

Sommaire

Chapitre I: présentation du projet.

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation du bâtiment	1
I.3. caractéristique géométrique de la structure	1
I.4. Conception de la structure	2
I.4.1. Ossature de l'ouvrage	2
I.4.2. Plancher	2
I.4.3. Escalier	3
I.4.4. Maçonnerie	3
I.4.5. Revêtement	4
I.4.6. Acrotères	4
I.4.7. Gaine d'ascenseurs	4
I.4.8. Fondation	4
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.5.1. Le Béton	4
I.5.2. Acier	7
I.6. Les hypothèses de calcul	8

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1. Introduction	9
II.2. Evaluation des charges et surcharges.....	9
II.2.1. Plancher	9
II.2.2. Murs	11
II.2.3. L'ascenseur	11
II.2.4. L'Acrotère	11
II.2.5. Escaliers	12
II.3. Pré-dimensionnement des éléments résistants	13
II.3.1. Les planchers	13
II.3.2. Les poutres	13
II.3.3. Poteaux	14
II.3.4. Les voile	17

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1. Étude du plancher	18
III.1.1. Les types des poutrelles	18
III.1.2. Les charges des poutrelles	19
III.1.3. Détermination des efforts internes	19
III.1.4. Ferrailage des poutrelles: (flexion simple)	23
III.1.5. Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles	28
III.1.6. Ferrailage de la dalle de compression	28
III.2. Étude de L'acrotère	29
III.2.1. Poids propre de l'acrotère	29
III.2.2. Combinaisons d'action	29
III.2.3. Calcul de l'excentricité	29
III.2.4. Détermination du ferrailage	30
III.3. Etude d'escalier	33
III.3.1. Pré dimensionnement	33
III.3.2. Descente des charges	35
III.3.3. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant	36
III.3.4. Détermination du ferrailage	36
III.4. Etude de la poutre palière	40
III.4.1. Pré-dimensionnement	40
III.4.2. Calcul du ferrailage	41
III.5. Etude du plancher dalle pleine	45
III.5.1. Calcul des Moments	45
III.5.2. Calcul des Ferrailages	46

Chapitre IV: Étude dynamique

IV.1. Introduction	49
IV.2. Modélisation de la structure	49
IV.3. Combinaison d'action	49
IV.4. Méthode de calcul	49
IV.4.1. Méthode statique équivalente	49
IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale	49
IV.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	49
IV.5. Détermination de la force sismique totale	50
IV.5.1. Coefficient d'accélération [A]	50
IV.5.2. Coefficient de comportement de la structure [R]	50
IV.5.3. Facteur de qualité [Q]	50
IV.5.4. Facteur de correction d'amortissement [η]	51

IV.5.5.Période $[T_1]$ et $[T_2]$ du site considérée	51
IV.5.6.Poids totale de la structure $[W]$	51
IV.5.7.Facteur d'amplification dynamique $[D]$	51
IV.6.Estimation de la période fondamentale de la structure	51
IV.7.Disposition des voiles	52
IV.8.Caractéristique géométrique et massique de la structure	56
IV.8.1. Centre de masse	56
IV.8.2.Centre de torsion	57
IV.8.3.Evaluation des excentricités	57
IV.8.4.La force sismique statique	58
IV.9.Application de la méthode d'analyse modale spectrale	59
IV.9.1.Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente	59

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction	61
V.2.Les poteaux	61
V.2.1.Combinaisons spécifiques de calcul	61
V.2.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales	61
V.2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	62
V.2.4.Ferraillage des poteaux	62
V.3.Les poutres	66
V.3.1.Recommandation du RPA99	66
V.3.2.Exemple d'étude de la poutre principale	66
V.3.3.Exemple d'étude de la poutre secondaire	69
V.4. Les voile	73
V.4.1.Vérification des contraintes tangentielles	73
V.4.2.Détermination des sollicitations	73
V.4.3.Détermination du ferraillage	73

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1.introduction	75
VI.2. Choix du type de fondation	75
VI.3.Calcul du radier	75
VI.4 Débordement	76
VI.5 Vérification de la contrainte du sol	76
VI.6 Les différentes sollicitations	77
VI.7 Calcul du ferraillage de la dalle	78
VI.8 Calcul de ferraillage de la nervure	81

VI.9. Etude de voile périphérique: (Voile de soutènement)	83
VI.9.1. Dimensionnement	83
VI.9.2. Détermination des sollicitations	83
VI.9.3. Calcul du ferrailage	84

Chapitre VI: Etude économique

VII.1. Introduction	87
VII.2. Management de projet	87
VII.2.1. Projet	87
VII.2.2. Cycle de vie d'un projet	88
VII.2.3. Les différents intervenants du projet	88
VII.3. Objectifs	89
VII.3.1. C'est quoi Ms Project	89
VII.3.2. Création d'un projet sur MS Project	89
VII.3.3. Taches, jalons et livrables	90
VII.4. La planification d'un projet	90
VII.4.1. Le WBS (Works Breakdown Structures)	90
VII.4.2. Le diagramme de GANTT	91
VII.5. Définition des ressources	91
VII.5.1. Les ressources humaines	91
VII.5.2. Les ressources matérielles	91
VII.6. Etude économique	92
VII.7. La courbe financière	93
VII.8. Conclusion	93

Liste des figures

Chapitre I : présentation du projet.

Figure I.1 : Dimensions en plan	2
Figure I.2 : Plancher à corps creux	3
Figure I.3 : Plancher à dalle pleine	3
Figure I.4 : Brique creuse	4
Figure I.5: Evolution de la résistance du béton à la compression f_{cj}	5
Figure I.6 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU	6
Figure I.7 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELS	7
Figure I.8 : diagramme contrainte - déformation d'acier	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Figure II.1 : Planchers à corps creux de niveau courant	10
Figure II.2 : Dalle pleine de niveau courant	10
Figure II.3. Coupe de voile en élévation	17

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

Figure III.1 : Les types des poutrelles	18
Figure III.2 : Schémas statiques de poutrelle type 2	19
Figure III.3 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU des poutrelles pour type 2	22
Figure III.4 : dimension poutrelle	23
Figure III.5 : section de calcul (l'acrotère)	30
Figure III.6 : Schéma d'un escalier	33

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig. IV.1 : La première disposition des voiles	52
Fig. IV.2 : La deuxième disposition des voiles	54
Fig. IV.3 : La troisième disposition des voiles	55
Fig. IV.4 : Spectre de réponse	59

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1: Ferrailage des poutres principales (30x50)	69
Figure V.2: Ferrailage des poutres secondaire (30x40)	72

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1: Moments M11 à l'ELU de radier	77
Figure VI.2: Moments M22 à l'ELU de radier	77
Figure VI.3: Schéma d'un mur périphérique	84

Chapitre VII : Etude économique

Figure VII.1: Facteur principal d'un projet	87
Figure VII.2: Cycle de vie d'un projet	88
Figure VII.3: la courbe financière (courbe en S)	93

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux (16+5).....	9
Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant (16+5)...	9
Tableau II.3 : Charge due aux planchers dalle pleine	10
Tableau II.4: Charge permanente du mur extérieur.....	11
Tableau II.5:Charge permanente mur intérieur	11
Tableau II.6: Charge du palier.....	12
Tableau II.7: Charge du Volée.....	12
Tableau II.8: récapitulatif des sections des poteaux.....	16

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

Tableau.III.1:Descentes de charge des poutrelles.....	19
Tableau.III.2:différents efforts pour l'ELU.....	22
Tableau.III.3:différents efforts pour l'ELS.....	23
Tableau.III.4: ferrailage des poutrelles.....	28
Tableau.III.5:La longueur de la ligne de foulée.....	34
Tableau.III.6:L'inclinaison de la pailleasse.....	35
Tableau.III.7:Les épaisseurs des différentes volées.....	35
Tableau III.8:Combinaison d'action.....	36
Tableau III.9: Les efforts internes pour les types d'escaliers.....	36
Tableau III.10: ferrailage des escaliers.....	39
Tableau III.11: ferrailage des poutres palières.....	44

Chapitre IV :Etude dynamique

Tableau IV.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.....	50
Tableau IV.2:Période et facteur de participation massiquede la 1ére variante.....	53
Tableau IV.3:Période et facteur de participation massiquede la 2eme variante...	54
Tableau IV.4:Période et facteur de participation massiquede la 3eme variante...	55
Tableau .IV.5 : Les différentes caractéristiques de la structure.....	58
Tableau. IV.6 : Les réactions à la base.....	59

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1:Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	61
Tableau V.2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	62
Tableau V.3:Ferraillage longitudinale des poteaux.....	64
Tableau V.4:Ferraillage transversal des poteaux.....	65
Tableau V.5: vérification de la contrainte des voiles.....	73
Tableau V.6: Sollicitations dans les voiles.....	73

Chapitre VII : Etude économique

Tableau VII.1: les ressources matérielles (Matériaux) du projet.....	92
--	----

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\bar{\tau}_u$	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 à {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton à {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
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
St	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

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Comme tous les pays, l'Algérie cherche toujours à atteindre son souhait de développement dans tous les domaines et surtout concernant les bâtiments et les infrastructures de base tel que les routes, les barrages...

