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil, consiste à établir une étude complète d'un bâtiment (2SS+R+14) à usage d'habitation en béton armé qui sera comparé avec celui déjà réalisé en acier.

Le bâtiment est implanté dans la région de la wilaya d'ORAN, classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99-version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone II a).

Une question se pose : est-ce-qu'il est bénéfique de construire en béton armé ou en construction mixte ????

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE PROJET

1-1-Introduction :

Notre mémoire concerne la conception et l'étude d'une Tour (R+14) + deux sous sol en béton armé puis une étude comparative avec une construction mixte.

Le bâtiment sera implanté dans la wilaya d'ORAN (la zone IIa) qui est de moyenne sismicité .

Le bâtiment comporte 15 niveaux ayant une distribution de 02 logements par niveau de type F3 et deux parkings au sous sol.

Les façades sont constituées de maçonnerie en briques creuses double cloisons de 30cm (10 + 05 + 15) cm et par des voiles.

Les planchers sont constitués par des planchers en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

Les outils utilisés dans cette étude sont le logiciel **S.A.P 2000 v. 14** pour le calcul des éléments structuraux et le logiciel **M.S. PROJECT** pour définir les plannings de réalisation des deux structures afin de faire une comparaison sur les délais de réalisation.

1-1-1-Les données géométriques du projet :

- Longueur total $L = 30,64\text{m}$
- Largeur total $I = 13,4\text{m}$
- La hauteur totale $Z = 57\text{m}$
- La hauteur d'étage $h_e = 3.80\text{ m}$
- La hauteur de RDC $H = 3.80\text{ m}$
- La hauteur de s/soul $h_s = 2,80\text{m}$

1-1-2-Les données concernant le site :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.2 bars.

Altitude =160m

1-2- Caractéristiques des matériaux

1-2-1 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.

1-2-2 Béton :

Le béton est des matériaux constitués par un mélange de ciment, de granulat et d'eau respectons des rapports bien définit.

1-2-2-1 Résistances mécaniques du béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003 (7.2.1), pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa.

Par contre sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

a-Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

⇒ Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b-Résistance caractéristique à la traction :

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

c-Contraintes et déformations :**-Contrainte limites :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- **Diagramme parabole rectangle :** C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

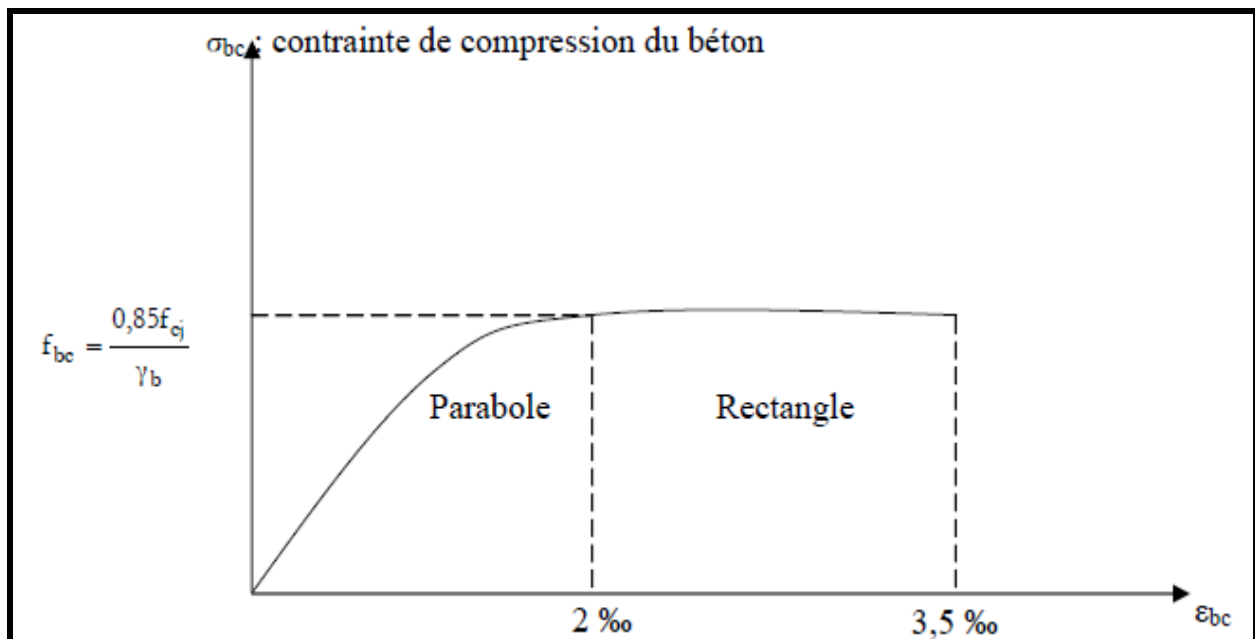


Figure 1.1 Diagramme contraintes- déformations du béton

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\% \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \cdot (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\% \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Diagramme rectangulaire :**
- Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

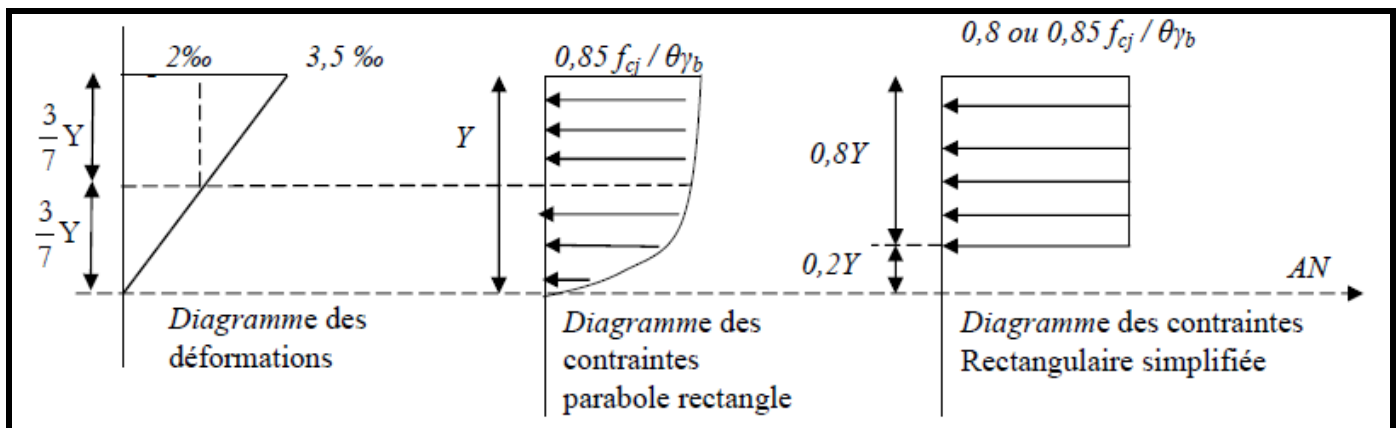


Figure I.2 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

- D'où : θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ si la durée est supérieure à } 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée est comprise entre } 1\text{h et } 24\text{h.} \\ \theta = 0,85 \text{ dans les autres cas.} \end{cases}$$

- Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur :

$$\Rightarrow 0,85 \times f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta : \text{ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.}$$

⇒ $0.8 \times f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

⇒ **Contrainte admissible de cisaillement :**

$\tau_u = \text{Min}(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$, Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \text{Min}(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$, Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} , \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinal du béton :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} , \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]}$$

- **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} = E_{ij} / 3 , \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]}$$

Module de déformation transversale :

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta l / l)$: Déformation relative longitudinale.

D'après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à : $\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$

1.2.3 Les aciers :

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.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier Fe E215, FeE 235
- Acier à haute adhérence Fe E 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

Diagramme contrainte- déformation : (ELU)

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général,

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

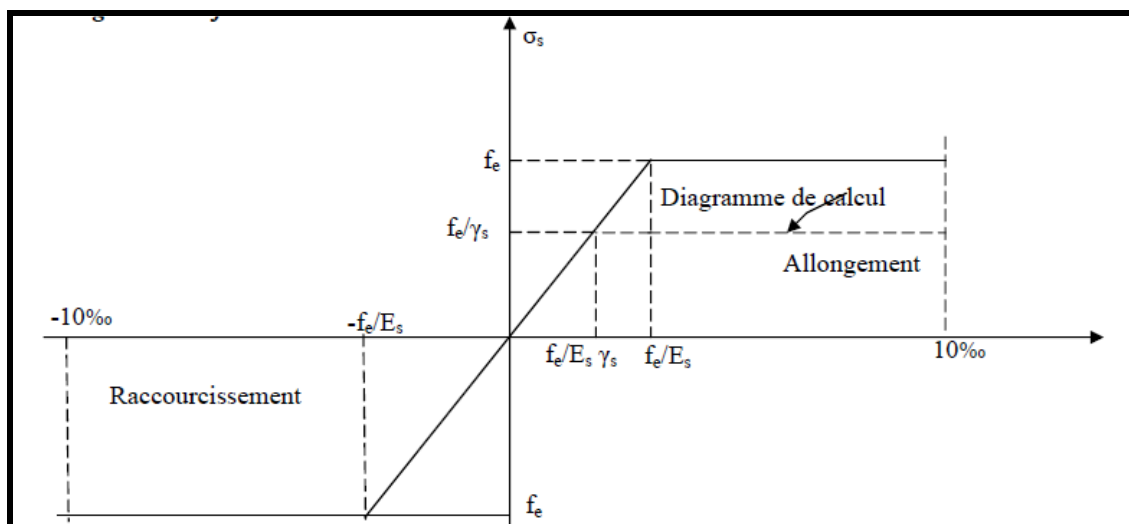


Figure 1.3 Diagramme contraintes- déformations d'acier

Contrainte limite de traction des armatures : (ELS)

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min} (2/3.f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min} (0.5f_e ; 90\sqrt{\eta.f_{tj}})$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} \begin{cases} 1 & \text{pour des ronds lisses} \\ 1.6 & \text{pour les hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1.3 & \text{pour les hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

1-3 Hypothèses de calcul :

La résistance du béton à la compression à 28 jours	f_{c28}	25 Mpa.
La résistance du béton à la traction	f_{t28}	2.1 Mpa.
Le module d'élasticité différé	E_{vj}	10818.865 Mpa
Le module d'élasticité instantané	E_{ij}	32164.195 Mpa
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	f_e	400 Mpa

Tableau 1-1 : Les hypothèses de calcul

CHAPITRE 2

Evaluation des charges et surcharges et Le pré dimensionnement des éléments résistants

2-1Introduction :

2-1-1-Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

2-1-2-Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

2-1-3-Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

2-2-DESCENTE DES CHARGES :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

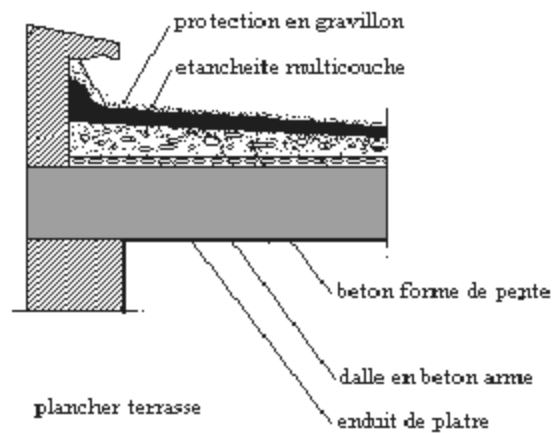
Pour l'évaluation des charges et surcharges, il convient de préciser que les planchers sont constitués de dalles en corps creux et de dalles pleine. Ces dernières sont disposées dans les balcons et les paliers d'escaliers.

On note :

- G : poids des charges permanentes.
- Q : poids des surcharges d'exploitations.
- ρ_b : masse volumique du béton.
-

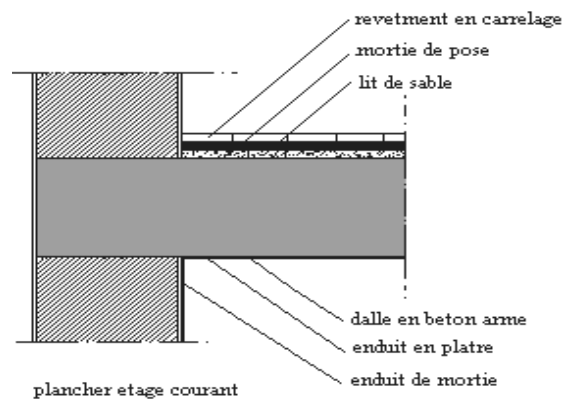
Niveau Plancher terrasse inaccessible corps creux :

Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Plancher 20+5	(0.2+0.05)	14	350 Kg/m ²
Enduit sous plafond	0.02	18	36 Kg/m ²
Etanchéité multicouche	0.03	06	18 Kg/m ²
Forme de pente	0.1	20	200 Kg/m ²
Gravier de protection	0.05	17	85 Kg/m ²
<u>La charge permanente</u>	/	/	G₁ = 691 Kg/m²
<u>Surcharge d'exploitation</u>	/	/	Q₁ = 100 Kg/m²

Tableau 2-1 Charge à la terrasse inaccessible aux plancher corps creux**Figure 2-1** : plancher terrasse

Niveau Plancher étage courant :

<u>Charges permanentes</u>	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Plancher 20+5	(0.2+0.05)	14	350 Kg/m ²
Enduit sous plafond	0.02	18	36 Kg/m ²
Lit de sable	0.02	18	36 Kg/m ²
Carrelage	0.02	22	44 Kg/m ²
Mortier de pose	0.02	20	40 kg/ m ²
Cloison	0.10	/	100 Kg/m ²
<u>La charge permanente</u>	/	/	G₂= 606 Kg/m²
<u>Surcharge d'exploitation</u>	/	/	Q₂ = 150 Kg/m²

Tableau 2-2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant**Figure 2-2 : plancher étage courant****Balcons :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :
 $L / 15 < e < (L / 20) + 7$ on a : $L = 1,50\text{m}$

$$12.2 < e < 16.15$$

On adopte un **e = 15 cm.**

<u>Charges permanentes</u>	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	
Dalle en béton armé	0.15	25	375 Kg/m ²
Enduit ciment	0.02	20	40 Kg/m ²
Lit de sable	0.02	18	36 Kg/m ²
Carrelage	0.02	22	44 Kg/m ²
Mortier de pose	0.02	20	40 kg/ m ²
<u>La charge permanente</u>	/	/	G₃= 535 Kg/m²
<u>Surcharge d'exploitation</u>	/	/	Q₃ = 350 Kg/m²

Tableau 2-3 : Descente des charges des balcons**Dalle pleine**

<u>Charges permanentes</u>	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	
Dalle en béton armé	0.15	25	375 Kg/m ²
Enduit ciment	0.025	20	50 Kg/m ²
Format en beton armé	0.05	25	125 Kg/m ²
<u>La charge permanente</u>	/	/	G₃= 550 Kg/m²
<u>Surcharge d'exploitation</u>	/	/	Q₄ = 250 Kg/m²

Tableau 2-4 : Descente des charges des dalles pleines**Murs extérieurs en maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 20 % d'ouvertures :

Enduit extérieur :..... 0,02 x 2000 = 40 kg/m² ;

Briques creuses :.....0,25 x 900 = 225kg/m² ;

Enduit intérieur :.....0,015 x1200 = 18 kg/m².

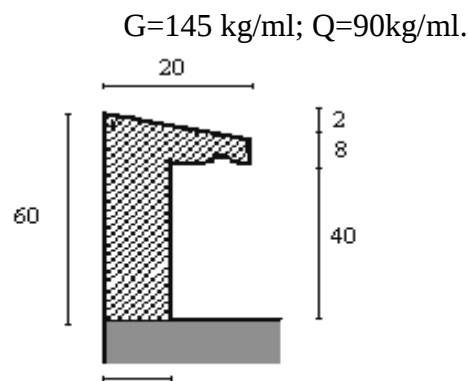
$$\Sigma 283 \text{ kg/m}^2$$

En considérant les 20 % d'ouvertures283×0,8 = 226.4 kg/m².

Acrotère:

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4) = 0.058 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.058 \times 2500 = 145 \text{ kg/ml.}$$

**Figure 2-3: Acrotère****2-3-Pré-dimensionnement****2-3-1.Introduction :**

Le pré dimensionnement est très important, son but est déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

2.3.2Détermination de l'épaisseur du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➤ L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{l}{22,5}$

l : plus grande portée dans le sens considéré

$$h \geq \frac{510}{22,5} = 23 \text{ cm.}$$

On adopte $h = 25 \text{ cm.}$

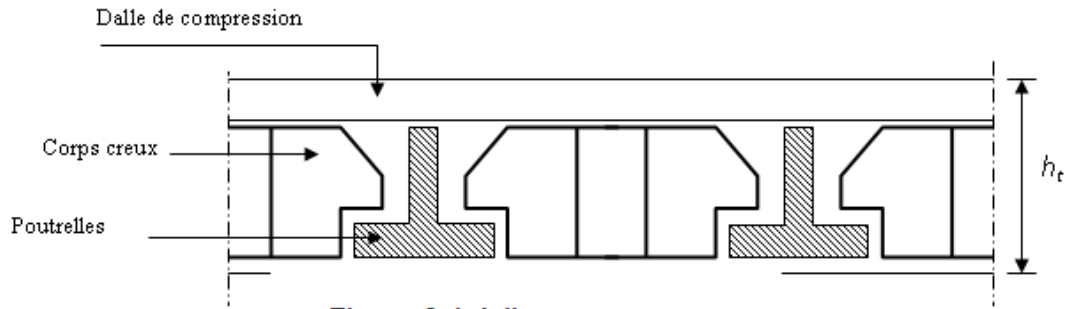


Figure 2-4 dalle en corps creux

2-3-3-Les poteaux :

On suppose une charge moyenne de $1 \text{ (t/m}^2\text{)}$ par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

2-3-4-Pré dimensionnement par B. A.E.L :

Le pré dimensionnement du poteau se fait pour qu'on ait un flambement inférieur à 35. ($\lambda \leq 35$)

On prend. $\lambda = 35$.

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 * f_e}{100 * \gamma_s}}$$

Avec :

B_r : La section réduite. $B_r = (a - 0.02) * (b - 0.02)$ (En m^2).

β : Coefficient de correction $\beta = 1 + 0,2 * (\frac{\lambda}{35})^2 \implies \beta = 1.2$

$N_u = P * S * n$ Avec :

- $P = 1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ Kn/m}^2$.

- S = La plus grand surface pue le poteau prend.

- n = nombre d'étage + la terrasse inaccessible + sous sol.

$$N_u = 10 * 25.85 * 17 = 4394.5 \text{ kN}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} \implies f_{bc} = 14.17 \text{ MPa. ; Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15$$

$$B_r \geq \frac{1.2 * 4.394}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}} \geq 0.28 \text{ m}^2$$

En supposant que notre poteau est carré alors on obtient **a=b= 55 cm**.

S= la surface offerte au poteau.

$$S = (2.75 + 2.70) \times (2.75 + 2.0) = 25.85 \text{ m}^2$$

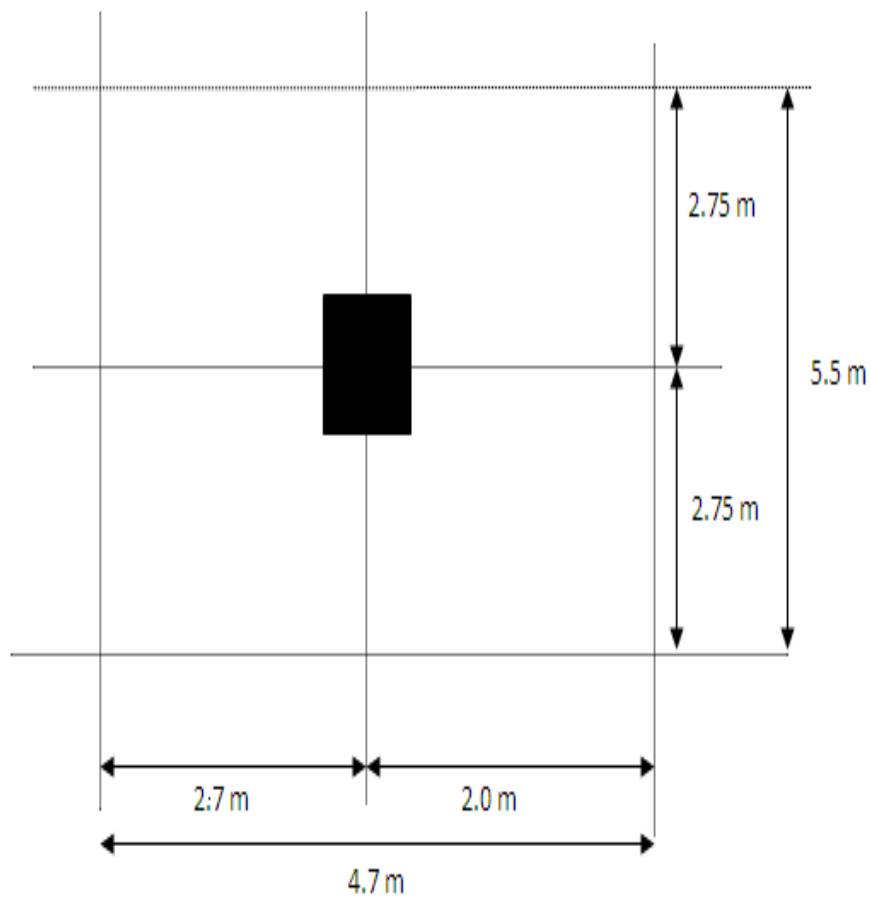


Figure 2-5 : le poteau le plus sollicité

Poteaux plus sollicité :

	Niveau	S (m^2)	Nu	a=b (m)	h (m)	
Sous sol	1	25.85	4,394	0,55	3,80	CV
Sous sol	2	25.85	4,136	0,55	3,80	CV
RDC	0	25.85	3,877	0,55	3,80	CV
Etage	1	25.85	3,619	0,55	3,80	CV
Etage	2	25.85	3,360	0,50	3,80	CV
Etage	3	25.85	3,102	0,50	3,80	CV
Etage	4	25.85	2,843	0,45	3,80	CV
Etage	5	25.85	2,585	0,45	3,80	CV
Etage	6	25.85	2,326	0,45	3,80	CV
Etage	7	25.85	2,068	0,40	3,80	CV
Etage	8	25.85	1,809	0,40	3,80	CV
Etage	9	25.85	1,551	0,35	3,80	CV
Etage	10	25.85	1,292	0,35	3,80	CV
Etage	11	25.85	1.034	0,30	3,80	CV
Etage	12	25.85	0,775	0,30	3,80	CV
Etage	13	25.85	0,517	0,30	3,80	CV
Etage	14	25.85	0,258	0,30	3,80	CV

Tableau 2-5 : Récapitulation du pré dimensionnement

2-4-1) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

Les poutres principales:

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a :

$$L_{\max} = 6.00 \text{ m}$$

$$L/15 < h < L/10$$

$$40 < h < 60$$

On prend $b=30 \text{ cm}$ et $h=50 \text{ cm}$.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} . \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{cv.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad h = 50 \text{ cm} \dots\dots \text{cv.}$$

$$\frac{b}{h} < 4 \quad \longrightarrow \quad 50/30 < 4 \dots\dots \text{cv.}$$

Donc on adopte $h= 50 \text{ cm}$ et $b=30 \text{ cm}$.

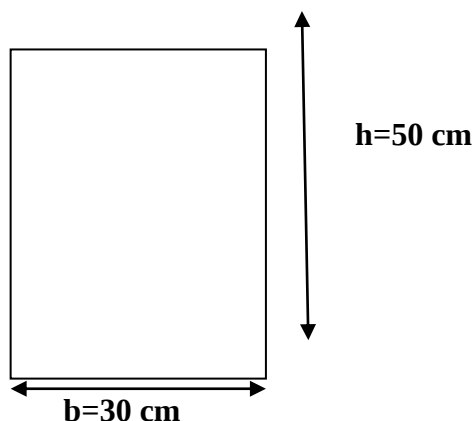


Figure 2-6: la poutre la plus sollicitée

Les poutres secondaires:

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de CBA93 on a :

$$L_{\max} = 5.40 \text{ m}$$

$$L/15 < h < L/10$$

$$36 < h < 54$$

On prend $b=30 \text{ cm}$ et $h=50 \text{ cm}$.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} . \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{cv.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} . \quad \longrightarrow \quad h = 40 \text{ cm} \dots\dots \text{cv.}$$

$$\frac{b}{h} < 4 \quad \longrightarrow \quad 40/30 < 4 \dots\dots \text{cv.}$$

Donc on adopte $h= 40 \text{ cm}$ et $b=30 \text{ cm}$.

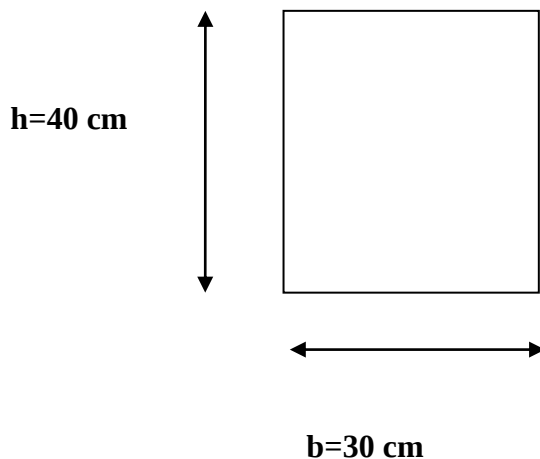


Figure 2-7 : Le chainage

2-5-1. Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par **RPA99.v2003** ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

*Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

*Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

*Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

*Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de **RPA99.v2003, p 56 ;**
 $L \geq 4 * a$.

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

*Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$\text{On a: } \begin{cases} h_s = 2.80 \text{ m} \rightarrow a \geq 2,80/20 = 0,14 & \text{pour le sous sols. } h_e \\ = 3.80 \text{ m} \rightarrow a \geq 3,19/20 = 0,19 \end{cases}$$

On adopte $a=20 \text{ cm}$ pour tous les étages et les sous sol

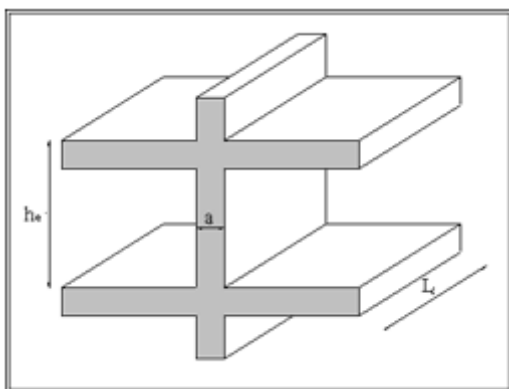


Figure 2-7 : Voile

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3-1-CALCULE DE L'ESCALIER :

3-1-1-Pré dimensionnement des escaliers :

D'après la formule de **BONDEL** : $59\text{cm} \leq g + (2 * h) \leq 66\text{cm}$

h : varie de 14 cm à 20 cm.

g varie de 22cm à 30 cm.

Hauteur d' étage : $h_e = 3.8\text{m}$.

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

On a $59\text{ cm} = (g + (2 * h)) = 66\text{cm}$

$14.5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Pour $h = 18\text{ cm}$ on a 10 marches pour le 1^{er} volée et 11 pour le 2^{eme} volée

La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L = g * (n - 1) = 30 * (10 - 1)$$

$$L = 270\text{cm} = 2.7\text{m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{10 * 18}{272} = 0.66$$

$$\alpha = 33.69^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L = l = \frac{180}{\sin \alpha} = 3.24\text{m}$$

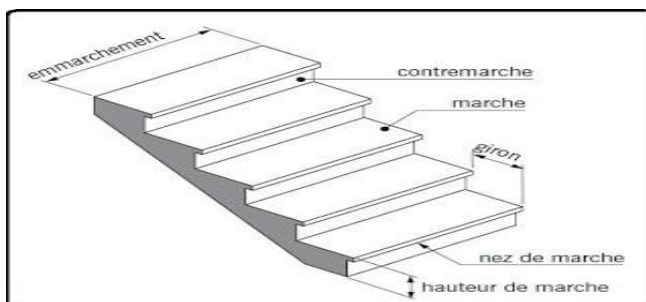


Figure 3-1 Schéma d'un escalier

3-1-2-Evaluation des charges et surcharges :**Paillasse :**

1-Poids propre de la paillasse	→	$\frac{25 \times 0.15}{\cos 33.69} = 4.50 \text{ k N/ m}^2$
2-Poids propre des marches	→	$0.18 \times 12.5 = 2.25 \text{ k N/ m}^2$
3-Mortier de pose	→	$(0.2 \times 2) \times 2 = 0.8 \text{ k N/ m}^2$
4-Carrelage	→	$(0.2 + \frac{180}{300} \times 0.2) \times 2 = 0.64 \text{ k N/ m}^2$
5-Lit de sable	→	$0.17 \times 1 = 0.17 \text{ k N/ m}^2$
6-Enduits de ciments	→	$0.18 \times 2 = 0.36 \text{ k N/ m}^2$
7-Garde-corps	→	0.9 k N/ m^2

$$G = 9.62 \text{ k N/ m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ k N/ m}^2$$

Palier :

1-Poids propre de la paillasse	→	$0.15 \times 25 = 3.75 \text{ k N/ m}^2$
2-Mortier de pose	→	$0.2 \times 2 = 0.4 \text{ k N/ m}^2$
3-Carrelage	→	$0.2 \times 2 = 0.4 \text{ k N/ m}^2$
4-Lit de sable	→	$0.17 \times 1 = 0.17 \text{ k N/ m}^2$
5-Enduits de ciment	→	$0.18 \times 0.2 = 0.36 \text{ k N/ m}^2$

$$G = 5.08 \text{ k N/ m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ k N/ m}^2$$

Combinaison de charge :

	E.L.U(KN/ml)	E.L.S(KN/ml)
Combinaison	1.35G+1.5Q	G+Q
Paillasse	16.74	12.12
Palier	10.61	7.58

Tableau 3-1 : combinaison des charges des escaliers

3-1-3-Ferraillage des escaliers :

Les ferraillages se font par mètre linéaire :

3-1-4-Ferraillage de la paillasse et du palier :

Calcul des réactions d'appui :

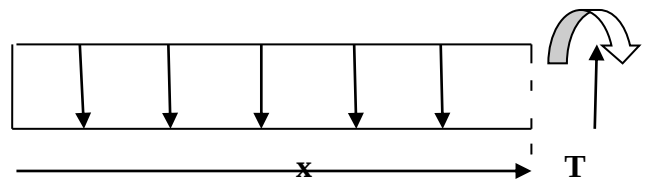
$$\sum M/b=0$$

$$R_a \cdot 3 - \left(\frac{16.74 \cdot 9}{2} \right) - (10.61 \cdot 1.2 \cdot (0.6 + 3)) = 0$$

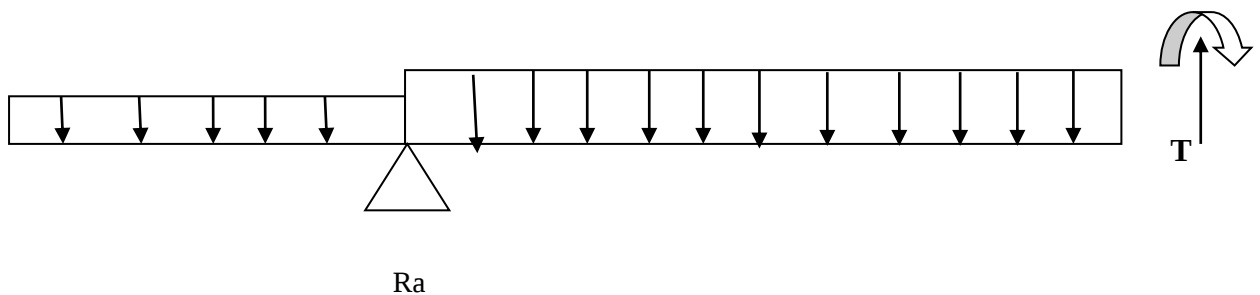
$$R_a = 40.39 \text{ KN.}$$

Section1-1 : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$

$$M(x) = -5.30x^2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KNm} \\ M(1.2) = 7.63 \text{ KNm} \end{cases}$$



Section2-2 : $0 \leq x \leq 3\text{m}$



$$M(x) = 40.39x - 8.37x^2 - (10.61 \cdot 1.2) \cdot (x + 0.6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = -7.63 \text{ KNm} \\ M(3) = 0 \text{ kNm} \\ \text{Pour } M'(x) = 0 \longrightarrow x = 1.65 \text{ m} \\ M(1.65) = 12.91 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

3-1-5-Calcul de ferrailage :**3-1-5-1-Ferrailage principale :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0.01269}{1 \cdot 0.018 \cdot 14.17} = 0.049 < \mu_r = 0.392$$

Section a simple armature :

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.049}) = 0.062$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.062) = 0.131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1.15 \cdot 0.01269}{0.131 \cdot 400} = 2.79 \text{ cm}^2$$

On choisir 4T12=4.52 cm²

3-1-5-2-Ferrailage de chapeau:

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{7.63 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.018 \cdot 14.17} = 0.0299 < \mu_r = 0.392$$

Section a simple armature :

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0299}) = 0.038$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.038) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1.15 \cdot 7.63}{0.133 \cdot 400 \cdot 1000} = 1.65 \text{ cm}^2$$

On choisir 3T12=3.39 cm²

3-1-5-3-Ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \implies \text{Le ferrailage se fait avec les barres T8 avec des espacements de 15 cm.}$$

Calcul à ELS :

*La réaction obtenue $R_a = 28.85 \text{ KN}$

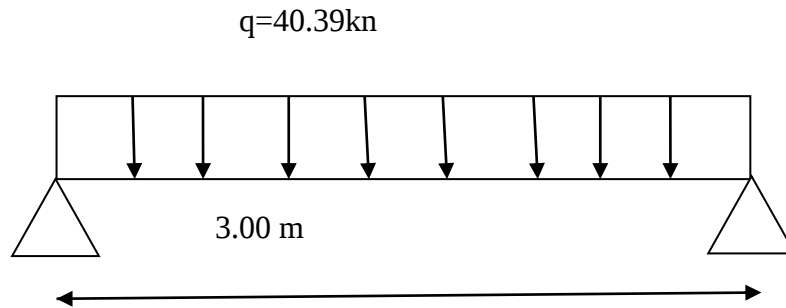
*Le moment obtenue $M = 9.06 \text{ KN}$

Le même principe que l'E.L.U et donc les résultats sont ci-dessous :

Le ferrailage principale $\longrightarrow$ **Ast 4 T 12**

Le ferrailage de chapeau $\longrightarrow$ **Achap 3 T 12**

Le ferrailage de répartition $\longrightarrow$ **Ar 1T 8**

3-1-6-La poutre palière :**Calcul à l'E.L.U****Schéma statique de la poutre palière à E.L.U**

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{40.39 \cdot 3^2}{8} = 45.43 \text{ KNm}$$

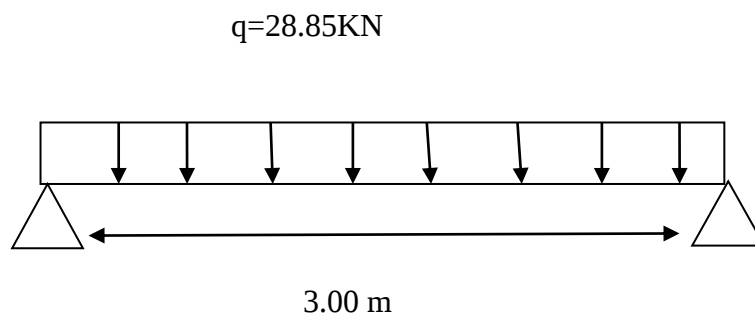
$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{45.43 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.018 \cdot 14.17} = 0.178 < \mu_r = 0.392$$

Section a simple armature :

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.17}) = 0.246$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.246) = 0.122 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1.15 \cdot 45.43}{0.122 \cdot 400 \cdot 1000} = 10.76 \text{ cm}^2$$

On choisir 7T14=10.78cm²**Calcul à l'E.L.S****Schéma statique de la poutre palière à E.L.S**

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{28.85 \cdot 3^2}{8} = 32.45 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{32.45 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.018 \cdot 14.17} = 0.127 < \mu_r = 0.392$$

Section a simple armature :

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.127}) = 0.17$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.17) = 0.125 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1.15 \cdot 32.45}{0.125 \cdot 400 \cdot 1000} = 7.46 \text{ cm}^2$$

On choisir 5T14=7.70 cm²

Donc en prend 7T14.