Parallèlement à l'évolution technique, la codification et la réglementation dans le domaine de la construction se sont développées. En Algérie, le séisme de BOUMERDES du 21 Mai 2003 a montré plusieurs défauts de réalisations des bâtiments car ils n'étaient pas de conception parasismique, et pour cela les experts ont créés des modifications sur le Règlement Parasismique Algérien, et donc il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques pour la durabilité et la stabilité de la structure.

Une étude d'un bâtiment sert à atteindre quelques buts où le plus important c'est la sécurité, pour assurer la stabilité de l'ouvrage, aussi l'économie qui sert à diminuer les coûts du projet, et d'autres buts comme le confort et l'esthétique.

En Algérie le béton armé est le plus utilisé dans les différentes constructions grâce à ses avantages économiques et caractéristiques par rapport aux autres matériaux (la charpente en bois et la charpente métallique).

Notre projet concernant une étude technique et économique d'un bâtiment à usage multiples, comportant deux sous-sols, deux entre sols, un RDC et 10 étages. Elle est implantée à ORAN dans une zone de moyenne sismicité.

Ce travail est composé de sept chapitres:

- Le premier concerne à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième présente le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires (plancher, l'acrotère, l'escalier...).
- Un 4eme chapitre pour l'étude dynamique du bâtiment.
- Le 5eme chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux.
- L'étude de l'infrastructure est détaillée dans le 6eme chapitre.
- Finalement, nous avons consacré le 7eme chapitre pour l'étude économique de bâtiment.

Chapitre I:
PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction :

Le choix de type des matériaux, leurs caractéristiques et les dimensions des éléments joue un grand rôle pour assurer la résistance des différents éléments structuraux aux différentes sollicitations, ce qui nous permet d'obtenir la stabilité de bâtiment.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage on a besoin de suivre les règlements et les méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui repose sur la connaissance des matériaux et le dimensionnement des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation du bâtiment :

Il s'agit d'un bâtiment à usage multiples composé de deux sous-sols destiné à être comme parking sous-terrain, deux entresols, un rez-de-chaussée et dix étages. Ce bâtiment est implanté à OTHMANIA, le dixième arrondissement de wilaya d'Oran, (une zone de moyen sismicité; zone II selon le RPA99 modifier en 2003).

- Sous sol 1 → parking
- Sous sol 2 → parking
- Entre sol 1 → parking + 1 logement
- Entre sol 2 → 2 logements + 3 locaux
- RDC → 2 logements + 3 locaux
- Etages → 3 logements

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques de la structure sont:

- Longueur en plan : 27.70 m
- Largeur en plan : 20 m
- Hauteur totale de bâtiment : 50.66 m
- La surface totale de bâtiment : 456.5 m²

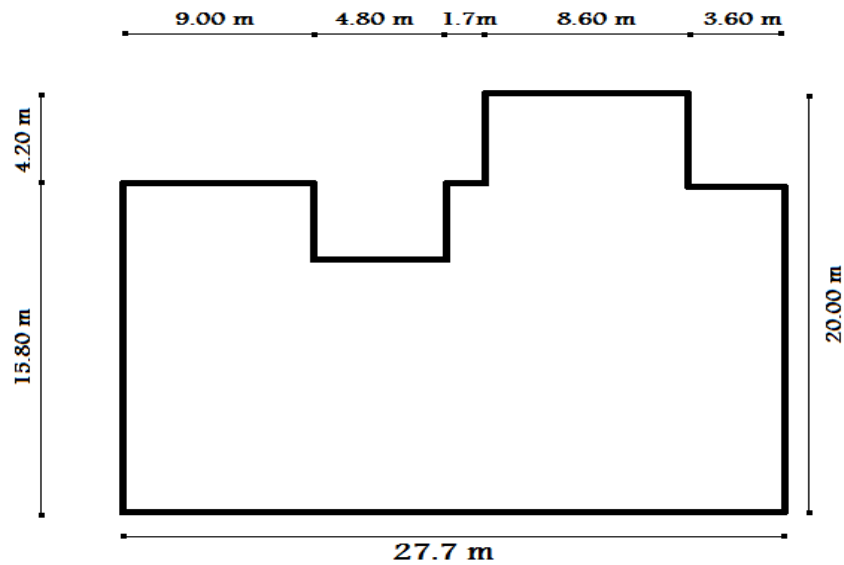


Figure I-1 : Dimensions en plan.

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage:

L'ossature est en béton armé, constitué par des voiles et des portiques. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de la structure sous l'effet de différentes actions verticales et horizontales.

I.4.2. Plancher :

Le plancher est un ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation.

Dans notre structure on distingue 2 types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a. Planchers corps creux :

Plancher dont l'ossature porteuse est constituée d'éléments en béton. Ce plancher est constitué principalement de poutrelles espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

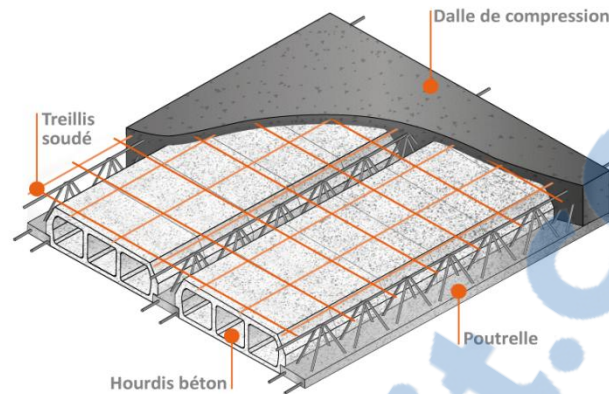


Figure I-2 : Plancher à corps creux.

b. Planchers à dalle pleine :

Plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

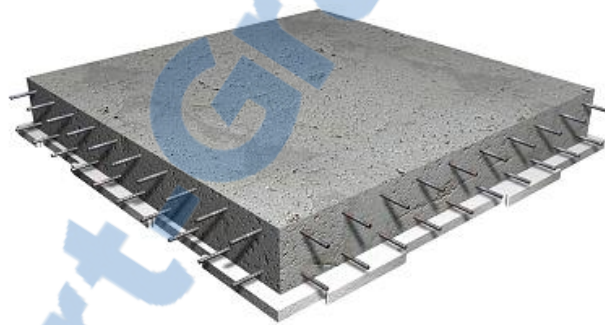


Figure I-3 : Plancher à dalle pleine.

I.4.3. Escalier :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre. Dans ce bâtiment les escaliers sont avec deux volées et paliers inter étage.

1.4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

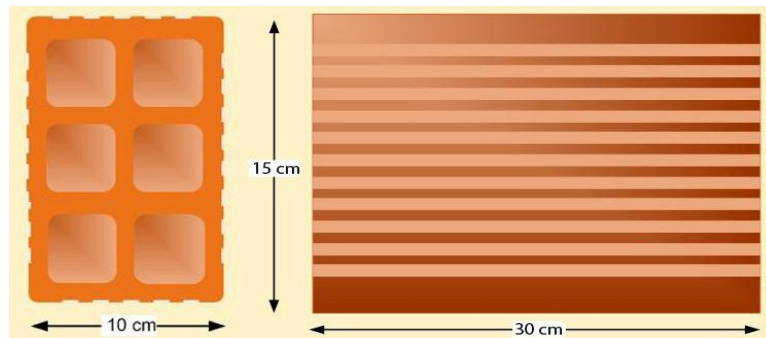


Figure I-4 : Brique creuse.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6. Acrotères :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm. Le rôle de l'acrotère est d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales.