3-2- calcul des Planchers

3-2-1 Introduction :

Nous avons un plancher en corps creux (20+5) qui a comme avantages:

- Assurer une bonne isolation phonique et thermique.
- Plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure.

3-2-2-Calcul des poutrelles :

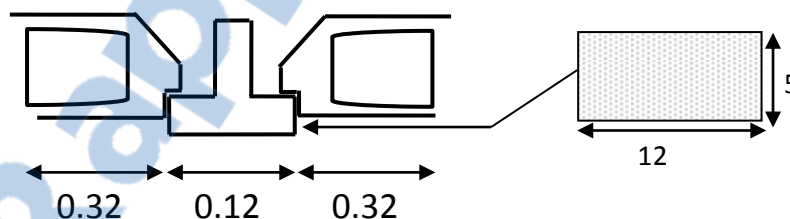
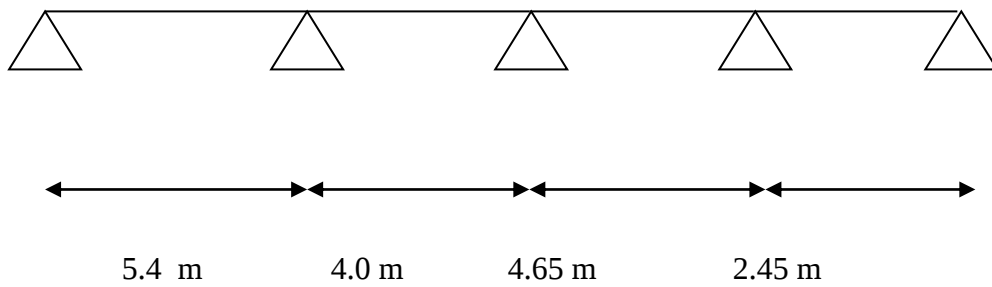


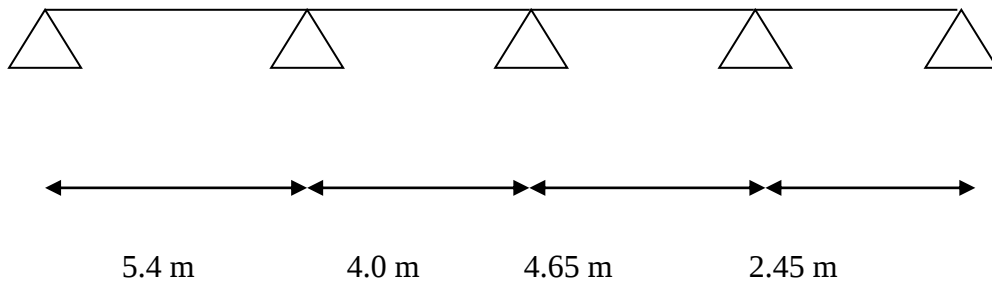
Figure 3-2 : Plancher en corps creux.

3-2-3-Les types des poutrelles:

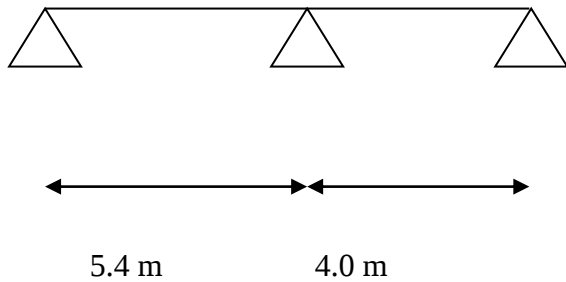
- **Type 1 étage courant :**



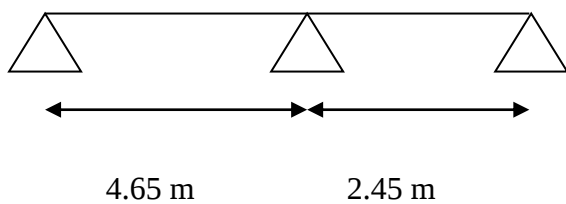
- **Type 2 étage courant :**



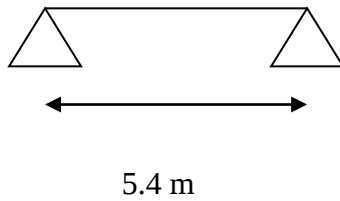
- **Type 3: étage courant**



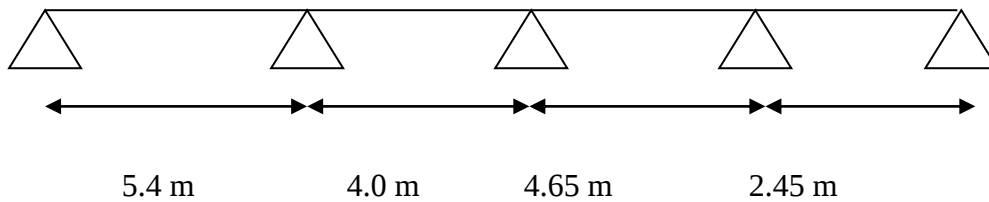
- **Type 4 : étage courant :**



- **Type 5 : étage courant :**



- **Type 1 : terrasse**



- **Type 2 : terrasse**

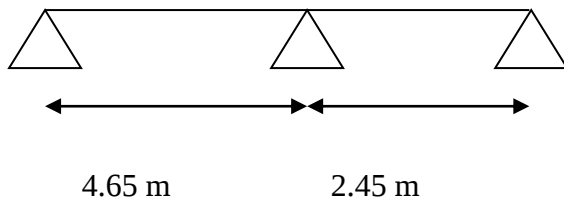


Figure 3-3: Les types des poutrelles

3-2-4-Les charges des poutrelles :

Plancher	Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b (m)	ELU [KN/ml] (1,35G+1,5Q)×b	ELS [KN/ml] (G+Q) ×b
20+5=25cm	Ter. inacc	6,91	1	0,65	7,03	5,14
	Éta. courant	6,06	1,5	0,65	6,78	4,91

Tableau3-2-Descentes de charge des poutrelles

3-2-5-Détermination des efforts internes:

Pour déterminer les efforts internes (Moment fléchissant, Effort tranchant), on a utilisé la méthode forfaitaire

Type 3:

$$q_u = 6,78 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4,91 \text{ KN/ml.}$$

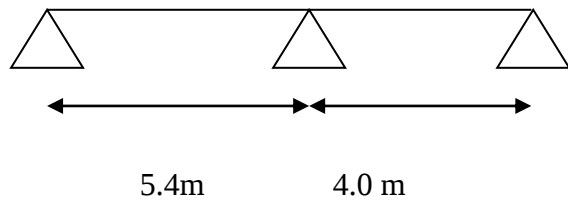


Figure 3-4: Schémas statiques de type 3

ELU :

3-2-5-1-Méthode forfaitaire:

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, cette

Méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

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

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$

- 4 - la fissuration est considéré comme non préjudiciable

3-2-5-2-Application de la méthode:

Les moments :

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante

M_t : Le moment maximale dans la travée étudiée

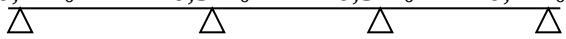
M_g : Le moment sur l'appui gauche du travée

M_d : Le moment sur l'appui droite du travée

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanente et d'exploitation.

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

- cas de deux travées : $0,2M_0 \quad 0,6M_0 \quad 0,2M_0$

- cas de trois travées : $0,2M_0 \quad 0,5M_0 \quad 0,5M_0 \quad 0,2M_0$


$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} * M_0 \quad \text{pour une travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} * M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire}$$

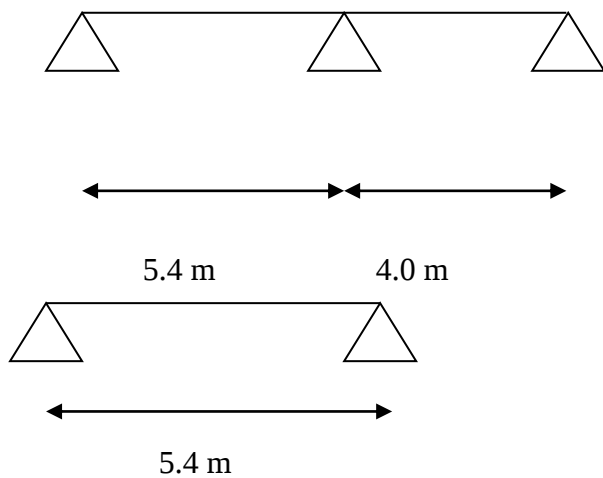
Les valeurs de M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

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

Effort tranchant :

- $T_g = (M_g - M_d)/2 + Ql/2$
- $T_d = (M_g - M_d)/2 - Ql/2$

Type 3: étage courant



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6,78 \cdot 5,4^2}{8}$$

$$M_0 = 24.71 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.2 M_0$$

$$M_D = 0.6 M_0$$

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

$$\alpha = \frac{1.5}{6.06+1.5}$$

$$\alpha = 0.198$$

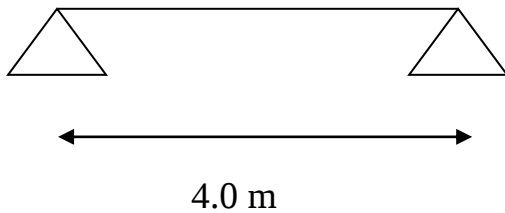
$$(1+0.3\alpha) = 1.59 > 1.05$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \quad \Rightarrow \quad M_t = 0.63 M_0$$

$$\text{En prend : } M_t = 0.65 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 1.05 M_0 \text{CV}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.78 \cdot 4^2}{8}$$



$$M_0 = 13.56 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 M_0$$

$$M_G = 0.6 M_0$$

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

$$\alpha = \frac{1.5}{6.06+1.5}$$

$$\alpha = 0.198$$

$$(1+0.3\alpha) = 1.59 > 1.05$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \quad \Rightarrow \quad M_t = 0.63 M_0$$

$$\text{En prend : } M_t = 0.65 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 1.05 M_0 \text{CV}$$

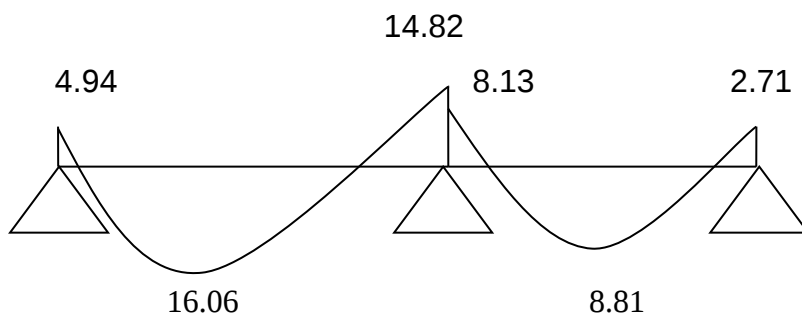


Figure 3-5 diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 étage.

Les résultats obtenus par logiciel SAP 2000 sont:

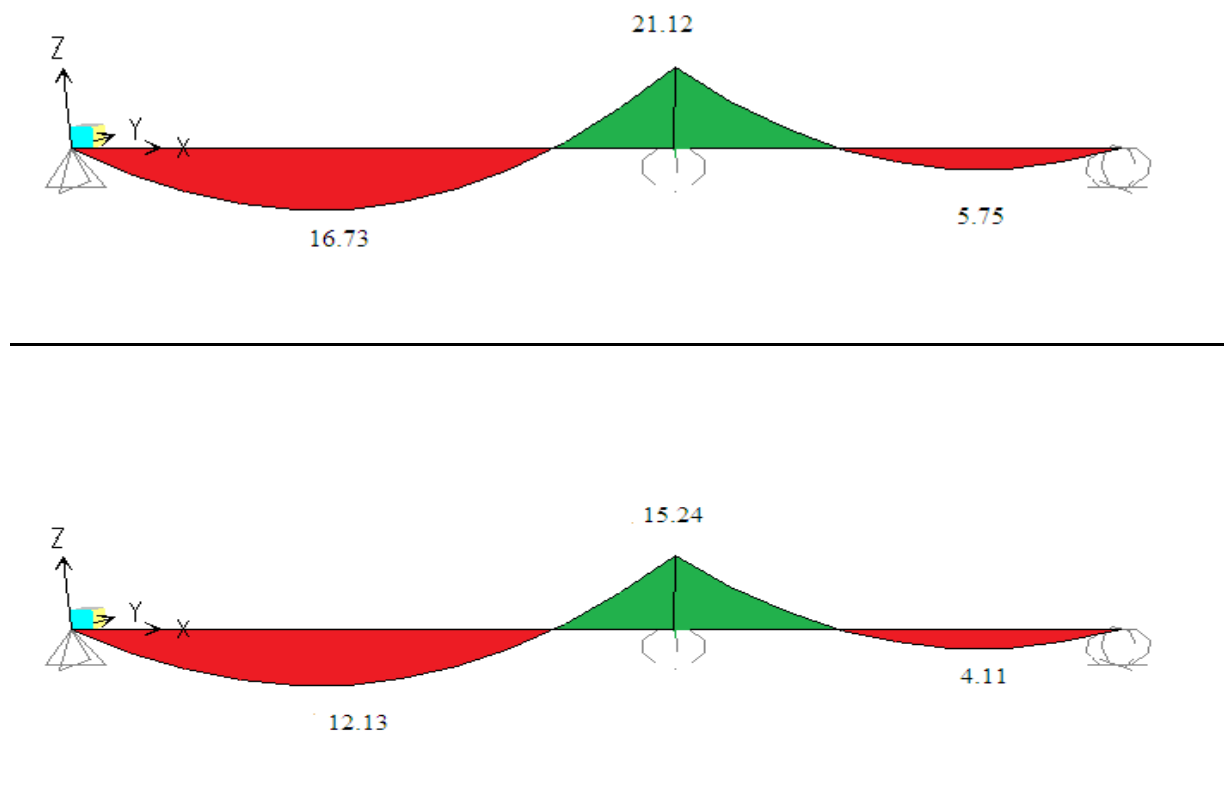


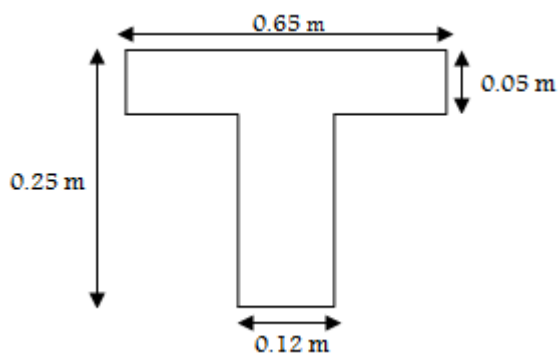
Figure 3-6: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 3

Résultats de calcul

Plancher	Type	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
Étage courant	1	18.71	17.18	22.65
	2	18.51	17.13	22.69
	3	20.68	16.44	23,02
	4	14.09	12.71	19.55
	5	0.0	24.55	18.31
Terrasse Inaccessible	1	19.37	17.78	23.45
	2	14.59	13.23	20.24

Tableau 3-3: différents efforts pour l'ELU

Plancher	Type	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
Étage courant	1	12.66	13.79	16.69
	2	12.62	13.78	16.72
	3	15,23	12.11	16,96
	4	10.38	9.41	14.41
	5	0	17.75	13.26
Terrasse Inaccessible	1	14.39	13.21	17.43
	2	10.84	9.82	15.04

Tableau 3-4: différents efforts pour l'ELS**3-2-6-Ferraillage des poutrelles: (flexion simple) : Poutrelle type 3 (étage courant)****Figure 3-7:** dimension poutrelle

- ELU :

En travée :

$$M_{max} = M_u = 24.55 \text{ KN.m} = 0.02455 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots\dots\dots \text{moment qui équilibre la table.}$$

$$b = 0.65 \text{ m} , \quad h_0 = 0.05 \text{ m} , \quad h = 0.25 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.225 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17(0.225 - 0.025) \quad \Rightarrow \quad M_t = 0.0921 \text{ MN.m}$$

$$M_t > M_u$$

Donc, l'axe neutre est dans la table et le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02457}{0.65 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.0527$$

$$\mu_u < 0.392 \rightarrow \text{Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0677$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.219 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.02457}{0.219 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 3.22 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3.39** cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 1.77 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

En appuis :

$$M_{max} = 20.68 \text{ KN.m} = 0.02068 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots\dots\dots \text{moment qui équilibre la table.}$$

$$b = 0.65 \text{ m} , \quad h_0 = 0.05 \text{ m} , \quad h = 0.25 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.225 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17(0.225 - 0.025) \quad \Rightarrow \quad M_t = 0.0921 \text{ MN.m}$$

$$M_t > M_u$$

Donc, l'axe neutre est dans la table et le calcul du ferrailage se fait comme une section en "T" ($b_0 \times h$)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02068}{0.12 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.24$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.348$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.193 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.02086}{0.193 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 3.10 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3 T 12** de section **3.39 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 0.33 \Rightarrow C.V$$

- ELS :

La fissuration est peut nuisible → la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

En travée :

$$\alpha_{travée} = 0.0677$$

$$M_u = 24.55 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 17.50 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{24.55}{17.50} \Rightarrow \gamma = 1.4$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_{travée} = 0.0677 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

En appuis:

$$\alpha_{app} = 0.348$$

$$M_u = 20.68 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 15.23 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{20.68}{15.23} \Rightarrow \gamma = 1.36$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha_{app} = 0.348 < 0.43 \dots \dots \dots C.V$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

✓ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0.02345}{0.12 \times 0.225} \Rightarrow \tau_u = 0.87 \text{ MPa}$$

Fissuration est peut préjudiciable $\rightarrow \overline{\tau_u} = \min(\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$$\overline{\tau_u} = \min(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b_0}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(\frac{25}{35} ; 1.00 ; \frac{12}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(0.7 ; 1.0 ; 1.2) \quad \Rightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi_t 8 = 1.006 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(\frac{25}{4} ; 12 \times 1 ; 30\text{cm})$$

$$S_t = 6 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t \leq \frac{25}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t = 12 \text{ cm}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \times A_t}{b_0 \times S'_t} \geq \max(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa})$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE215

$$\frac{215 \times 1.006}{12 \times 12} \geq \max\left(\frac{1.17}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$1.5 > 0.58 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification au glissement :**

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{avec: } T_u = 23.45 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u = 20.68 \text{ KN.m}$$

$$23.45 - \frac{20.68}{0.9 \times 0.225} \leq 0 \quad \Leftrightarrow \quad -78.67 < 0 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec: } f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

$$L_{max} = 5.40 \quad \rightarrow \quad f_{adm} = \frac{540}{500} = 1.08 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \times A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$d' = 0.1h = 0.025 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times (0.25)^3}{12} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.25}{2} - 0.025\right)^2$$

$$I_0 = 8,97.10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.225} = 0.0125$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.12}{0.65}\right) \times 0.0125} = 3.29$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0125 \times 347.83) + 2.1} = 0.19$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 8,97.10^{-4}}{1 + (3.29 \times 0.19)} = 6,07.10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{Avec: } E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{15.23 \cdot 10^{-3} \times (5.40)^2}{10 \times 32164,195 \times 6,07 \cdot 10^{-4}} = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 0.27 \text{ cm} < f_{adm} = 1.08 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **L'encrage des barres :**

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s : coefficient de scellement des barres.

$\psi_s = 1.5$ (pour les armatures à haute adhérence)

$$\tau_s = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 43 \text{ cm}$$

$$L_1 = 6 \cdot \phi = 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r$$

On adopte un crochet à (90°) $\Rightarrow \alpha = 1.87$ et $\beta = 2.19$

$$r = 5.5 \cdot \phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6$$

$$L_2 = 43 - 1.87 \times 7.2 - 2.19 \times 6.6 = 15.08 \text{ cm}$$

$$L > L_2 + r + \frac{\phi}{2} \Rightarrow L > 22.28 \text{ cm} \quad \text{On prend } L = 23 \text{ cm}$$

3-2-7- Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles:

	Ast calculé [cm²]		Ast choisit [cm²]	
	Travée	Appui	travée	appui
Poutrelle	3.22	3.10	3T12	1T16+1T12

Tableau-3-5 : ferrailage des poutrelles.

3-3-1- Ferrailage de la dalle de compression:

D'après le règlement du CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm, elle est armée par treillis soudé d'un diamètre qui doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4.L}{f_e} \quad \text{avec: } \begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa} \\ L = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_1 \geq 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé de $\phi 5$ et un espacement de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

3-4-1- Étude de L'acrotère:

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimé à 100 kg/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

3-4-2 -Poids propre de l'acrotère :

$$G = 1.45 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.54 \text{ KN/ml.}$$

3-4-3 -Combinaisons d'action:

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

- ELU :

$$M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ \text{ avec } MG = 0$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times l \Rightarrow M_u = 1.5 \times 0.54 \times 0.6 = 0.486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1.96$$

$$N_u = 1.96 \text{ KN}$$

- ELS :

$$M_s = MG + MQ \text{ avec } MG = 0.$$

$$M_s = MQ \Rightarrow M_s = 0.54 \times 0.60$$

$$M_s = 0.324 \text{ KN.m.}$$

$$N_s = G \Rightarrow N_s = 1.96 \text{ KN.}$$

3-4-4-Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0.486 / 1.96 \Rightarrow e = 0.2479 \text{ m}$$

$$h/6 = 10/6 = 1.67 \text{ cm}$$

$e > 1.67 \rightarrow$ c'est vérifié.

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

3-4-5-Détermination du ferrailage :

- ELU :

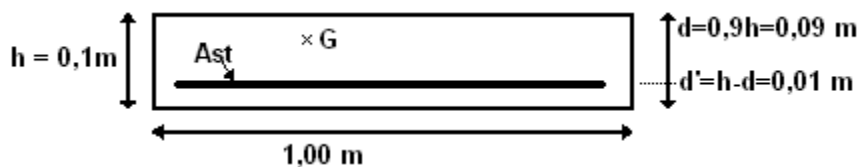


Figure 3-8: section de calcul

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.09 \text{ m.}$$

$$d' = 0.1 - 0.09 \Rightarrow d' = 0.01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : c'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

Si la section est partiellement comprimée, il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

Moment de flexion fictif (M_A) :

$$M_A = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right).$$

$$M_A = 0,486 + 1,96 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right).$$

$$M_A = 56,44 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{56,44 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,005 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire

$$A_{sc} = 0$$

Alors :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right).$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 6,26 \cdot 10^{-3} \Rightarrow Z = 0,0898 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa.}$$

Alors :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right).$$

$$A_{st} = 0,124 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- ELS :

Vérification des contraintes :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_s}{S}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s(d - y)}{S}$$

$$\sigma_{sc} = \eta - \frac{N_s(d - d')}{S}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 0,324\text{KN.m}$$

$$N_s = 1,45\text{KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \Rightarrow e = \frac{0,324}{1,45} = 0,223\text{m}$$

$$p = -3\left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}\left(d - \frac{h}{2} + e\right).$$

$$p = -0,05\text{m}^2$$

$$q = -2\left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}\left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2.$$

$$q = 0,0047\text{m}^3$$

Méthode des itérations successives:

On a :

$$e_1 = \sqrt[3]{-p e_1 q} \text{ ou } e_1 = \frac{e_1 - q}{p}$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,5\text{ m}$

Après calcul, on trouve : $e_1 = 16,6\text{cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e.$$

$$x = 0,10/2 + 0,166 - 0,192 \Rightarrow x = 2,4\text{ cm}$$

$$s = \frac{b x^2}{2} - n * A_{st}(d - x)$$

$$s = 0,000089m^3$$

Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.00145 * 0.024}{89 \times 10^{-6}} = 0,39MPa$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s * (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 12,21MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

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

Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right)$$

Fissuration préjudiciable, avec : $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63MPa$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0,39MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad C.V$$

$$\sigma_{st} = 12,21MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201,63MPa \quad C.V$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,502cm^2$$

On prend: $A_r = 4\phi 6 = 1,13\text{cm}^2$

3-5 Etude du plancher dalle pleine :

3-5-1 Calcul des Moments :

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

$$0,4 < \frac{5}{6} < 1 \Rightarrow 0,4 < 0,83 < 1 \Rightarrow \text{Dalle portant dans 2 Sens.}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{5,0}{40}$$

$$\Rightarrow h \geq 12,5\text{cm} \text{ On adopte } h=20\text{cm}$$

a. Les moments dus aux charges réparties :

-ELU :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot L_x^2$$

$$\mu_x = 0,0528$$

$$p = 1,35 \times 5,5 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow p = 11,18\text{KN.m}^2$$

$$L_x^2 = (5)^2 = 25\text{m}^2$$

$$M_x = 14,75\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\mu_y = 0,6313$$

$$M_y = 9,31\text{KN.m}$$

-ELS :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot L_x^2$$

$$\mu_x = 0,0596$$

$$p = 5,5 + 2,5 \Rightarrow p = 8,0\text{KN.m}$$

$$L_x^2 = (5)^2 = 25\text{m}^2.$$

$$M_x = 11,92\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\mu_y = 0,7558$$

$$M_y = 9KN.m$$

b. Le moment total appliqué sur la dalle :

ELU :

$$M_t = 0,8 . M_x \Rightarrow M_t = 11.8KN.m$$

$$M_a = 0,3 . M_x \Rightarrow M_a = 4.43KN.m$$

Condition de B.A.E.L :

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} > 1,25 M_x$$

$$M_d = 0,5 M_x = 7.38KN.m$$

$$M_G = 0,3 M_x = 4.43KN.m$$

$$1,25 M_x = 18.43KN.m$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 17.7 < 1,25 M_x \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\text{On prend : } M_t = 0,85 . M_x \Rightarrow M_t = 12.54KN.m$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 18.44 > 1,25 M_x \dots\dots\dots C.V$$

ELS:

$$M_t = 0,8 . M_x \Rightarrow M_t = 9.53KN.m$$

$$M_a = 0,3 . M_x \Rightarrow M_a = 3.58KN.m$$

Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_x = 5.96KN.m$$

$$M_G = 0,3 M_x = 3.58KN.m$$

$$1,25 M_x = 14.9KN.m$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 17.085 < 1,25 M_x \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\text{On prend : } M_t = 0,85 . M_x \Rightarrow M_t = 10.13KN.m$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 14.88 < 1,25 M_x \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\text{On prend : } M_t = 0,9 . M_x \Rightarrow M_t = 10.73KN.m$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 15.5 > 1,25 M_x \dots\dots\dots C.V$$

3-5-2 Calcul des Ferrailages :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions :

a- Travée :

$$M_t = 12.54KN.m$$

$$M_a = 4.43KN.m$$

Travée :

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0346$$

$$z = d. (1 - 0.4\alpha) = 0.1775m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 MPa$$

$$A_{st} = \frac{0.01254}{0.1775 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 2.03 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 2.17 cm^2$$

$$A_{st} < A_{min}$$

Donc on choisit : **4T10** de section **3.14 cm²**

b-Appuis :

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0117$$

$$z = d. (1 - 0.4\alpha) = 0.1791 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 MPa$$

$$A_{st} = \frac{0.00443}{0.1789 \times 347.83}$$

$$A_{sa} = 0.71 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 2.17 cm^2$$

$$A_{sa} < A_{min}$$

Donc on ferraille par A_{min} : **4T10** de section **3.14 cm²**

c-Vérification à L'E.L.S :

- travée :

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

$$\alpha_t = 0.0346$$

$$M_u = 14.75 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 11.92 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{14.75}{11.92} \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1.24$$

$$\alpha_t \leq \frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37$$

$$\alpha_t = 0.0346 < 0.37 \dots \text{C.V}$$

• **appui :**

$$\alpha_a = 0.0117$$

$$M_u = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3.58 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{4.43}{3.58} \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1.24$$

$$\alpha_a \leq \frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37$$

$$\alpha_a = 0.0117 < 0.37 \dots \dots \text{C.V}$$

3-6- Etude des Balcons :

3-6-1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions. On adopte une épaisseur $h = 15 \text{ cm}$.

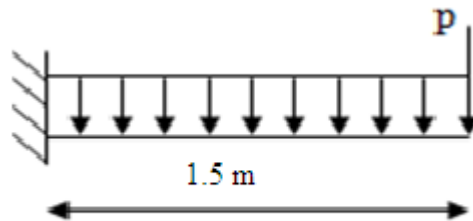


Figure 3-9 Schéma statique du balcon

Poids propre $G = 5,17 \times 1 \text{ m} = 5,35 \text{ KN/ml}$

Surcharge $Q = 3,5 \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/ml}$

La charge des murs (force concentrée) $P = 1,38 \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,518 \text{ KN}$

E.L.U : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12,47 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35 P = 2,05 \text{ KN}$

E.L.S : $Q_{ser} = G + Q = 8,85 \text{ KN/ml}$

3-6-2 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- **ELU**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u x - Q_u \frac{x^2}{2} = -2,05x - 12,47 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(0) = 0$$

$$M(1,5) = -17,1 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u x = -2,05 - 12,47 x \rightarrow T(0) = -2,05 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = -20,76 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$M(x) = -P_s x - Q_s \frac{x^2}{2} = -1,518 x - 8,85 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(0) = 0$$

$$M(1,5) = -12,24 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = -P_s - Q_s x = -1,518 - 8,67 x \rightarrow T(0) = -1,518 \text{ KN}$$

$$T(1.5) = -14.52 \text{ KN}$$

3-6-3 Détermination du ferrailage

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- **ELU**

- **Armature longitudinale :**

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\mu = 0.0171 / 0.135^2 \cdot 14,17.1$$

$$\mu = 0.0662$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0857$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.130$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{0.0171}{0.13 \cdot 347.83}$$

$$A_s = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$(CNF) : A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après **R.P.A 99 V 2003**:

$A_{\min} = 0.5\%(b \times h)$ dans toute la section.

On a : $A_{\min} = 0.5 \times (0.15 \times 1) / 100 = 7.5 \text{ cm}^2$

D'où : $A_{\text{choisi}} = 3.92 < 7.5 \text{ cm}^2 \dots\dots C.N.V$

Choix : $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$

$M_u(\text{KN.m})$	μ	A	$Z \text{ (m)}$	$A_{s\min}$	$A_s \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{\text{adopté/ml}}$
12.54	0.0662	0.0857	0.130	1.63	3.78	7T12=7.92

Tableau 3-6 : Ferrailage du balcon

- **Armature de répartition :**

$$A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{\text{répartition}} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- **ELS**

➤ Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2, n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 7.92(13.5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 578.6 \Rightarrow x = \mathbf{4.6 \text{ cm}}$$

➤ moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4.6)^3}{3} + 15 \times 7.92 \times (13.5 - 4.6)^2$$

$$I = 12654.68 \text{ cm}^4 = \mathbf{1.265 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4}$$

➤ Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.54 \times 10^{-3} \times 0.046}{1.265 \times 10^{-4}} = 4.56 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{12.54 \times 10^{-3} (0.135 - 0.046)}{1.265 \times 10^{-4}} = 132.34 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul des contraintes admissibles :

Béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{C28} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266.66, 201.63) \quad \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.56 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 132.34 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = 19.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \Rightarrow \tau_u = 0,154 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0,154 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,15}{1,50} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

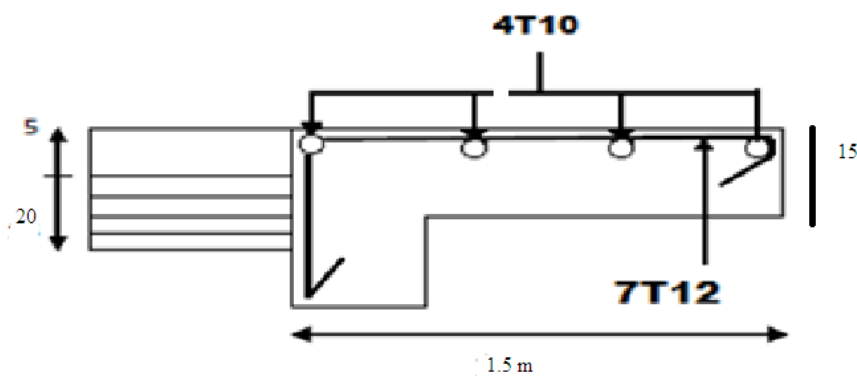


Figure 3-10 Schéma de ferrailage

CHAPITRE 4 :

ETUDE DYNAMIQUE

4-1- Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches

par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

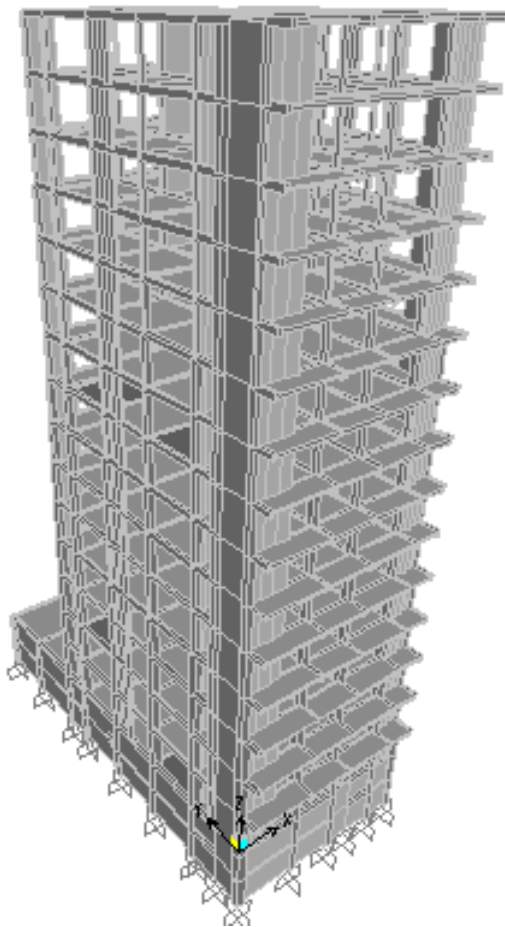


Figure 4-1 : Modèle 3D de la structure

4-2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4-2-1-Conditions d'application de la méthode statique équivalente

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

➤ **Zone I** : tous groupes

➤ **Zone IIa** :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- 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 IIb et III** :

- groupes 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.