I.4.7. Gaine d'ascenseurs :

En raison de la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable.

I.4.8. Fondation:

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles filantes.

I.5. 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.

I.5.1. Le Béton:

I.5.1.2. Résistances mécaniques du béton :

- Résistance à la compression :

Le ciment utilisé est le CPJ425 avec un dosage de 350 Kg/m³ une résistance à la compression de 25 MPa est obtenue à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

- Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} \dots \dots \dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

1 : Béton non traité thermiquement.

2 : Béton traité thermiquement.

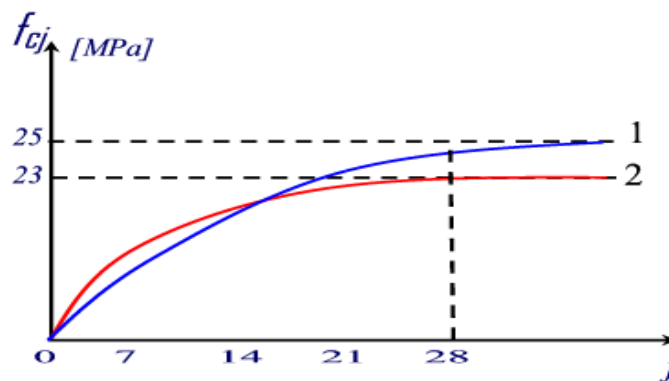


Figure I.5: Evolution de la résistance du béton à la compression f_{cj}

I.5.1.3. Contrainte limite :

- État limite ultime (ELU) :

D'après BAEL91 modifiée99, Le comportement réel du béton est modélisé par la figure ci-après:

Si : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ → La courbe est sous forme d'une parabole,

$$\sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} \times 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \times \epsilon_{bc})$$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

Si : $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ → La courbe est sous forme d'une droite constante,

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b}$$

Si $t > 24$ heures	$\vartheta = 1$
Si $1 \leq t \leq 24$ heures	$\vartheta = 0,9$
Si $t < 1$ heures	$\vartheta = 0,85$

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

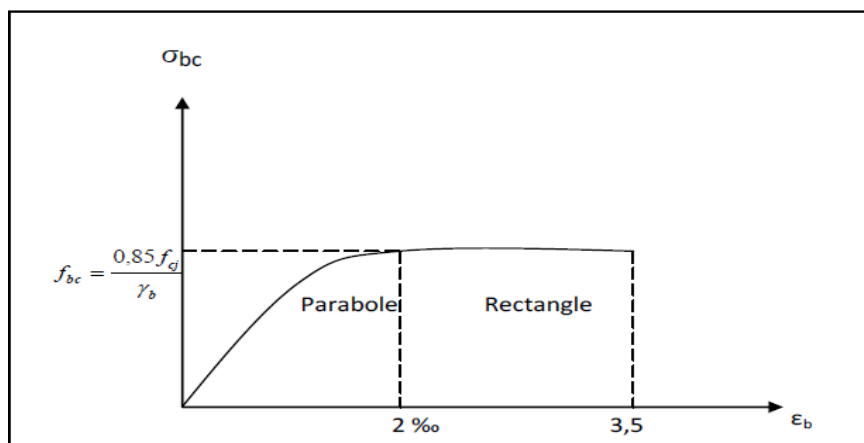


Figure I.6 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.

- Etat limite de service (ELS):

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

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

Avec ;

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

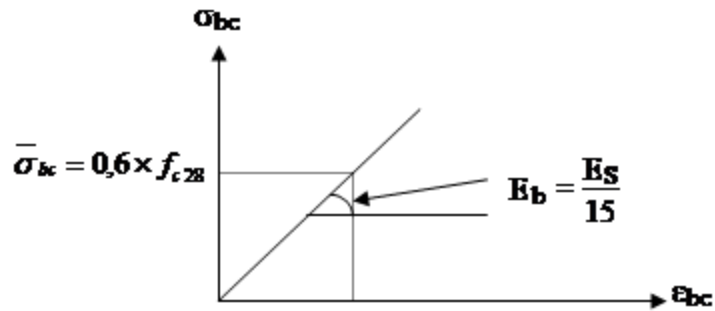


Figure I.7 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELS.

❖ Modules de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

- Pour un chargement d'une durée d'application < 24 h :

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

Avec : $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

- Pour un chargement d'une durée d'application > 24 h :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} = 10818.865 \text{ MPa}$$

❖ Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, il est nécessaire pour absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

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

- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte - déformation de la figure (I.8).

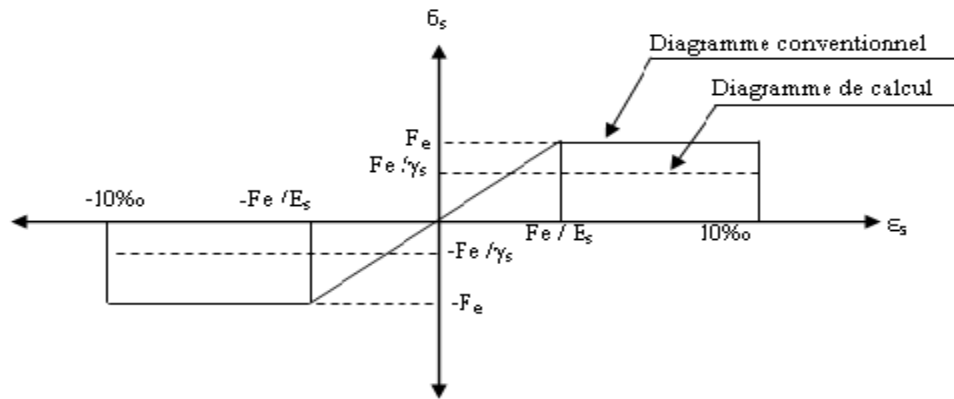


Figure I.8: diagramme contrainte - déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \quad$ Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \quad \Rightarrow \quad$ Cas de situations durable ou transitoire.

- Etat limite de service :

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

✓ Fissuration non préjudiciable $\Rightarrow$ Pas de vérification

✓ Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

✓ Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

η : Coefficient de fissuration

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (R.L)} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (H.A)} \end{array} \right.$

I.6. Les hypothèses de calcul:

Pour cette étude on a adoptée :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La résistance du béton à la traction est : $f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$
- Pour les armatures:
 - Transversales ($f_e \cdot E \cdot 235$) R.L
 - Longitudinales..... ($f_e \cdot E \cdot 400$) H.A $f_e = 400 \text{ Mpa}$
 - Treillis soudés.....($f_e \cdot E \cdot 500$) H.A $f_e = 500 \text{ Mpa}$

Chapitre II:
PREDIMENSIONNEMENT ET
DESCENTE DE CHARGE

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de présenter le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles BAEL91, DTR, CBA93 et RPA99 modifié 2003.

II.2. Evaluation des charges et surcharges :**II.2.1. Plancher :**

- Plancher terrasse inaccessible (16+5) :

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux (16+5)

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (16+5)		320	
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G		673 kg/m ²	
Q		100 kg/m ²	

- Plancher étage courant (16+5) : (Usage d'habitation)

Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant (16+5)

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Plancher en corps creux (16+5)			320
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100

G	560 kg/m ²
Q	150 kg/m ²

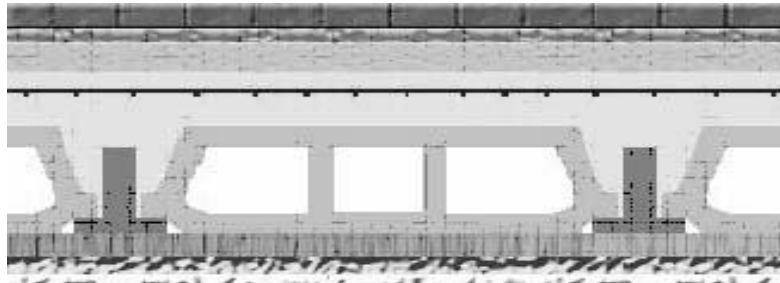


Figure II.1. Planchers à corps creux de niveau courant

- Plancher dalle pleine :

Tableau II.3 : Charge due aux planchers dalle pleine

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Dalle en BA	2500	0.20	500
Chappe en BA	2500	0.06	125
Enduit en ciment	1800	0.02	36
G	611 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

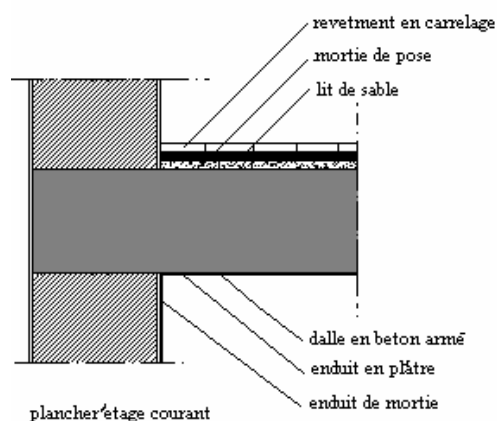


Figure II.2. Dalle pleine de niveau courant

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher RDC (usage de commerce):

$$Q = 400 \text{ kg/m}^2.$$

- Plancher de sous sols (parking):

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2.$$

II.2.2. Murs :

- Murs extérieurs :

Tableau II.4: Charge permanente du mur extérieur

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	273 kg/m ²		

- Murs intérieurs :

Tableau II.5: Charge permanente mur intérieur

désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	138 kg/m ²		

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G)

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.2.3. L'ascenseur :

$G = 1000 \text{ kg/m}^2$

$Q = 800 \text{ kg/m}^2$

II.2.4. L'Acrotère:

$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$

$G = 0.0675 \times 2500 = 168,75 \text{ kg/ml}$.

- La charge horizontale:

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone

$W_p = 168,75 \text{ kg/ml}$ poids de l'acrotère

$C_p = 0,8$ kN facteur de la force horizontale

$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54$ kg/ml

$Q = 54$ kg/ml

II.2.5.Escaliers :

a) Palier:

Tableau II.6: Charge du palier

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2200	0.02	44
Poids propre de palier	2500	0.1	250
Enduit en plâtre	1200	0.02	24
G	362 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

b) Volée (paillasse) :

Tableau II.7: Charge du Volée

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier horizontal	2000	0.02	40
Carrelage contre marche	2000x (0.17/0.3)	0.02	22.66
Mortier vertical	2000 x (0.17/0.3)	0.02	22.67
Paillasse en B.A	2500	0.18	450
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Contre marche	2500 x (0.17/2)		212.5
G	811.83 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

$$\alpha = \arctg \alpha = (0.17/0.3) = 29.54^\circ$$

II.3. Pré-dimensionnement des éléments résistants:

II.3.1. Les planchers :

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.

- Plancher:

$$h \geq \frac{460}{22.5} = 20.44 \text{ cm}$$

Donc : $h=21\text{cm}$ (16+5) cm.

16 cm pour le corps creux.

5 cm pour la dalle de compression

II.3.2. Les 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.

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux et on choisie la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

On a :

$$L = 620 \text{ cm}$$

$$\frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10} \Rightarrow 41.33 \leq h \leq 62 \text{ cm}$$

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

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

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{50}{30} = 1.66 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Les poutres secondaires:

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer. D'après les règles de CBA93 on a :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

On a :

$$L=460\text{cm.}$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

On prend : h=40cm et b=30cm

II.3.3. Poteaux:

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

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \text{zone : 1 et 2.}$$

$$\min(a, b) = \frac{h_e}{20} \text{ avec : } h_e : \text{Hauteur d'étage.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

$$N_u = S \times Q \times n.$$

N_u : étant la charge verticale a l'ELU.

$$Q = 1\text{t/m}^2$$

Q: charge du plancher.

$$S = L \times l.$$

S:surface supporté par le poteau le plus sollicité

L : longueur du plancher (L =4.3m).

l : largeur du plancher (l = 6.1m).

$$S=4.3 \times 6.1.$$

$$S=26.23 \text{ m}^2.$$

n:nombre d'étage.(n=16).

$$N_u = 26.23 \times 1 \times 16.$$

$$N_u = 419.68 \text{ t.}$$

$$N_u = 4.1968\text{MN.}$$

Section réduite :

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$



β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

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

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\theta = 1 (\text{Charge} > 24 \text{ h}).$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 4,1968}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow Br \geq 0.268 \text{ m}^2$$

On a:

$$Br \geq (a - 0,02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,268} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.5378$$

Donc on prend $a=b=70\text{cm}$.

• **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

$$\min(a, b) \geq 25 \rightarrow a = 70 \text{ cm} > 25 \dots \dots \dots CV$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a = 70 > 15.3 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{70}{70} < 4$$

• **Vérification du poteau au flambement :**

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{70 \times 70^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 2000833.33 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$. (section de poteau)

$$A = 70 \times 70 = 4900$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{2000833.33}{4900}}$$

$$i_x = i_y = 20,21 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0$

$$l_0 = 306 \text{ cm}$$

$$l_f = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{20,21}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 10,60$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 10,60 < 50 \dots \dots \dots CV$$

Tableau II.8: récapitulatif des sections des poteaux

poteaux	N	S (m ²)	Nu (MN)	a=b (m)	L ₀ (m)	λ	condition
2eme sous-sol	16	26,23	4,19	70	3,06	10,60	cv
1 ^{er} sous-sol	15	26,23	3,93	70	3,06	10,60	CV
1 ^{er} entre sol	14	26,23	3,67	65	3,40	12,68	CV
2 ^{eme} entre-sol	13	26,23	3,41	65	3,40	12,68	CV
RDC	12	26,23	3,15	60	3,74	13,75	CV
mezzanine	11	26,23	2,88	60	3,06	15,13	CV
1 ^{er} étage	10	26,23	2,62	55	3,06	14,84	CV

2 ^{ème} étage	9	26,23	2,36	55	3,06	16,49	CV
3 ^{ème} étage	8	26,23	2,09	50	3,06	16,49	CV
4 ^{ème} étage	7	26,23	1,84	50	3,06	18,56	CV
5 ^{ème} étage	6	26,23	1,57	45	3,06	18,56	CV
6 ^{ème} étage	5	26,23	1,31	45	3,06	21,21	CV
7 ^{ème} étage	4	26,23	1,05	40	3,06	21,21	CV
8 ^{ème} étage	3	26,23	0,79	40	3,06	24,73	CV
9 ^{ème} étage	2	26,23	0,53	35	3,06	24,73	CV
10 ^{ème} étage	1	26,23	0,26	35	3,06	29,70	CV

II.3.4. Les voiles:

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, $L \geq 4 e$:

L : La longueur du voile.

e : 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 :

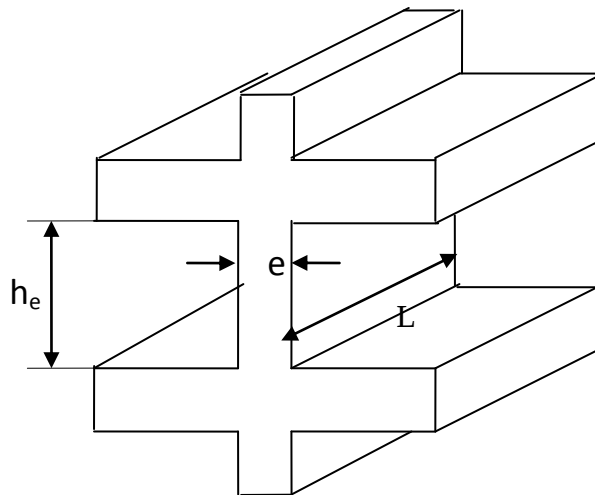


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

$$-h_e = 3,06 \text{ m} \rightarrow e \geq 3,06/20 = 0,153 \quad \text{On prend } e=20\text{cm}$$

Chapitre III :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

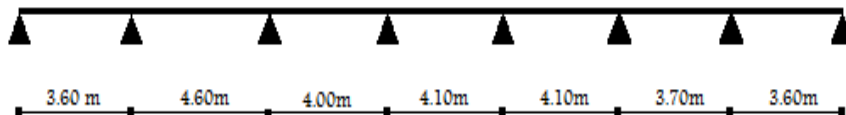
III.1.Étude du plancher:

Dans notre structure, on a deux type de plancher :

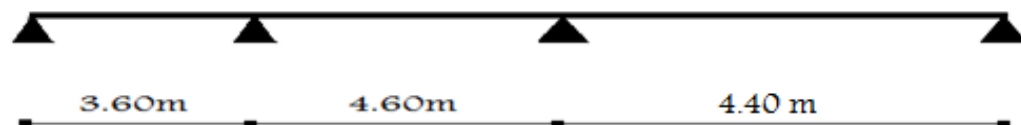
- Plancher à corps creux : (16+5 =21cm).
- Dalle pleine.