4-2-2- Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette méthode est basée sur la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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

4-2-3-Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de

comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- ✓ Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors que le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**.

4-3- Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$ELA = G + Q \pm 1.2E$$

$$ELA = G + Q \pm E$$

$$ELA = 0.8G \pm E$$

4-4- Détermination de la force sismique totale :

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

4-4-1- Coefficient d'accélération [A] :

D'après la classification sismique des wilayas : Oran $\Rightarrow$ **Zone IIa**

Usage d'habitation : la hauteur du bâtiment dépasse 57 m $\Rightarrow$ **Groupe 1B**

D'après les deux critères précédents $\Rightarrow$ **A = 0.20**

(Tableau 4.1 : RPA 99 version2003)

4-4-2- Coefficient de comportement de la structure [R]:

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 version2003.

Le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

4-4-3- Facteur de qualité [Q]:

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

Critère q	P_q	
	sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0.00	0.00
redondance en plan	0.05	0,05
régularité en plan	0.05	0.05
régularité en élévation	0.00	0.00
contrôle de la qualité des matériaux	0.00	0.00
contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
Σq	0.20	0.20

Tableau 4-1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

Alors : $Q = 1 + 0.20$

$$Q = 1.20$$

4-4-4-Facteur de correction d'amortissement [η] :

D'après la Formule 4.3 du RPA 99 /2003 (P40) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Contreventement par voiles $\Rightarrow \xi = 10\%$ (Tableau 4.2 : RPA 99 version2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}}$$

$$\eta = 0.76$$

4-4-5-Période [T1] et [T2] du site considérée :

D'après le rapport géotechnique, notre site est ferme.

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad ; \quad T_2 = 0.50 \text{ s} \quad (\text{Tableau 4.7: RPA 99 version2003 P48})$$

4-5-6-Poids totale de la structure [W]:

$$W_T = \sum W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids due aux charges permanente.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération.

$$\beta = 0.20 \quad (\text{Tableau 4.5: RPA 99 version 2003 P45})$$

4-4-7-Facteur d'amplification dynamique [D]:

D'après RPA99/2003, on a :

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

4-5- Estimation de la période fondamentale de la structure:

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{d}} \right)$$

h_N : Hauteur totale de la structure.

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, alors :

$$C_T = 0.05 \quad (\text{Tableau 4.6: RPA 99 version 2003 P45})$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Sens longitudinal :

$$h_N = 57 m$$

$$d_x = 16.50 m$$

$$T_x = \min(1.0374 ; 1.2629)$$

$$T_x = 1.0374 s$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.17$$

Sens transversal :

$$h_N = 57 m$$

$$d_y = 27 m$$

$$T_y = \min(1.037 ; 0.99)$$

$$T_y = 0.99 s$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.20$$

4-5-1-Disposition des voiles:

Pour obtenir la bonne disposition de voile on a fait plusieurs cas, voici la plus adéquate à notre structure.

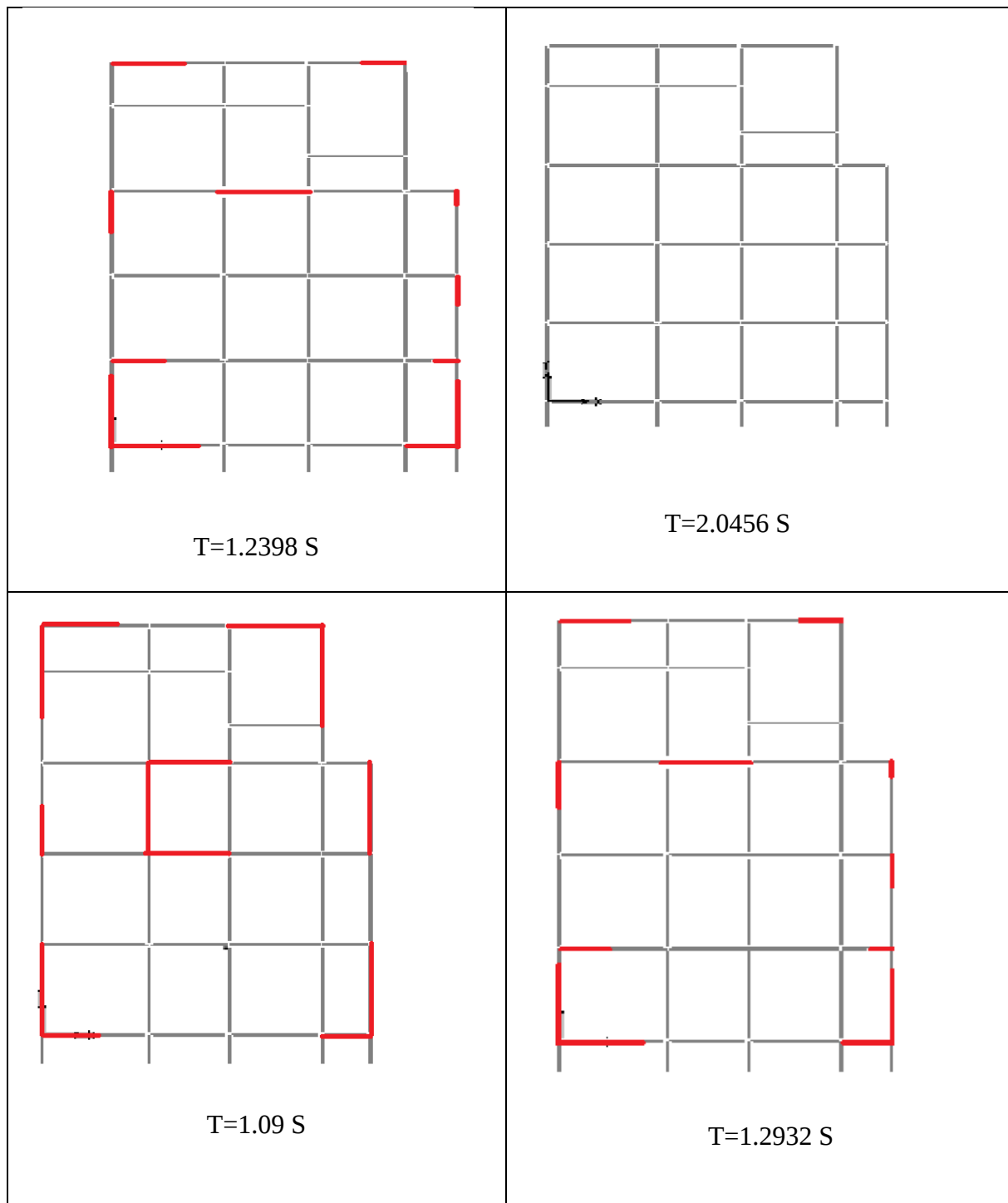


Figure 4-2 : disposition des voiles.

La disposition des voiles doit respecter ces conditions :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.
- $T=1.239831$ S pour notre structure.

4-5-2-Résultats de calcul :

Mod es	Périodes	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.239831	0.55648	0.0000169	1.46.105E-08	0.55648	0.0000169	1.46.105E-08
2	1.088248	0.00004228	0.54197	0.000002586	0.0004228	0.54197	0.000002586
3	0.987975	0.00493	0.00803	7.215E-08	0.00493	0.00803	7.215E-08
4	0.375193	0.12853	0.00507	6.293E-07	0.12853	0.00507	6.293E-07
5	0.363981	0.00853	0.16112	0.00012566	0.00853	0.16112	0.00012566
6	0.299089	0.00263	0.0806	5.56E-08	0.00263	0.0806	5.56E-08
7	0.184245	0.0006841	0.04105	0.00000832	0.0006841	0.04105	0.00000832
8	0.174579	0.01258	0.00433	0.000012	0.01258	0.00433	0.000012
9	0.137868	0.00458	0.00067	0.000154	0.00458	0.00067	0.000154
10	0.130075	0.00005681	0.01526	0.00002558	0.0000568	0.01526	0.00002558
11	0.125641	0.00538	0.00039	0.00065	0.00538	0.00039	0.00065
12	0.102279	0.00022	0.00116	0.00198	0.00022	0.00116	0.00198

Tableau 4-2:Période et facteur de participation massique

4-6-Caractéristique géométrique et massique de la structure:

4-6-1 Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum(S_i \times X_i)}{\sum S_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum(S_i \times Y_i)}{\sum S_i}$$

S_i : Section géométrique de l'élément i.

$X_i ; Y_i$: Les coordonnées de l'élément i.

4-6-2-Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times X_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times Y_i)}{\sum I_{yi}}$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Les poteaux :**

$$I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12}$$

Les poteaux sont de section carrée $\Rightarrow I_{xi} = I_{yi} = \frac{b^4}{12}$

- **Les voiles :**

$$I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{L \times b'^3}{12}$$

4-6-3 Evaluation des excentricités :

Selon le RPA99 version 2003 on doit calculer deux types d'excentricités :

- ✓ Excentricité théorique.
- ✓ Excentricité accidentelle.

a) Excentricités théoriques:

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

b) Excentricités accidentelles:

D'après le RPA99 version 2003 (formule 4.3.7) on a :

$$e_{acc} = 5\% L$$

$$\begin{cases} L_x = 16.5 \text{ m} \\ L_y = 27 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e_{acc} = 1.35$$

Plancher	Caractéristique Massique	Centre de Masse		Centre de torsion	
	$W_i [t]$	X_m	Y_m	X_t	Y_t
Terrasse	22.949072	9.43	13.55	16.39	10.92
14 ^{eme} étage	459.60990	9.83	13.43		
13 ^{eme} étage	369.1547	9.12	13.45		
12 ^{eme} étage	372.15254	8.75	13.5	11.44	14.23
12 ^{eme} étage	382.89521	8.27	13.98	8.55	14.60
11 ^{eme} étage	384.677578	8.5	14.12	8.41	14.57
10 ^{eme} étage	394.124611	8.25	13.65	8.41	14.56
9 ^{eme} étage	394.124611	8.25	14.28	8.41	14.56
8 ^{eme} étage	398.689753	8.25	14.12	8.41	14.56
7 ^{eme} étage	403.254895	8.33	14.15	8.41	14.56
6 ^{eme} étage	408.522366	8.45	14.16	8.21	14.14
5 ^{eme} étage	413.789838	8.49	14.17	8.41	14.56
4 ^{eme} étage	419.759639	8.49	14.16	8.41	14.56
3 ^{eme} étage	425.729439	8.42	14.16	8.41	14.56
2 ^{eme} étage	425.729439	8.12	14.18	8.65	14.24
1 ^{eme} étage	432.401570	8.26	14.32	8.65	14.25
RDC	439.073701	8.25	14.40	8.65	14.24
Sous sol 1	446.4481	8.44	14.22	8.48	14.73
Sous sol 2	453.8226	8.10	14.06	8.72	14.15
$W_T = \sum W_i$	7079.1425				

Tableau 4-3 : Les différentes caractéristiques de la structure

4-7-La force sismique statique :

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

$$V_{x sta} = \frac{0.2 \times 1.20 \times 1.17}{5} \times 7079.14$$

$$V_{x sta} = 397.5646 t = 3978.646 KN$$

$$V_{y sta} = \frac{0.2 \times 1.20 \times 1.20}{5} \times 7079.1425$$

$$V_{y sta} = 407.7586 t = 4077.586 KN$$

4-8-Application de la méthode d'analyse modale spectrale:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times \eta) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3 s \end{cases}$$

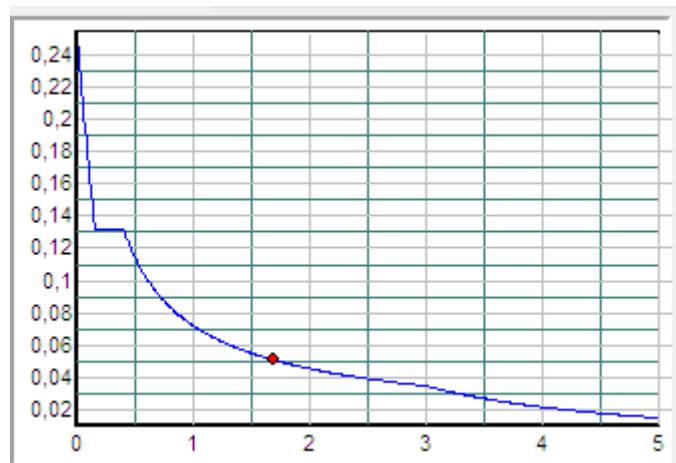


Figure4-3 : Spectre de réponse.

4-8-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

✓ Les réactions à la base :

	Global F_x [KN]	Global F_y	Global M_x [KN.m]	Global M_y [KN.m]
E_x	2000.46	120.081	1240.7509	65004.8118
E_y	120.082	2134.323	72120.73	1152.1064

Tableau-4-4 : Les réactions à la base.

$$V_{x\ sta} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2004.06\ KN$$

$$V_{y\ sta} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2137.69\ KN$$

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.6)

Il faut vérifier que : $V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$

$$0.8 V_{x\ sta} = 1603.248\ KN < V_{x\ dyn} \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

$$0.8 V_{y\ sta} = 1710.152\ KN < V_{y\ dyn} \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

5-1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

a. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

-E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

- E.L.S. : Situation durable : $G+Q$

Selon RPA :

Situation accidentelle

$$\begin{cases} \text{ELA} \dots \dots \dots G + Q \pm E \\ \text{ELA} \dots \dots \dots 0.8G \pm E \end{cases}$$

5-2-Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire les vérifications prescrites par le RPA 99version2003, et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99 version 2003})$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

b_c : Section de poteau. (55x55)

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$v = \frac{3246.61 \times 10^{-3}}{(0.55)^2 \times 25} = 0.45 > 0.3 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

On augmente la section du poteau : (75x75)

$$v = \frac{4229.44 \times 10^{-3}}{(0.75)^2 \times 25} = 0.3 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+ Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Poteaux	N_d [KN]	B_c [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0.3$	Observation
P 75*75	4229.44	75x75	25	0.30	C.V
P 70*70	3726.85	70x70	25	0,30	C.V
P 65*65	2934.24	65x65	25	0,27	C.V
P 60*60	2624.03	60x60	25	0,29	C.V
P 55*55	2339.37	55x55	25	0,30	C.V
P 50*50	1796.90	50x50	25	0,28	C.V
P 45*45	1539.14	45x45	25	0,30	C.V
P 40*40	1083.23	40x40	25	0,27	C.V
P 35*35	875.94	35x35	25	0,28	C.V
P 30*30	663.09	30x30	25	0,29	C.V

Tableau 5-1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales

5-3- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (RPA99 \text{ version } 2003)$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \Leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \Leftrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (RPA99 \text{ version } 2003)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l_x$$

$$l_f = 0.7 * 3.8 = 2.66 \text{ m}$$

Section (cm ²)	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
75x75	140.67	0.248	3.55	0.04	1	CV
70x70	69.20	0.156	3.80	0.04	1	CV
65*65	74.59	0.221	4.09	0.04	1	CV
60x60	84.16	0.259	4.43	0.04	1	CV
55*55	99.08	0.363	4.83	0.04	1	CV
50x50	93.31	0.414	5.32	0.075	1.875	CV
45x45	96.64	0.530	5.91	0.075	1.875	CV
40x40	78.15	0.542	6.65	0.075	1.875	CV
35x35	61.85	0.561	7.6	0.075	1.875	CV
30x30	47.35	0.584	8.86	0.075	1.875	CV

Tableau 5-2:-Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

5-4-Ferraillage des poteaux:

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en sous sol 2 (75x75), on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

5-4-1-Armatures longitudinales :

Le calcul du ferraillage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M .

$$b = 0.75 \text{ m} ; \quad h = 0.75 \text{ m} ; \quad d = 0.675 \text{ m} ; \quad d' = 0.075 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$N = 4229.44 \text{ KN} ; \quad M = 385.39 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{120.81}{4026.99} \rightarrow e = 9.11 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 39.11 \text{ cm}$$

$$M_A = N \cdot e_a \Rightarrow M_A = 1.6541 \text{ MN.m}$$

- Vérifications des conditions :

$$\begin{cases} (d - d') \cdot N_u - M_A = 0.88 \dots \dots \dots (1) \\ \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.19 \dots \dots \dots (2) \\ \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 1.53 \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Si :

(1) < (2) $\Rightarrow$ Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieures tendues.

(2) < (1) < (3) $\Rightarrow$ Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieures comprimées.

(1) > (3) $\Rightarrow$ Section entièrement comprimé.

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0$.