III.1.1.Les types des poutrelles:

- Type 1



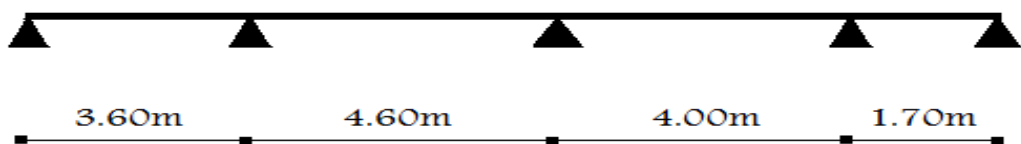
- Type 2:



- Type 3 :



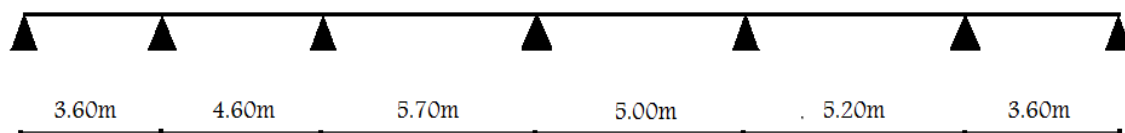
- Type 4 :



- Type 5 :



- Type 6 :



- Type 7:

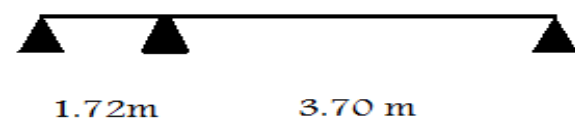


Figure III.1:Les types des poutrelles

III.1.2. Les charges des poutrelles :

Tableau. III.1: Descentes de charge 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
16+5=21cm	Terrasse inacc	6,86	1	0,65	6,9946	5,1090
	Étage courant	5,72	1,5	0,65	6,4818	4,6930
	RDC	5,72	4	0,65	8,9193	6,3180

III.1.3. Détermination des efforts internes:

Pour déterminer les efforts internes (Moment fléchissant, Effort tranchant), on a utilisé la méthode des trois moments.

Type 2:

$$q_u = 8,9193 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 6,3180 \text{ KN/ml.}$$

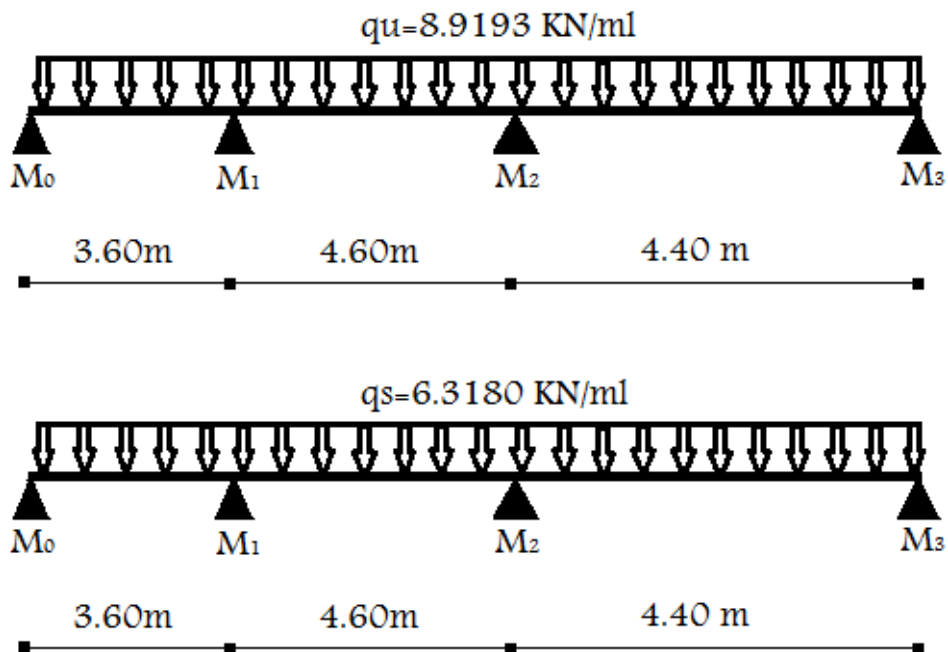


Figure III.2: Schémas statiques de type 2

ELU :

Calcul du moment en appui :

Travée 0-1-2 :

$$M_0 L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

Travée 1-2-3 :

$$M_1 L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

AN:

$$M_0(3.6) + 2M_1(3.6 + 4.6) + M_2(4.6) = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

$$M_1(4.6) + 2M_2(4.6 + 4.4) + M_3(4.4) = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$16.4M_1 + 4.6M_2 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

$$4.6M_1 + 18M_2 = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

$$q_u = 8.9193 \text{ KN/ml}$$

$$R_{g1} = \frac{q_u L_1^3}{24} = 17.3391 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = \frac{q_u L_2^3}{24} = 36.1737 \text{ KN} = R_{g2}$$

$$R_{d2} = \frac{q_u L_3^3}{24} = 31.6575 \text{ KN}$$

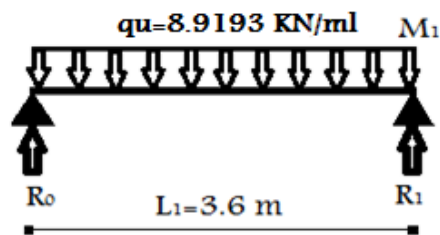
$$16.4M_1 + 4.6M_2 = -321.0768$$

$$4.6M_1 + 18M_2 = -406.9872$$

$$M_1 = -14.25 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -18.96 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 - q_u L_1 = 0$$

$$R_0 + R_1 = 32.11 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_0 L_1 - q_u \frac{L_1^2}{2} - M_1 = 0$$

AN :

$$R_0 = 12.10 \text{ KN}$$

$$R_1 = 20.01 \text{ KN}$$

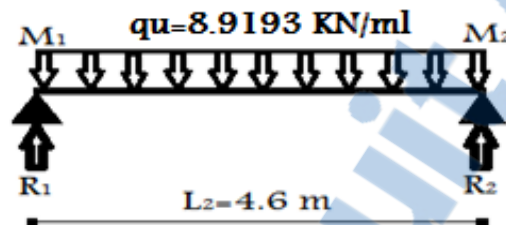
$$M(x) = R_0 x - \frac{q_u x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.6) = -14.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 12.10 \text{ KN} \\ T(3.6) = -20.01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{max} : T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1.36 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.43) = 8.21 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :



$$R_1 + R_2 - q_u L_2 = 0$$

$$R_1 + R_2 = 41.03 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_1 L_2 - q_u \frac{L_2^2}{2} + M_1 - M_2 = 0$$

AN :

$$R_1 = 19.49 \text{ KN}$$

$$R_2 = 21.54 \text{ KN}$$

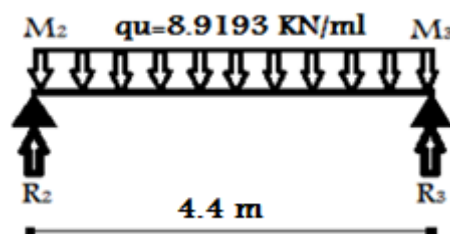
$$M(x) = R_1 x - q_u \frac{x^2}{2} + M_1 \dots \quad \begin{cases} M(0) = -14.25 \\ M(4.6) = -18.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 19.49 \text{ KN} \\ T(4.6) = -21.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{max} : T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \rightarrow x = 2.19 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.9) = 7.07 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :



$$R_2 + R_3 - q_u L_3 = 0$$

$$R_2 + R_3 = 39.24 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow -R_3 L_3 + q_u \frac{L_3^2}{2} + M_2 = 0$$

AN :

$$R_3 = 15.32 \text{ KN}$$

$$R_2 = 23.92 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_3 x - q_u x^2 / 2 \quad \dots \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(4.4) = -18.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = R_3 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 15.32 \text{ KN} \\ T(4.4) = -23.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} : T(x) = 0 \rightarrow x = R_3 / q_u \rightarrow x = 1.72 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.72) = 12.95 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus par logiciel SAP 2000 sont:

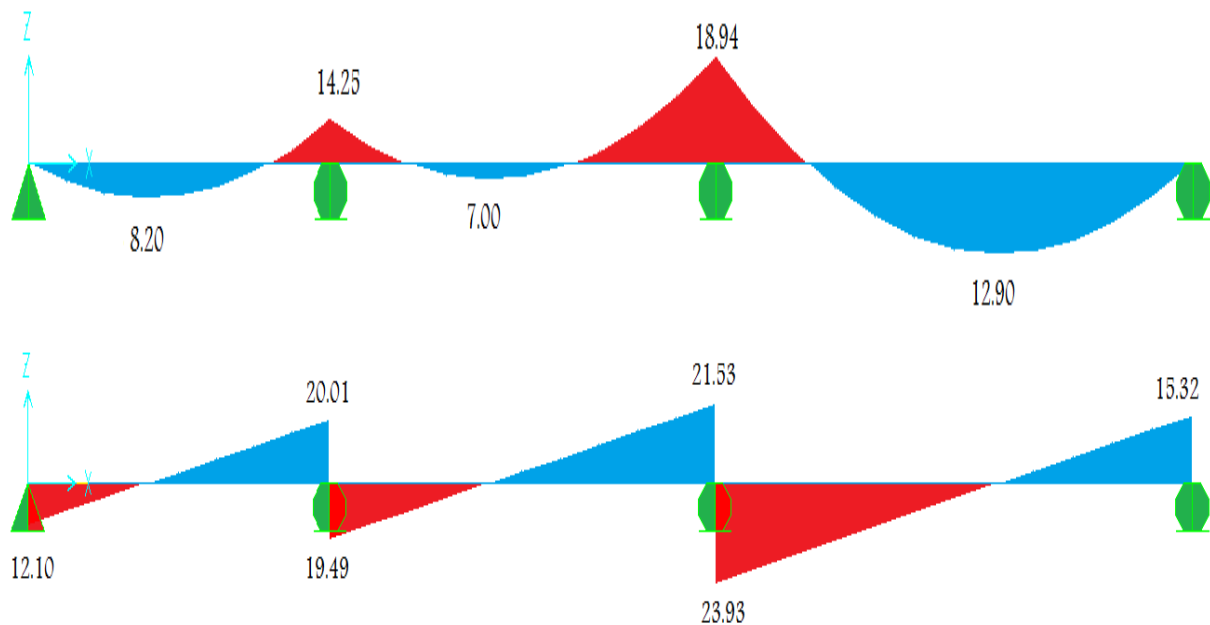


Figure III.3: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 2

Résultats de calcul:

Tableau III.2: différents efforts pour l'ELU

Plancher	Type	M _{appui} (KN.m)	M _T (KN.m)	T (KN)
RDC	1	15,60	9,01	20,85
	2	18.94	12.90	23.93
	3	17.81	12.67	22.78
	4	15.41	8.45	20.94
	5	20.92	14.29	24.48
	7	10.84	9.54	19.19
	1	11,34	6,54	15,15
	2	13.78	9.55	17.60

Étage courant	3	12.94	9.21	16.56
	4	11.20	6.14	15.22
	5	15.20	10.39	17.79
Terrasse inacc	1	12,23	7,06	16,34
	2	14.87	10.31	18.99
	3	13.96	9.94	17.87
	4	12.08	6.63	16.42
	5	16.36	11.22	19.64
	6	12.23	7.16	16.92

Tableau III.3: différents efforts pour l'ELS

Plancher	Type	$M_{appuis}(KN.m)$	$M_T(KN.m)$	T (KN)
RDC	1	11,05	6,38	14,77
	2	13.44	9.31	17.15
	3	12.61	8.98	16.14
	4	10.91	5.99	14.84
	5	14.82	10.12	17.34
	7	7.68	6.75	13.59
Étage courant	1	8,21	4,74	10,97
	2	9.98	6.91	12.74
	3	9.37	6.67	11.99
	4	8.11	4.45	11.02
	5	11.01	7.52	12.88
Terrasse inacc	1	8,94	5,16	11,94
	2	10.86	7.53	13.87
	3	10.20	7.26	13.05
	4	8.82	4.84	12.00
	5	11.98	8.19	14.02
	6	8.93	5.23	12.36

III.1.4. Ferrailage des poutrelles: (flexion simple)

Poutrelle type 5 (RDC)

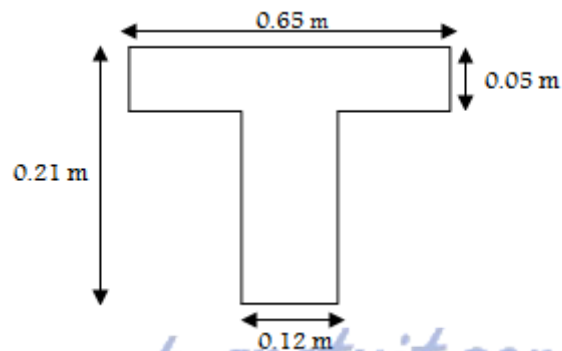


Figure III.4: dimension poutrelle

- ELU :

En travée :

$$M_{max} = M_u = 14.29 \text{ KN.m} = 0.014.29 \text{ MN.m}$$

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

$$b = 0.65 \text{ m} , \quad h_0 = 0.05 \text{ m} , \quad h = 0.21 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.189 \text{ m}$$

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

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17(0.189 - 0.025) \quad \Rightarrow \quad M_t = 0.0755 \text{ MN.m}$$

$$M_t > M_u$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02457}{0.65 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.0434$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0555$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.185 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.01429}{0.185 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 2.22 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T12** de section **2.26 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 1.48 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

En appui :

$$M_{max} = 20.92 \text{ KN.m} = 0.02092 \text{ MN.m}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02092}{0.12 \times (0.189)^2 \times 14.17} = 0.06358$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0822$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.183 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.02092}{0.183 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 3.28 \text{ cm}^2$$

On choisit : **1T14+1T16** de section **3.55 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.12 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 0.27 \Rightarrow C.V$$

• ELS :

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

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

En travée :

$$\alpha_{travée} = 0.0555$$

$$M_u = 14.29 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.12 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{14.29}{10.12} \Rightarrow \gamma = 1.4$$

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

$$\alpha_{travée} = 0.0555 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

En appuis:

$$\alpha_{app} = 0.0822$$

$$M_u = 20.92 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 14.82 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{20.92}{14.82} \Rightarrow \gamma = 1.4$$

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

$$\alpha_{app} = 0.0822 < 0.45 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

✓ Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{0.02448}{0.12 \times 0.189} \Rightarrow \tau_u = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration est peut nuisible} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; 1.00; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1.0; 1.2) \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

✓ Calcul d'espacement des cadres :

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

• Zone nodale :

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

$$S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}; 12 \times 1; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

• Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{21}{2} \Rightarrow S'_t = 10 \text{ cm}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \times A_t}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right)$$

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

$$\frac{215 \times 1.006}{12 \times 10} \geq \max\left(\frac{1.08}{2}; 0.4MPa\right)$$

$$1.8 > 0.54 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification au glissement :**

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{avec: } T_u = 31.57 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u = 29.09 \text{ KN.m}$$

$$24.48 - \frac{20.92}{0.9 \times 0.189} \leq 0 \quad \Leftrightarrow \quad -98.51 < 0 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$L_{max} = 460 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad f_{adm} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

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

$$d' = 0.1h = 0.021m$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times (0.21)^3}{12} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$I_0 = 5.44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} = 0.0149$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.12}{0.65}\right) \times 0.0149} = 2.76$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0149 \times 347.83) + 2.1} = 0.84$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 5.44 \cdot 10^{-4}}{1 + (2.76 \times 0.84)} = 1.8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

$$f = \frac{10,12 \cdot 10^{-3} \times (4.6)^2}{10 \times 32164,195 \times 1,8 \cdot 10^{-4}} = 3,70 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 0.370 \text{ cm} < f_{adm} = 0.92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **L'ancrage 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 $\beta = 2.19$

$$r = 5,5 \cdot \phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6$$

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

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

III.1.5. Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles:

Tableau.III.4: ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Ast calculé [cm ²]		Ast choisit [cm ²]	
	Travée	Appui	Travée	Appui
RDC	2.22	3.28	2T12	1T14+1T16
Etage courant	1.60	2.37	2T12	2T14
Terrasse	1.74	2.55	2T12	2T14

III.1.6. Ferrailage de la dalle de compression:

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm, elle est armée par treillis soudé d'un espacement 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 :

$$A_1 \geq \frac{4.L}{f_e} \quad \text{avec: } \begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa} \\ L = 65 \text{ cm} \end{cases} \quad A_1 \geq 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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 $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

III.2. 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.

III.2.1. Poids propre de l'acrotère :

$G = 1.6875 \text{ KN/ml}$.

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

III.2.2. Combinaisons d'action:

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

- ELU :

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

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

$N_u = 1.35 \text{ G} \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1.6875$

$N_u = 2.2781 \text{ KN}$

- ELS :

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

$M_s = \text{MQ} \Rightarrow M_s = 0.54 \times 0.60$

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

$N_s = G \Rightarrow N_s = 1.6875 \text{ KN}$.

III.2.3. Calcul de l'excentricité :

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

$e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0.486 / 2.2781 \Rightarrow e = 0.2133 \text{ m}$

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

$e > 1.67 \rightarrow$ c'est vérifié.

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

III.2.4. Détermination du ferrailage :

- ELU :

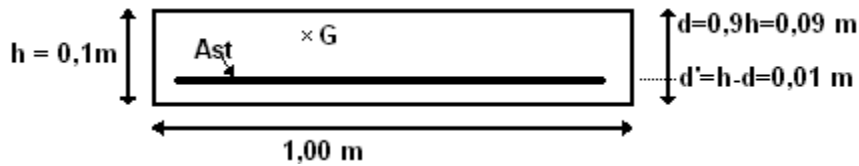


Figure III.5: section de calcul

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

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

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

d' : c'est la distance entre les armatures inférieurs 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) :

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

$$M_A = 0,486 + 2,278 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right).$$

$$M_A = 57,71 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

Moment réduit :

$$\xi = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

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 :

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\xi}).$$

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

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

Alors :

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

$$A_{st} = 0,119 \text{ cm}^2$$

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

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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

$$N_s = 1,6875 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \Rightarrow e = \frac{0,324}{1,6875} = 0,192 \text{ m}$$

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

$$p = -0,05629 \text{ m}^2$$

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

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

Méthode des itérations successives:

On a :

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

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 :**

1. **Béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{168,75 \times 10^{-5} \times 0,024}{89 \times 10^{-6}} = 0,45 MPa$$

2. **Acier :**

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

$$\sigma_{st} = 18,77 MPa$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

1. **Béton :**

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

2. **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 : $\eta = 1,6$

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

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0,45 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad C.V$$

$$\sigma_{st} = 18,17 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \quad C.V$$

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

Pour les armatures de répartition :

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

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

III.3. Etude d'escalier :

Les escaliers sont des éléments qui servent à relier les différents niveaux de la structure, ils sont soumis à des charges qui peuvent être importants. L'escalier est calculé à la flexion simple.

III.3.1. Pré dimensionnement :

Pour étudier un escalier on utilise la formule de "BLONDEL ":

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

h : Hauteur de la contremarche. On prend généralement **$h = 17 \text{ cm}$**

g : La longueur de la marche (giron)

Alors: $25 \leq g \leq 32$. On prend **$g = 30 \text{ cm}$**

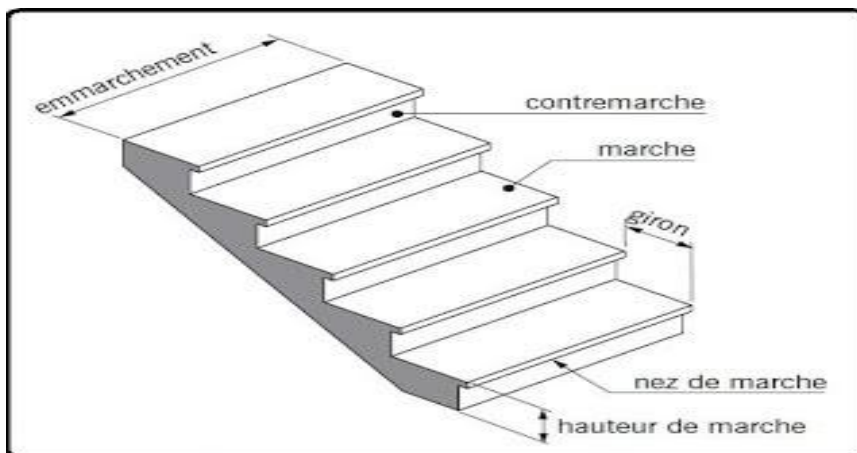


Figure III.6: Schéma d'un escalier

a) Nombre de contremarche :

H : Hauteur de niveau

$H_1 = 306 \text{ cm}$ (sous sols + Etages courants)

$H_2 = 340 \text{ cm}$ (Entres sols)

$H_3 = 374 \text{ cm}$ (RDC)

$$n_1 = \frac{H_1}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarches}$$

(On a 2 volées: 9 contremarches par volée)

$$n_2 = \frac{H_2}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ contremarches}$$

(On a 3 volées: 2 volées de 7 contremarches et l'autre 6 contremarches)

$$n_3 = \frac{H_3}{h} = \frac{374}{17} = 22 \text{ contremarches}$$

(On a 3 volées: 1er volée: 9 contremarches; 2eme volée 6 contremarches et le 3eme: 7 contremarches)

$$n_3 = \frac{H_3}{h} = \frac{374}{17} = 22 \text{ contremarches}$$

(On a 2 volées: 11 contremarches par volée)

b) Longueur de ligne de foulée:

Elle représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

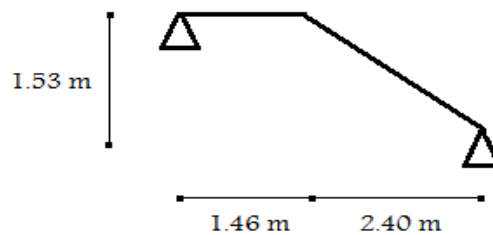
$$L = g \cdot (n - 1)$$

Tableau.III.5: La longueur de la ligne de foulée.

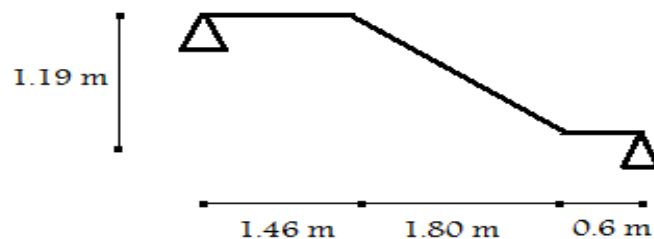
Volées N°	g [cm]	(n-1)	L [cm]
1	30	8	240
2		6	180
3		5	150
4		10	300

c) Les différents types d'escaliers :

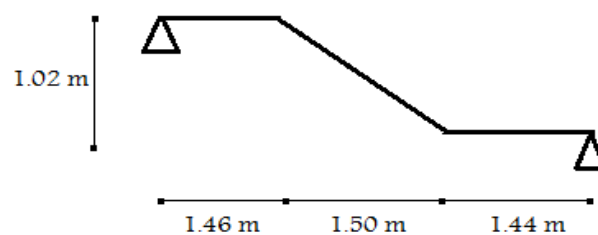
- Type1 :



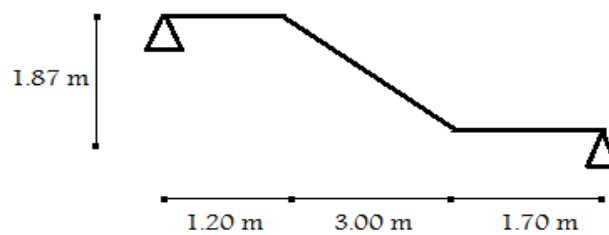
- Type2 :



- Type3 :



- Type4 :



- d) L'inclinaison de la paillasse:

Tableau.III.6: L'inclinaison de la paillasse.