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.6541}{0.75 \times (0.675)^2 \times 14.17} = 0.341 < 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_A}{z} - N \right]$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.546$$

$$z = d. (1 - 0.4\alpha) = 0.527 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left[\frac{1.6541}{0.527} - 4.2994 \right]$$

$$A_{st} = -33.36 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0.8\%(b.h) \quad (\text{Zone IIa})$$

$$A_{min} = 0.008 \times (0.75 \times 0.75) = 33.8 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

Zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b.h)$$

$$A_{max} = 0.04 \times (0.75 \times 0.75) = 225 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b.h)$$

$$A_{max} = 0.06 \times (0.65 \times 0.65) = 337.5 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Niveaux	Section (cm ²)	$A_{min}RPA$ (cm ²)	A_{SAP} (cm ²)	Ferrailage Longitudinale	
				Section (cm ²)	Choix
S sol 2	75x75	45	20.23	45.72	12T20+4T16
S sol 1	75x75	45	20.23	45.72	12T20+4T16
RDC	75x75	45	20.23	45.72	12T20+4T16
Etage 1	70x70	39.2	16.10	41.2	8T20+8T16
Etage 2	70x70	39.2	16.10	41.2	8T20+8T16
Etage 3	65x65	33.8	13.3	36.68	4T20+12T16
Etage 4	60x60	28.8	11.96	32.16	16T16
Etage 5	55x55	24.2	10.68	24.64	16T14
Etage 6	55x55	24.2	10.68	24.64	16T14
Etage 7	50x50	20	13.97	21.56	14T14
Etage 8	45x45	16.2	17.18	18.48	12T14
Etage 9	45x45	16.2	17.18	18.48	12T14
Etage 10	40x40	12.8	18.75	15.4	10T14
Etage 11	35*35	9.8	9.04	10.68	4T14+4T12
Etage12	30x30	7.2	6.5	9.04	8T12
Etage13	30x30	7.2	6.5	9.04	8T12
Etage14	30x30	7.2	6.5	9.04	8T12
Buanderie	30x30	7.2	6.5	9.04	8T12

Tableau 5-3 : Ferrailage longitudinale des poteaux.

5-4-2-Ferrailage transversale :

D'après le RPA99 version2003 :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot t \cdot T_{umax}}{h \cdot f_e}$$

T_{umax} : Effort tranchant de calcul.

h : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\rho_a = 2.50 \quad \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si} \quad \lambda_g < 5$$

t : Espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \quad (\text{BAEL91})$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

Zone nodale : Zone IIa

$$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad t = 12 \text{ cm}$$

Zone courante : Zone IIa

$$t' \leq \min 15\phi_l \quad \Rightarrow \quad t' \leq \min 15\phi_l \quad \Rightarrow \quad t' = 18 \text{ cm}$$

- **Recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)

$$\phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm}$$

La Longueur des zones nodales :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = 75 \text{ cm}$$

Section (cm ²)	T (KN)	<i>h</i>	λ_g	ρ_a	t(cm)	t'	A _{calculer} (cm ²)
75x75	140.67	75	3.55	3.75	12	18	0.886
70x70	69.20	70	3.80	3.75	12	18	0.435
65*65	74.59	65	4.09	3.75	12	18	0.469
60x60	84.16	60	4.43	3.75	12	18	0.530
55*55	99.08	55	4.83	3.75	12	18	0.624
50x50	93.31	50	5.32	2.5	12	18	0.391
45x45	96.64	45	5.91	2.5	12	18	0.405
40x40	78.15	40	6.65	2.5	12	18	0.327
35x35	61.85	35	7.6	2.5	12	18	0.259
30x30	47.35	30	8.86	2.5	12	18	0.198

Tableau 5-4:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Niveau	$\Phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi_l \leq$	choix	t(cm) zone nodale	t'(cm) zone courante
Les 2 Sous-Sol ;RDC ;1,2,3,4,5 ^{ème} Etage	1,2	$\Phi 10$	12	18
7 ^{ème}14 ^{ème} étages	1,2	$\Phi 10$	12	18

Tableau 5-5 : Ferrailage transversale des poteaux

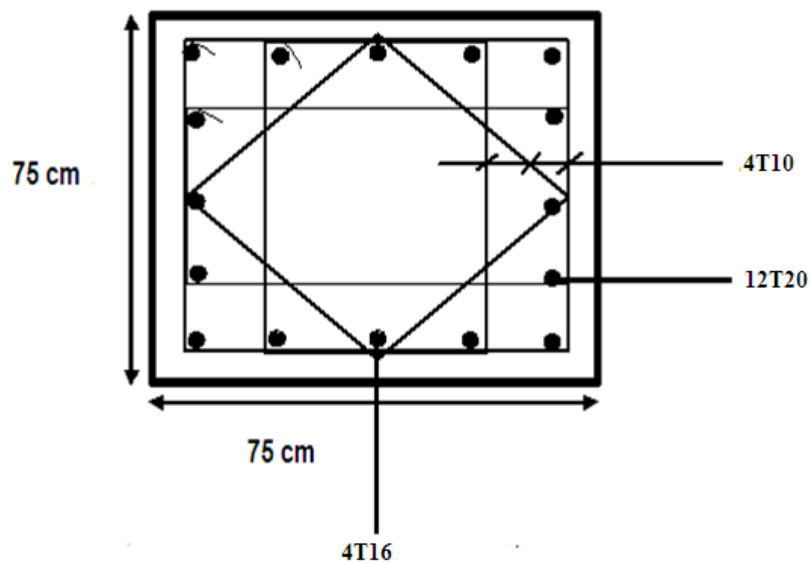


Figure 5-1-ferraillage du poteau plus sollicité

5-1-Les poutres :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

D'après BAEL 91 : $ELU \dots \dots \dots 1.35G + 1.5Q$

D'après RPA : $\begin{cases} ELA \dots \dots \dots G + Q \pm E \\ ELA \dots \dots \dots 0.8G \pm E \end{cases}$

5-2-Recommandation du RPA99.V 2003:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ en zone I et II

5-3-Exemple d'étude de la poutre principale:

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale située au plancher haut du RDC (30x50).

$$b = 0.3 \text{ m} , \quad h = 0.5 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.45 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

a) Ferrailage en travée :

- ELU :

$$M_u = 93.7 \text{ KN.m} = 0.0969 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0937}{0.3 \times (0.45)^2 \times 14.17} = 0.1088$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.144$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.424 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.0937}{0.424 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 6.35 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.5 ; 1.63)$$

$$A_{st} > 1.63 \Rightarrow C.V$$

- ELS :

La fissuration est peut préjudiciable $\rightarrow$ la vérification des contraintes se simplifie comme suite

/

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

$$\alpha_{travée} = 0.163$$

$$M_u = 93.7 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 74.56 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{93.7}{68.4} \Rightarrow \gamma = 1.36$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha_{travée} = 0.144 < 0.43 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b) Ferrailage en appui :

• ELU :

$$M_u = 233,2 \text{ KN.m} = 0.2332 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.2332}{0.3 \times (0.45)^2 \times 14.17} = 0.27$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.403$$

$$z = d. (1 - 0.4\alpha) = 0.377 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.2332}{0.377 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 17.78 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.5 ; 1.63)$$

$$A_{st} > 1.63 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **ELS :**

La fissuration est peut nuisible → la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\alpha_{app} = 0.403$$

$$M_u = 233.20 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 170.28 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{233.2}{170.28} \Rightarrow \gamma = 1.36$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha_{app} = 0.403 < 0.43 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- ✓ **Armatures minimales :**

Selon RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times (30 \times 50) = 7.5 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Armatures maximales :**

Selon RPA99 version 2003 :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) \dots \dots \dots \text{(zone courante)}$$

$$A_{max} = 0.04 \times (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 6\%(b \times h) \dots \dots \dots \text{(zone de recouvrement)}$$

$$A_{max} = 0.06 \times (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des Armatures :**

Le choix des armatures en travée : **6T12** $\Rightarrow A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$.

Le choix des armatures en appui : **6T20** $\Rightarrow A_{st} = 18.85 \text{ cm}^2$.

5-3-1-L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min(12.5 ; 14.4 ; 30cm)$$

$$S_t = 12.5cm$$

- Zone courante :

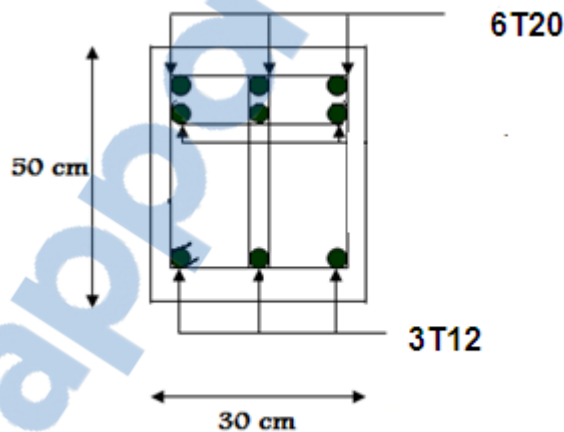
$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t \leq 25 \quad \Rightarrow \quad S'_t = 25 cm$$

5-5-2-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10}\right)$$

On prend $\phi_t = \emptyset 8$



En appui

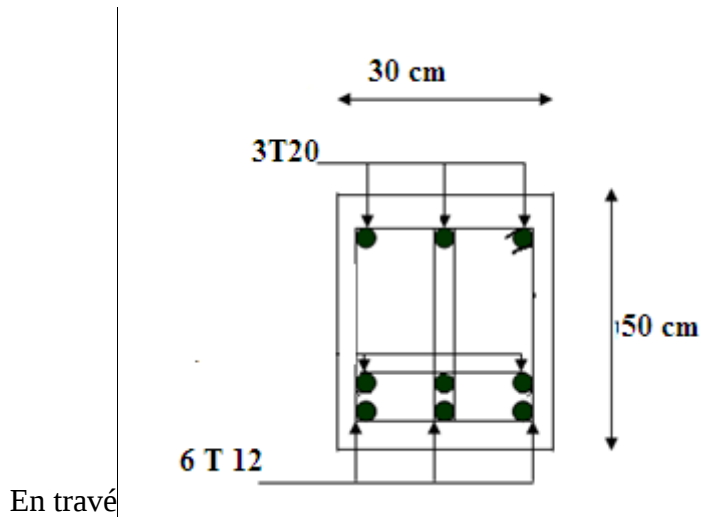


Figure 5-2: Ferrailage des poutres principales (30x50)

5-5-3-Exemple d'étude de la poutre secondaire:

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire situé au plancher haut de 9 eme étage (30x40).

$$b = 0.3 \text{ m} , \quad h = 0.4 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

5-5-4-1calcul des armatures longitudinales:

a) Ferrailage en travée :

- ELU

$$M_u = 19.56 \text{ KN.m} = 0.01956 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01956}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.0355$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.045$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.353 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.01956}{0.353 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 1.59 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b.h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.2 ; 1.3)$$

$$A_{st} > 1.3 \Rightarrow \text{C.V}$$

• **ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable → la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\alpha_{travée} = 0.045$$

$$M_u = 19.56 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 14.167 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{19.56}{14.167} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha_{travée} = 0.045 < 0.44 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b) Ferrailage en appui :

• **ELU :**

$$M_u = 58.24 \text{ KN.m} = 0.05824 \text{ MN.m}$$



$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.05824}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.106$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.14$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.34 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.05824}{0.34 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 4.92 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b.h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.2 ; 1.3)$$

$$A_{st} > 1.3 \Rightarrow \text{C.V}$$

• **ELS :**

La fissuration est peut nuisible $\rightarrow$ la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\alpha_{app} = 0.14$$

$$M_u = 58.24 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 42.43 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{58.24}{42.43} \Rightarrow \gamma = 1.34$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42$$

$$\alpha_{app} = 0.14 < 0.42 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Armatures minimales :**

Selon RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures maximales :**

Selon RPA99 version 2003 :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) \dots \dots \dots (zone courante)$$

$$A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 6\%(b \times h) \dots \dots \dots (zone de recouvrement)$$

$$A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures :**

Le choix des armatures en travée : **6T12** $\Rightarrow A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$.

Le choix des armatures en appui : **6T12** $\Rightarrow A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$.

5-5-4-2-L'espaceement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10 ; 16.8 ; 30\text{cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

• Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t \leq 20 \quad \Rightarrow \quad S'_t = 20 \text{ cm}$$

5-5-4-3-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; 1.4 ; \frac{30}{10}\right)$$

On prend $\phi_t = \emptyset 8$

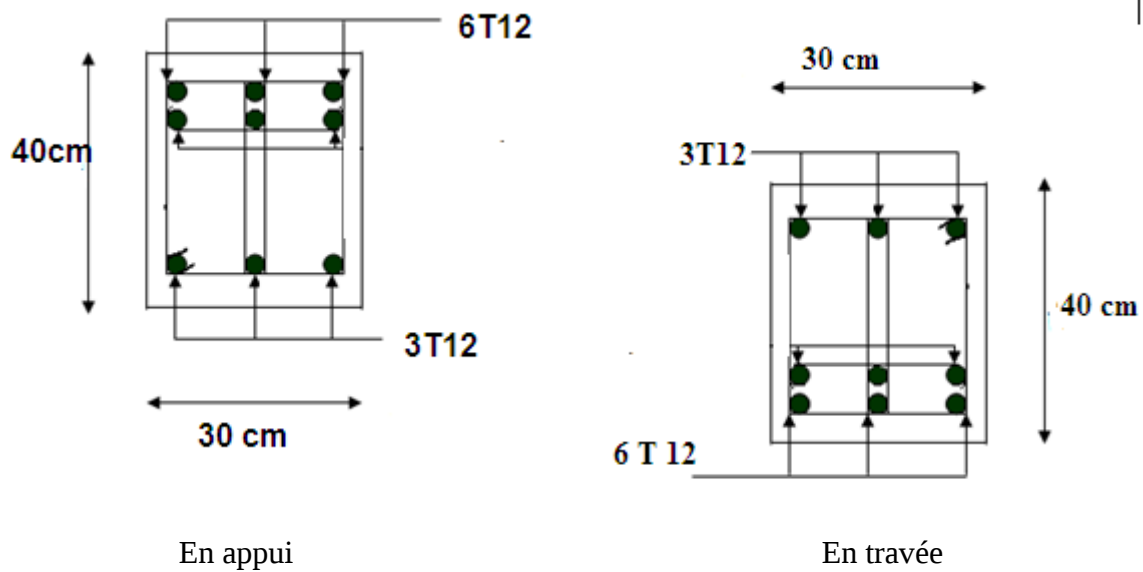


Figure 5-3 Ferrailage des poutres secondaire (30x40)

5-5-Les voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement sollicités par un effort normal, un effort tranchant, et un moment fléchissant. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée.

5-5-1-Vérification des contraintes tangentielles:

Les différentes combinaisons à prendre sont :

ELU 1.35*G* + 1.5*Q*

ELA *G* + *Q* ± *E*

Il faut vérifier les conditions suivantes

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0.06f_{c28}$$

(L'article 7.7.2 et l'article 7.7.3.1 RPA 99 version 2003)

Avec : *b* = 1 ml ; *d* = 0.9 × 0.2 = 0.18 m

	<i>V_{max}</i> (KN/m)	<i>τ_b</i> (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$	$0.06f_{c28}$	Observation
Voile	25.6	0.378	5	1.5	C.V

Tableau 5-4: vérification de la contrainte

5-5-2Détermination des sollicitations

On va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « SAP 2000 » sous les combinaisons suivantes :

ELU 1.35*G* + 1.5*Q*

ELA *G* + *Q* ± *Ex* ; *G* + *Q* ± *Ey*

Combinaison	F11	M11	F22	M22
$G + Q \pm Ey$	510.68	11.06	1613.84	49.03
$G + Q \pm Ex$	441.53	7.16	1591.31	33.51
$1.35G + 1.5Q$	494.9	7.96	1556.54	38.39

Tableau 5-5 : Sollicitations dans les voiles**5-5-3-Détermination du ferrailage:**

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0, 20mx1ml).

Le calcul du ferrailage se fait de la même manière que les poteaux.

Après calcul du ferrailage par logiciel « SOCOTEC » on a trouvé que ce dernier est inférieur de min RPA donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

✓ **Le ferrailage vertical :**

$$A_{min} = 0.15\%(b \times h) \quad (\text{Article 7.7.4.3 du RPA})$$

$$A_{min} = 0.0015 \times (20 \times 100) = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12** de section 5.65 cm²

✓ **Le ferrailage horizontal :**

$$A_{min} = 0.15\%(b \times h)$$

$$A_{min} = 0.0015 \times (20 \times 100) = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12** de section 5.65 cm²

✓ **L'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$\text{Espacement verticale et horizontale} \Rightarrow S \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$$

On prend : $S = 20 \text{ cm}$

CHAPITRE 6 :

INFRASTRUCTURE

6-1-Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

6-2-Etude du voile périphérique:

6-2-1-Dimensionnement:

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.
 $e = 20$ cm. (opté au pré-dimensionnement du chapitre 2)

La hauteur de voile périphérique = 2,8m.

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$
- K_0 : Coefficient de poussée des terres $K_0 = 1 - \sin \phi$
 $K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_0 = 0.43$

6-2-3-Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastres à leurs bases (le niveau de radier) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres
- Effet de surcharge
- La charge pondérée.

a-Calcul de la force de poussée :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

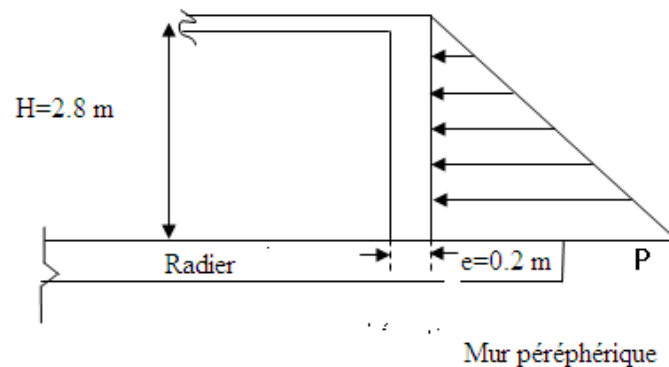


Figure 6.1 : Schéma d'un mur périphérique

h : hauteur du voile

p_1 : poussée ds terres

γ : poids spécifique des terres

$$p_1 = 0,43.17. \frac{2,8^2}{2}$$

$$p_1 = 2,85 \text{ t/ml}$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271.0,152,8 = 0,113 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 2,85 + 1,5 \times 0,178 = 2,59 \text{ t/ml} ; Q = 4,1 \text{ t/ml.}$$

6-2-4-Calcul du ferrailage:

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, Et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD

pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\alpha = L_x / L_y$.

➤ Si : $0 < \alpha < 0,4$ La dalle porte dans un seul sens

$$\begin{cases} M_x = q L_x^2 / 8 \\ M_y = 0 \end{cases}$$

➤ Si : $0,4 < \alpha < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x P L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \end{cases}$$

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,8 \text{ m.}$$

$$L_y = 6,0 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,8}{6} = 0,47 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{aligned} M_{ox} &= \mu_x q L_x^2 \\ M_{oy} &= \mu_y M_{ox} \end{aligned} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,47 \\ \nu = 0 (\text{E.L.U}) \end{cases}$$

$$\mu_x = 0,100$$

$$\mu_y = 0,153$$

$$M_{ox} = 0,100 \cdot 4 \cdot 1 \cdot (2,8)^2 = 3,2 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,153 \cdot 3,2 = 0,489 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 2,4 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 0,366 \text{ t.m}$$

Sens x

Le moment total appliqué sur la dalle :

❖ Pour M_x :

✓ E.L.U :

$$M_t = 0,75 M_x \quad \text{avec} \quad M_x = 32,074 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 24,04 \text{ KN.m}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu = M_{tx} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\mu = 24.04 / 1.0 \cdot 18^2 \cdot 14,17 \cdot 1000$$

$$\mu = 0.0522 < \mu_l = 0.392 \implies A' = 0.$$

$$\alpha = 1.202 (1 - \sqrt{1 - 2.055 \cdot \mu})$$

$$\alpha = 0,035$$

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

$$Z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 24.04 / 347,83 \cdot 0,178 \cdot 1000$$

$$A_{st} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y

$$M_{ty} = 3.66 \text{ KN.m} ; d_y = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu = M_{ty} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\mu = 3.66 / 1.0 \cdot 18^2 \cdot 14,17 \cdot 1000$$

$$\mu = 0.0079 < \mu_l = 0.392 \implies A' = 0.$$

$$\alpha = 1.202 (1 - \sqrt{1 - 2.055 \cdot \mu})$$

$$\alpha = 0,0052$$

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

$$Z = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 3.66 / 347,83 \cdot 0,179 \cdot 1000$$

$$A_{st} = 0.058 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

6-2-5- Condition de non fragilité :

Sens y : d'après RPA 99 V 2003 ;

$$A_{ymin} = 0.001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'après B.A.E.L91 ;

$$A_{ymin} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_{adoptée} = \max \{ A_{calculée}, A_{minRPA99V2003}, A_{minBAEL91} \}$$

$$A_{adoptée} = \max \{ 0.037, 2, 1,6 \}$$

$$A_{adoptée} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4T10/ml $\implies A_{st} = 3,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sens x : d'après RPA 99 V 2003 ;

$$A_{xmin} = 0.001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'après B.A.E.L91 ;

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot (3 - \alpha) / 2$$

$$A_{x\min} = 1,6 \cdot (3 - 0,022) / 2$$

$$A_{x\min} = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{RPA99V2003}}, A_{\min \text{BAEL91}} \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 3,87, 2, 2,38 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4T12/ml $\implies A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

6-3-Etude fondation :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

6-3-1-Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage .Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentielles sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .L'étude géologique, et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaire pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

6-3-2- Le choix de type de la fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.

- La facilité de réalisation.

6-3-2-1-Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, On a considéré uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$A=B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N = 5543.25 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2.2 \text{ BAR} \quad \Rightarrow \quad B \geq 5.01 \text{ m}$$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable

.Alors il faut opter un radier.

6-3-3 Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature .Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol

6-3-4Epaisseur du radier :

- h_d : Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

$l_{\max}$: Distance maximale entre deux files successives $l_{\max} = 6.0 \text{ m}$

$$\text{D'où } h_d \geq \frac{6.0}{20} \Rightarrow h_d \geq 30 \text{ cm}$$

- h_n : Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$\text{D'où } h_n \geq \frac{6.0}{10} \Rightarrow h_n \geq 60 \text{ cm}$$

1er proposition :

$$\begin{cases} h_d = 100\text{cm} \\ h_n = 100\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n

2ieme proposition : le choix : $h_d = h_n = 1.2\text{m}$

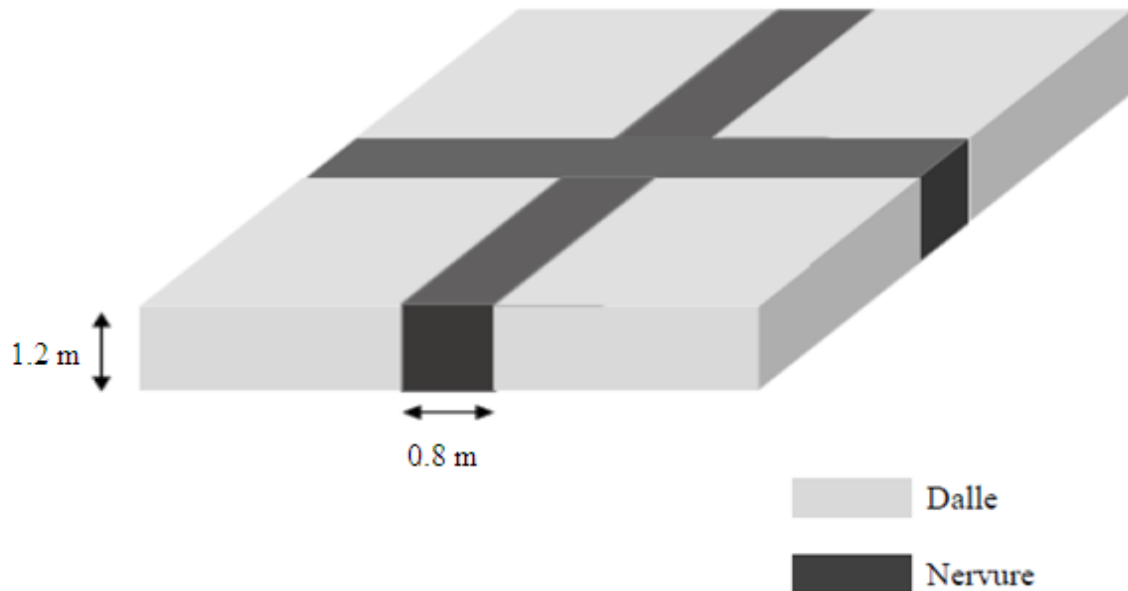


Figure 6-2 Dimension du radier

6-3-4-1-Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

On est obligé d'augmenté le débordement a cause du déplacement important.

On adopte : $D = 1.50\text{m}$

6-3-5- Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on à un taux de travail du sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 2.2\text{bars}$ ».la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} ;$$

Avec :

$Z_{\max}$: Déplacement maximum U_z à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$\Rightarrow Z_{\max} = 4,8 \times 10^{-3} m.$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$\Rightarrow K = 4.4 kg/cm^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol)}$$

F_z : Réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par le **SAP2000**

$$\Rightarrow F_z = 100857,854 KN$$

S_r : Surface du radier.

$$\Rightarrow S_r = (37,26 * 16,5) - (2,45 * 19,75) + (3 * 16,5) + (3 * 37,26)$$

$$\Rightarrow S_r = 727.68 m^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K = 4.8 \times 10^{-3} \times 440 = 2.11 bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 2.11 bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2.2 bar \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{100857.854 \times 10^{-2}}{727.68} = 1.368 bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1.368 bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2.2 bar \dots \dots \dots CV$$

6-3-5-1- Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il ya lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \geq 0.045 * \mu c * h * \frac{f_{cj}}{\gamma b}$$

N_u : La charge du poteau plus sollicité = 5543.25 KN

$$\mu c = 2 * (a + h) = 14.4 m$$

$$\overline{N_u} = \frac{0.045 * 14.4 * 25000}{1.5}$$

$$\overline{N_u} = 10800$$

$\overline{N_u} \geq N_u$ Donc la condition est vérifiée.

6-3-7- Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAP2000** on a obtenu les résultats suivants :

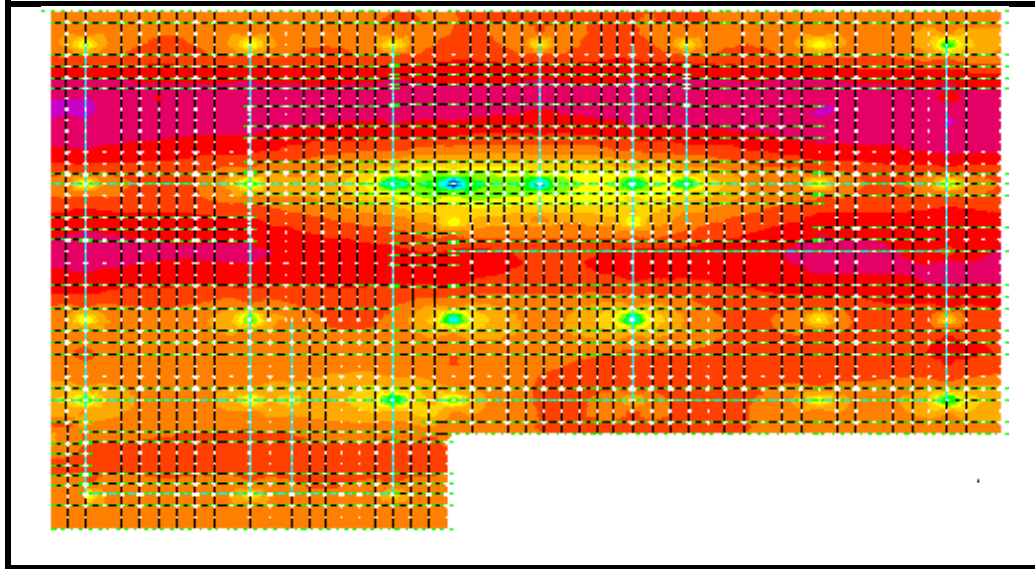


Figure6-3 : Moments M11 a l'ELU

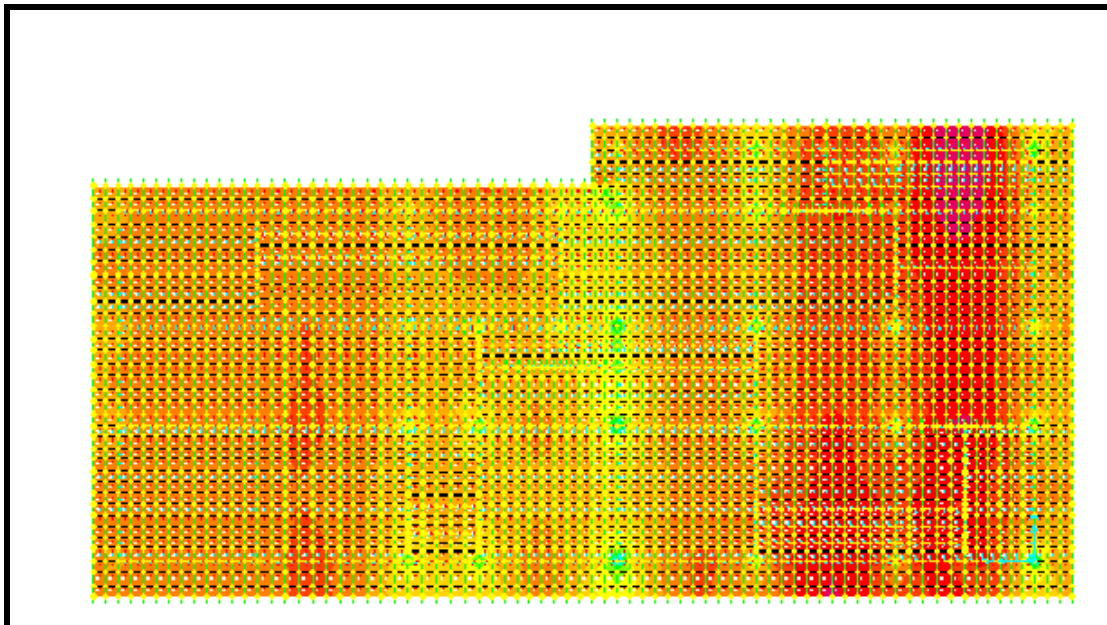


Figure 6-4 : Moments M22 a l'ELU

6-3-8-Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1.00×1.20) m² et en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

En travée :

➤ Ferrailage suivant Lx :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{480,11 \times 10^{-3}}{1 \times 1.08 \times 14.17} = 0.0313$$

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

$$\alpha = 0.0398$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.062m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{480.11 \times 10^{-3}}{1.062 \times 347.83} = 12.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 9\text{T}14 = 13.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Ferrailage suivant Ly :

$$\mu = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{432.01 \times 10^{-3}}{1 \times 1.08 \times 14.17} = 0.0282$$

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

$$\alpha = 0.0358$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.064m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{432.01 \times 10^{-3}}{1.064 \times 347.83} = 11.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 9\text{T}14 = 13.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq \max(12; 13,04)$$

$$A_s \geq 13,04 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

6-3-9 -Vérification a l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ En travée :

➤ Suivant l_x :

$$M_u = 480.11 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 374.87 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.0398 < 0.44 \quad \text{C.V}$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 432.01 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 313.03 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.0282 < 0.44 \quad \text{C.V}$$

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{432.01 \times 10^{-3}}{1 \times 1.08 \times 14.17} = 0.0282$$

.En appui :

➤ Ferrailage suivant L_x :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{553.81 \times 10^{-3}}{1 \times 1.08 \times 14.17} = 0.0361$$

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

$$\alpha = 0.046$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.06 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{553.81 \times 10^{-3}}{1.06 \times 347.83} = 15.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 8\text{T}16 = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Ferrailage suivant L_y :

- $\mu = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{460.03 \times 10^{-3}}{1 \times 1.08 \times 14.17} = 0.03$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
 $\alpha = 0.0381$
- $z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.067m$
- $A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{460.03 \times 10^{-3}}{1.067 \times 347.83} = 12,39 cm^2 / ml$
- Le choix : $A_s = 9T14 = 13.86 cm^2/ml$
- Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq \max(12; 13,04)$$

$$A_s \geq 13,04 cm^2 \dots \dots CV$$

. Vérification a l'ELS

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$M_u = 553.81 KN.m$$

$$M_s = 401,2. KN.m$$

$$\text{➤ Suivant } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,38 \quad l_x :$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,046 < 0,44 \quad C.V$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 460.03 KN.m$$

$$M_s = 333.29. KN.m$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,0381 < 0,44 \quad C.V$$

.Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{595.574 \times 10^{-3}}{1 \times 1.08} = 0.551 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$

- **Calcul de l'espacement**

D'après le (BAEL91)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9 \times d; 40) \text{cm} \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(97, 2; 40) \text{cm}$$

on prend $S_t = 40 \text{ cm}$.

6-4-1-Calcul de ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :

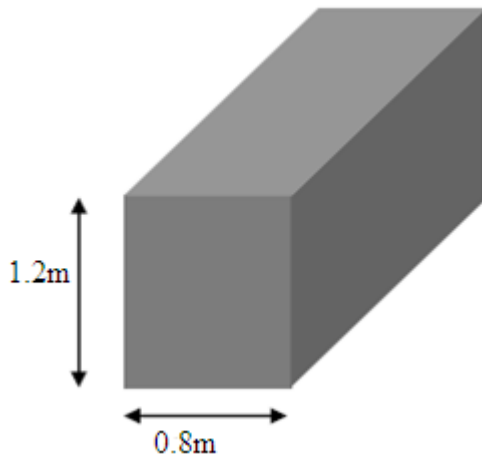


Figure 6-5 : Dimension de la nervure

➤ Ferrailage longitudinal :

A-En travée

➤ Suivant Lx :

Le moment maximum en travée : $M_{t\max} = 464.32 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{464.32 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.08^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.044$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.06 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{464.32 \times 10^{-3}}{1.06 \times 347.83} = 12.59 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_s = 9\text{T}14 = 13.86 \text{ cm}^2$

➤ Suivant Ly :

Le moment maximum en travée : $M_{t\max} = 491.5 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{491.55 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.08^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.06m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{491.55 \times 10^{-3}}{1.06 \times 347.83} = 13.08 cm^2$$

Le choix : $A_s = 9T14 = 13.85 cm^2$

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq \max(9.6; 10.43) cm^2$$

Donc $13.85 \geq 10.43 cm^2$ CV

B- En appui

Le moment maximum en appui : $M_{a\max} = 682.325 KN.m$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{682.325 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.08^2 \times 14.17} = 0.0516$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.066$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.05m$$

$$A_s = \frac{Ma}{z \times \sigma_{st}} = \frac{682.325 \times 10^{-3}}{1.05 \times 347.83} = 18.68 cm^2$$

Le choix : $A_s = 10T16 = 20.11 cm^2$

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq \max(9.6; 10.43) cm^2$$

Donc $20.11 \geq 10.43 cm^2$ CV

➤ Vérification à l'ELS :



Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

A-En travée

➤ Suivant l_x :

$$M_u = 464.32 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 331.66 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,4$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,044 < 0,45 \quad \text{C.V}$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 491.55 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 351.08 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,4$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,047 < 0,45 \quad \text{C.V}$$

A-En appui

$$M_u = 682.325 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 487.38 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,4$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{appui} = 0,066 < 0,45 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Ferraillage transversal :**

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{911.84 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.08} = 1.054 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$

➤ Calcul du diamètre des armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) & \Rightarrow \phi_t &\leq \min\left(\frac{120}{35}, 1,2, \frac{80}{10}\right) \\ & & \Rightarrow \phi_t &\leq \min(2.85, 1,2, 8) \\ & & \Rightarrow \phi_t &= 10\text{mm} \end{aligned}$$

Alors on adopte un choix de : $\phi 10$

➤ Calcul de l'espacement

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{120}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$

$$S_t \leq 14.4\text{cm}$$

- Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S'_t \leq \frac{120}{2}$$

$$S'_t \leq 60\text{cm}$$

On adopte un choix : $\begin{cases} S_t = 14\text{cm} \\ S'_t = 20\text{cm} \end{cases}$

Remarque :

Il est nécessaire d'ajouté des armatures des plots 2T12 dans les deux sens pour évité la fissuration du béton de radier et de nervure.

CHAPITRE : 7

ETUDE COMPARATIVE

7-1- Introduction :

Nous avons fait l'étude et le dimensionnement de notre structure en béton armé pour la comparée avec un bâtiment qui est déjà réalisé en construction mixte selon trois aspects :

- ❖ Aspect architectural : comporte le coté esthétique des deux structures.
- ❖ Aspect technique : comporte les avantages et les inconvénients des deux modes de constructions.
- ❖ Aspect économique : comporte principalement les coûts et les délais de réalisation des deux structures.

7-1-1-Aspect architectural :

Construction béton armé :

Des sections très grandes et des retombées importantes qui influent sur le coté esthétique de notre bâtiment.

Les consoles sont limitées par les règles R.P.A .99.version.2003.

Pour notre cas et la zone où se trouve notre projet la portée de la console est limitée à 1.5 m ce qui nous oblige à faire des modifications sur le plan initial où nous avons ajouté six poteaux.

Construction mixte :

Les sections des éléments structuraux métalliques sont plus petites que celles des éléments structuraux de la construction en béton armé

Pour ce type de constructions, nous pouvons aller à des portées plus longues que celles de la construction en béton armé.

7-1-2- Aspect technique :

Pour la structure en béton armé il nous faut ce qui suit :

- ❖ Coffrage : on utilise souvent des coffrages en bois ou métalliques qui sont plus maniables et plus résistants à la pression du béton frais sur les parois.
- ❖ Main d'œuvre : sauf pour le suivi et l'exécution des plans qui nécessitent un personnel qualifié.
- ❖ Transmission des charges : le béton assure une très bonne transmission des charges, néanmoins une mauvaise disposition d'armature comprime le béton dans la zone nodale.
- ❖ Agression due aux agents extérieurs : le béton assure une bonne résistance thermique phonique et chimique contre les agents agressifs.

Pour la structure en construction mixte (ossature métallique + plancher collaborant), il nous faut :

- ❖ Coffrage : on utilise les coffrages justes dans la partie du coulage des dalles des compressions pour les planchers.
- ❖ Main d'œuvre : qualifiée pour l'exécution des plans et pour les assemblages des éléments.
- ❖ Transmission des charges : un mauvais serrage ou une mauvaise soudure n'assure pas la bonne transmission des charges, d'où la nécessité d'une main d'œuvre qualifiée.
- ❖ Agression due aux agents extérieurs : mauvaise résistance au feu et le risque à cause de la conductivité thermique élevée de la corrosion surtout dans les endroits marin.

7-1-3- Aspect économique :

Pour qu'on puisse faire la comparaison nous allons calculer le devis estimatif de notre projet :

D'après l'entreprise B.H.M les prix sont comme suit :

L'acier est de 180 DA le Kg.

L'acier posé et fini 250 DA le kg.

La tôle **COFFRAPLUS 60** par 250 DA le m².

Le béton armé de 30.000DA le m³.

Les dalles des compressions : 15.000 DA/m³

Structure béton armé :

Le calcul se fait en fonction du volume des dimensions de chaque élément :

Elément	Volume m ³
Radier	873.22 m ³
Poutre étage	253.13
Balcons	63.52
Dalle pleine parking	119.66
Poteaux sous sol	126
Poteaux étages	235.85
Plancher	451.8
Poutrelle	213
Voile périphérique	118.2
Voile	302.1
Volume totale de la structure béton armé	2811

Tableau 7-1 : volume des éléments en béton armé.

D'après les prix des éléments on a obtenus :

Prix total de la construction béton armé= 84.330.000DA

Structure construction mixte :

Le calcul se fait en fonction du volume des dimensions de chaque élément fait lors du PFE [9] :

Elément	Volume m ³
Radier	460
Poutre étage	44.32

Tableau 7-2 : volume du béton armé de l'infrastructure.

Les tableaux suivants présentent les différents éléments de l'ossature métallique :

Niveaux	p. rives	p. centraux	nbr des profilés p. rive	nbr des profilés p. centraux	masse des profilés(kg)
S sol 1	HEB280	HEB550	18	10	14607.2
RDC	HEB260	HEB500	14	6	9211.2
Etage 1	HEB240	HEB450	14	6	8325
Etage 2	HEB240	HEB400	14	6	7960.24
Etage 3	HEB220	HEB400	14	6	7337.8
Etage 4	HEB220	HEB340	14	6	6316.36
Etage 5	HEB200	HEB320	14	6	6156.76
Etage 6	HEB200	HEB300	14	6	5928.76
Etage 7	HEB180	HEB280	14	6	5072.24
Etage 8	HEB180	HEB260	14	6	4844.24
Etage 9	HEB160	HEB240	14	6	4163.24
Etage 10	HEB140	HEB200	14	6	3190.48
Etage 11	HEB120	HEB180	14	6	2587.8
Etage12	HEB100	HEB160	14	6	2056.56
Etage13	HEB100	HEB120	14	6	1694
Etage14	HEB100	HEB100	14	6	1550.4
					91002

Tableau 7-3 : la masse totale des poteaux.

	Type de profilé	Nombre des profilés	Masse totale (kg)
Poutre centrale	HEB260	60	66960
Poutre rivière	HEA240	50	36209
Poutrelle étage	IPE270	198	85456
Poutrelle console	IPE180	113	25360
			213985

Tableau 7-4 : la masse totale des poutres et des solives

- **Contreventements :**

Les éléments utilisés pour le contreventement :

(2*L150*150*10) → 79 profilés

Masse des contreventements → 31799 kg

Volume total des dalles → 279 m³

Surface de la tôle → 5580 m²

On utilise les prix unitaires définis par l'entreprise B.H.M on obtient :

Prix d'infrastructure= 15189600 DA

Prix des dalle=4185000 DA

Prix des tôles =1395000 DA

Prix des profilés=83450000

Soit en conclu que le prix total de la construction mixte

Prix total de la construction mixte=104.223.600 DA

7-2-Comparaison des coûts :

Le cout de la structure en construction mixte **104.223.600 DA**

Le coût de la construction en béton armé **84.330.000DA DA**.

En se basant Sur les prix obtenus, nous tirons les conclusions suivantes

Ce qui se traduit par un coût bas par rapport à la construction en charpente métallique.

Le prix de la construction en béton armé est moins chère de 24% que la construction en construction mixte.

A la fin de notre travail nous comparons les travaux antérieur réalisé a

Comparaison entre les travaux qui sont réalisé à la l'université Abou- Bakr -Belkaid département de génie civil :

PFE [7]:Bâtiment R+4 d'une hauteur de 18.89 m zone 1.

Le prix de la construction en béton armé et moins chère de 300% que la construction en béton armé.

PFE [8] : Bâtiment R+10 d'une hauteur de 34,75 m zone 3

Le prix de la construction en béton armé et moins chère de 43% que la construction en béton armé.

7-3-Comparaison des délais :

Afin de pouvoir réalisé cette comparaison on a passé par l'étape suivante :

Identification des activités : Réaliser WBS (matrice découpage) des deux types de projet

Concerne des activités : classer les taches par ordre chronologique.

Estimation des durées des activités.

Elaboration de l'échéancier.

Le délai pour la construction mixte est de 15 mois.

Le délai pour la construction en béton armé est de 21 mois.

7-4- conclusion de l'étude comparative:

Pour le projet structure béton armé est justifier par le coût moins de la structure en construction mixte la disponibilité des matériaux et l'expérience des entreprises.

Pour le projet construction mixte est justifier par le délai et le coté esthétique.

Finalement pour notre bâtiment qui est classé en zone 2 on a trouvé une différence de 24 %

Alors on peut conclure à que chaque fois que la hauteur du structure est importante on opte pour une construction mixte.

.

6-1 Introduction :

Nous avons fait l'étude et le dimensionnement de notre structure en béton armé pour la comparée avec un bâtiment qui est déjà réalisé en construction mixte selon trois aspects :

- ❖ Aspect architectural : comporte le coté esthétique des deux structures.
- ❖ Aspect technique : comporte les avantages et les inconvénients des deux modes de constructions.
- ❖ Aspect économique : comporte principalement les coûts et les délais de réalisation des deux structures.

6-1-1-Aspect architectural :

Construction béton armé :

Des sections très grandes et des retombées importantes qui influent sur le coté esthétique de notre bâtiment.

Les consoles sont limitées par les règles R.P.A .99.version.2003.

Pour notre cas et la zone où se trouve notre projet la portée de la console est limitée à 1.5 m ce qui nous oblige à faire des modifications sur le plan initial où nous avons ajouté six poteaux.

Construction mixte :

Les sections des éléments structuraux métalliques sont plus petites que celles des éléments structuraux de la construction en béton armé

Pour ce type de constructions, nous pouvons aller à des portées plus longues que celles de la construction en béton armé.

6-1-2 Aspect technique :

Pour la structure en béton armé il nous faut ce qui suit :

- ❖ Coffrage : on utilise souvent des coffrages en bois ou métalliques qui sont plus maniables et plus résistants à la pression du béton frais sur les parois.
- ❖ Main d'œuvre : sauf pour le suivi et l'exécution des plans qui nécessitent un personnel qualifié.
- ❖ Transmission des charges : le béton assure une très bonne transmission des charges, néanmoins une mauvaise disposition d'armature comprime le béton dans la zone nodale.
- ❖ Agression due aux agents extérieurs : le béton assure une bonne résistance thermique phonique et chimique contre les agents agressifs.

Pour la structure en construction mixte (ossature métallique + plancher collaborant), il nous faut :

- ❖ Coffrage : on utilise les coffrages justes dans la partie du coulage des dalles des compressions pour les planchers.
- ❖ Main d'œuvre : qualifiée pour l'exécution des plans et pour les assemblages des éléments.
- ❖ Transmission des charges : un mauvais serrage ou une mauvaise soudure n'assure pas la bonne transmission des charges, d'où la nécessité d'une main d'œuvre qualifiée.
- ❖ Agression due aux agents extérieurs : mauvaise résistance au feu et le risque à cause de la conductivité thermique élevée de la corrosion surtout dans les endroits marin.

6-1-3 Aspect économique :

Pour qu'on puisse faire la comparaison nous allons calculer le devis estimatif de notre projet :

D'après l'entreprise B.H.M les prix sont comme suit :

L'acier est de 180 DA le Kg.

L'acier posé et fini 250 DA le kg.

La tôle **COFFRAPLUS 60** par 250 DA le m².

Le béton armé de 30.000DA le m³.

Les dalles des compressions : 15.000 DA/m³

Structure béton armé :

Le calcul se fait en fonction du volume des dimensions de chaque élément :

Elément	Volume m ³
Radier	873.22 m ³
Poutre étage	253.13
Balcons	63.52
Dalle pleine parking	119.66
Poteaux sous sol	126
Poteaux étages	

235.85 m³

Plancher	451.8 m ³
Poutrelle	213 m ³
Voile périphérique	118.2 m ³
Voile	302.1 m ³
Volume totale de la structure	
béton armé	2811 m ³

Prix total de la construction béton armé= 84.330.000DA

Structure construction mixte :

Le calcul se fait en fonction du volume des dimensions de chaque élément fait lors du PFE du binome :

Volume du béton armé du Radier=460 m³

Voile périphérique=44.32m³

Les tableaux suivants présentent les différents éléments de l'ossature métallique :

Niveaux	p. rives	p. centraux	nbr des profilés p. rive	nbr des profilés p. centraux	masse des profilés(kg)
S sol 1	HEB280	HEB550	18	10	14607.2
RDC	HEB260	HEB500	14	6	9211.2
Etage 1	HEB240	HEB450	14	6	8325
Etage 2	HEB240	HEB400	14	6	7960.24
Etage 3	HEB220	HEB400	14	6	7337.8
Etage 4	HEB220	HEB340	14	6	6316.36
Etage 5	HEB200	HEB320	14	6	6156.76
Etage 6	HEB200	HEB300	14	6	5928.76
Etage 7	HEB180	HEB280	14	6	5072.24
Etage 8	HEB180	HEB260	14	6	4844.24
Etage 9	HEB160	HEB240	14	6	4163.24
Etage 10	HEB140	HEB200	14	6	3190.48
Etage 11	HEB120	HEB180	14	6	2587.8
Etage12	HEB100	HEB160	14	6	2056.56
Etage13	HEB100	HEB120	14	6	1694
Etage14	HEB100	HEB100	14	6	1550.4
					91002

Tableau 6-1- la masse totale des poteaux.

	Type de profilé	Nombre des profilés	Masse totale (kg)
Poutre centrale	HEB260	60	66960
Poutre rivière	HEA240	50	36209

Poutrelle étage	IPE270	198	85456
Poutrelle console	IPE180	113	25360
			213985

Tableau 6-2- la masse totale des poutres et des solives

-

- **Contreventements :**

les éléments utilisées pour le contreventement :

(2*L150*150*10) → 79 profilés

Masse des contreventements → 31799 kg

Volume total des dalles → 279 m³

surface de la tôle → 5580 m²

on u

Prix d'infrastructure= 15189600 DA

Prix des dalle=4185000 DA

Prix des tôles =1395000 DA

Prix des profilés=83450000

Prix total de la construction mixte=104.223.600 DA

Soit en

conclusion

6-2-Comparaison des coûts :

Le cout de la structure en construction mixte **104.223.600 DA**

Le coût de la construction en béton armé **84.330.000DA DA.**

En se basant Sur les prix obtenus ,nous tirons les conclusions suivantes

Ce qui se traduit par un coût bas par rapport à la construction en charpente métallique.

Le prix de la construction en béton armé est moins chère de 24% que la construction en construction mixte.

A la fin de notre travail nous comparons les travaux antérieurs réalisés à

Comparaison entre les travaux qui sont réalisés à l'université Abou- Bakr -Belkaid département de génie civil :

ETUDE COMPARATIVE ENTRE UNE CONSTRUCTION EN BETON ARME ET CONSTRUCTION MIXTE []:

Bâtiment R+4 d'une hauteur de 18.89 m zone 1.

Le prix de la construction en béton armé est moins chère de 300% que la construction en béton armé.

ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT A GRAND HAUTEUR EN CHARPANTE METALLIQUE ET EN BETON ARME[] :

Bâtiment R+10 d'une hauteur de 34,75 m zone 3

Le prix de la construction en béton armé est moins chère de 43% que la construction en béton armé..

6-3-Comparaison des délais :

Afin de pouvoir réaliser cette comparaison on a passé par l'étape suivante :

Identification des activités : Réaliser WBS (matrice découpage) des deux types de projet

concerne des activités : classer les tâches par ordre chronologique.

Estimation des durées des activités.

Elaboration de l'échéancier.

Le délai pour la construction mixte est de 15 mois.

Le délai pour la construction en béton armé est de 21 mois.

6-4- conclusion de l'étude comparative:

Pour le projet structure béton armé est justifier par le coût moins de la structure en construction mixte la disponibilité des matériaux et l'expérience des entreprises.

Pour le projet construction mixte est justifier par le délai et le côté esthétique.

Finalement pour notre bâtiment qui est classé en zone 2 on a trouvé une différence de 24 %

Alors on peut conclure à que chaque fois que la hauteur du structure est importante on opte pour une construction mixte.

.

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort que les logiciels « SAP2000 et auto CAD Ms Project».

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes.

D'après ce travail, on peut conclure que :

- une structure mixte est conseillée pour des hauteurs importantes
- et que la construction en béton armé est souhaitée pour les hauteurs moins importantes

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort.

Bibliographie

- [1] DTR-B-C2-48 "Règle parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003", Ministère de l'habitation, janvier 2004
- [2] J-PIERRE MOUGIN, "Cours de béton armé (règle B.A.E.L.91)", Edition Berti.1994
- [3] CHIKH NASR-EDDINE, «Etude des poutres continues en béton armé, analyse et calcul"O.P.U .1996
- [4]D.T.R.C2-47, "Règlement Neige et vent R.N.V 99" JUIN 1999
- [5] DTR-B-C2-42 "Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché, version révisée 1997", Ministère de l'habitation, novembre 1997.
- [6] TC.SZUTTY, "conception et calcul des structures soumises aux séismes", O.P.U.1984
- [7] DALI-F-BENKRALED -I , «Etude comparative d'un bâtiment R+4 en béton armé puis en construction mixte »Université Tlemcen (promotion 2012/2013).
- [8] DAOUD-S-BENABDELLAH -B , «Etude comparative d'un même bâtiment en grand hauteur en béton armé puis en construction mixte »,Université Tlemcen (promotion 2014/2015).
- [9] M.H.MIDOUN-W.MOSTEFOUI, «Etude d'un bâtiment métallique R+14+sous sol a Oran », Université Tlemcen (promotion 2014/2015).
- [10]ARIES-S-MEKMOUCHE-R , «Modélisation d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation», Université Jijel (promotion 2006/2007).