Types	1	2	3	4
α	32.52°	33.47°	34.22°	31.94°

- e) Calcul des épaisseurs

- Palier :

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

$$\frac{300}{30} \leq e \leq \frac{300}{20}$$

$$10 \leq e \leq 15 \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } e = 15 \text{ cm}$$

- Paillasse :

$$\frac{L_T}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L_T}{20 \cos \alpha}$$

L_T : La longueur réelle de la volée.

Tableau.III.7: Les épaisseurs des différentes volées.

Volées N°	α	L_T [cm]	e [cm]
1	32.52°	386	16
2	33.47°	386	16
3	34.22°	440	18
4	31.94°	590	24

III.3.2.Descente des charges :

- Palier :

$$G = 531 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

- La paillasse :

$$G = 873.82 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

III.3.3.Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait par la modélisation en sap2000

- Combinaisons d'action :

Tableau III.8:combinaison d'action

combinaison	Palier (KN/m ²)	Paillasse (KN/m ²)
ELU	10.92	15.55
ELS	7.81	11.24

- Résultat de sap2000:

Tableau III.9:les efforts internes pour les types d'escaliers

Types	ELU			ELS		
	Mapp (KN.m)	Mt (KN.m)	Tmax (KN)	Mapp (KN.m)	Mt (KN.m)	Tmax (KN)
1	0	26.56	28.80	0	19.11	20.75
2	0	25.31	25.19	0	18.25	18.58
3	0	32.31	27.51	0	23.27	19.77
4	0	62.31	39.75	0	44.95	28.62

III.3.4.Détermination du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

Type1 :

$$h = 0.16 \text{ m} ; \quad b = 1.35 \text{ m} ; \quad d = 0.9h = 0.144 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

- ELU :

En travée :

$$M_{max} = M_u = 26.56 \text{ KN.m} = 0.02656 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02656}{1.35 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.0669$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0867$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.139 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.02656}{0.139 \times 347.83}$$

$$A_{st} = \mathbf{5.49 \text{ cm}^2}$$

On choisit : **5T14** de section **7.70 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.16 \times 0.144 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 0.27 \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 7.70 / 4 = 1.93 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T10** de section **2.36 cm²**.

En appuis :

$$M_{app} = 0.5 \times M_u = 0.5 \times 26.56 \text{ KN.m} = 0.01328 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01328}{1.35 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.0335$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0426$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.142 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.01328}{0.142 \times 347.83}$$

$$A_{st} = \mathbf{2.69 \text{ cm}^2}$$

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

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1.35 \times 0.144 \times \frac{2.1}{400} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 2.34 \Rightarrow C.V$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 3.39 / 4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T10** de section **1.57 cm²**.

✓ **Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{min} = 0.5\% . b . h = 5.10^{-3} \times 135 \times 16 = 10.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

Car on a choisi : 5T14+3T12=11.09 cm²

• **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 :

$$\alpha_{travée} = 0.0867$$

$$M_u = 26.56 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 19.11 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{26.56}{19.11} \Rightarrow \gamma = 1.39$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_{travée} = 0.0867 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

En appui :

$$\alpha_{app} = 0.0426$$

$$M_u = 13.28 \text{ KN.m} \quad , \quad M_s = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{13.28}{9.56} \Rightarrow \gamma = 1.39$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_{app} = 0.0426 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0.02880}{1.35 \times 0.144} \Rightarrow \tau_u = 0.148 \text{ MPa}$$

Fissuration est peut nuisible $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (2)$$

h : Hauteur de la cage d'escalier. $h = 3.06 \text{ m}$

L : La distance entre appui. $L = 3.86 \text{ m}$

$$(1) \Rightarrow \frac{3.06}{3.86} \geq \frac{1}{18} \times \frac{19.11}{26.56} \Rightarrow 0.79 \geq 0.04 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.79 \geq 0.063 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les deux conditions suivantes sont vérifiées.

Tableau III.10: ferrailage des escaliers

Types d'escalier	Armature long (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
	Ast calculé		Ast choisie		Ast calculé		Ast choisie	
	travée	appuis	Travée	appuis	travée	appuis	Travée	appuis
1	5.49	2.69	5T12	3T12	1.41	0.85	3T10	2T10
2	5.22	2.56	5T12	3T12	1.41	0.85	3T10	2T10
3	5.92	2.91	3T12+2T14	3T12	1.62	0.85	3T10	2T10
4	8.64	4.23	3T14+2T16	3T14	2.16	1.15	3T10	2T10

III.4. Etude de la poutre palière :**III.4.1. Pré-dimensionnement :**

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

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

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \quad \Rightarrow \quad 33 \leq h \leq 50$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

✓ Vérification du RPA99 V 2003 :

D'après le R.P.A99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \rightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b < 4 & \rightarrow 1.66 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Dans notre structure on a deux types de poutre palière :

Type 1 : poutre palière droite.

✓ Descente de charge

$G = \text{Poid propre de la poutre palière} + G_{mur} \cdot h$

$$G = (0.3 \times 0.4 \times 25) + 2.73 \times [(3.06/2) - 0.4]$$

$$G = 6.085 \text{ KN/ml}$$

Réaction d'escalier :

$$T_u = R_A / \left(\frac{L}{2}\right)$$

L : La longueur de la poutre palière.

$$T_u = 28.80 / \left(\frac{5}{2}\right) = 11.52 \text{ KN}$$

$$T_s = R_A / \left(\frac{L}{2}\right) = 20.75 / \left(\frac{5}{2}\right) = 8.3 \text{ KN}$$

✓ Calcul des efforts internes:

$$q_u = 1.35G + T_u = 1.35(6.085) + 11.52 = 19.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + T_s = 6.085 + 8.3 = 14.39 \text{ KN/ml}$$

Après avoir utilisé le SAP 2000, on a trouvé les efforts internes suivants :

$$M_{u \max} = 61.66 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{u \max} = 49.33 \text{ KN}$$

$$M_{s \max} = 44.97 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{s \max} = 35.98 \text{ KN}$$

Type 2 : poutre palière brisée.

Partie horizontale :

$$G_1 = (0.3 \times 0.4 \times 25) + 2.73 \times [(3.06/2) - 0.4]$$

$$G_1 = 6.085 \text{ KN/ml}$$

Partie inclinée :

$$G_2 = (0.3 \times 0.4 \times 25) / \cos(34.22) + 2.73 \times [(3.06/2) - 0.4]$$

$$G_2 = 6.71 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = 27.51 / \left(\frac{5}{2}\right) = 11.00 \text{ KN}$$

$$T_s = 19.77 / \left(\frac{5}{2}\right) = 7.91 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des efforts internes:**

$$q_{u1} = 1.35G_1 + T_u = 1.35(6.085) + 11.00 = 19.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + T_u = 1.35(6.71) + 11.00 = 20.06 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s1} = G_1 + T_s = 6.085 + 7.91 = 14.00 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 + T_s = 6.71 + 7.91 = 14.62 \text{ KN/ml}$$

Après avoir utilisé le SAP 2000, on a trouvé les efforts internes suivants :

$$M_{u \max} = 61.35 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{u \max} = 48.74 \text{ KN}$$

$$M_{s \max} = 44.71 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{s \max} = 35.52 \text{ KN}$$

III.4.2.Calcul du ferrailage:

Type1 :

$$h = 0.40 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.3 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

- ELU :

En travée :

$$M_{\max} = M_u = 61.66 \text{ KN.m} = 0.06166 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.06166}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.112$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.148$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.338 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.06166}{0.338 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 5.23 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12** de section **5.65** cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 1.30 \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T10** de section **1.57** cm².

En appuis :

$$M_{app} = 0.5 \times M_u = 0.5 \times 61.66 \text{ KN.m} = 0.03083 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.03083}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.0559$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0720$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.349 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.03083}{0.349 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 2.53 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 1.30 \Rightarrow C.V$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 3.39 / 4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T10** de section **1.57 cm²**.

✓ **Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{min} = 0.5\% . b . h = 5.10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

Car on a choisi : 5T12+3T12=9.04 cm²

• **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 :

$$\alpha_{travée} = 0.148$$

$$M_u = 61.66 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 44.97 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{61.66}{44.97} \Rightarrow \gamma = 1.37$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha_{travée} = 0.148 < 0.43 \dots \dots \dots C.V$$

En appui :

$$\alpha_{app} = 0.0720$$

$$M_u = 30.83 \text{ KN.m} , \quad M_s = 22.48 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{30.83}{22.48} \Rightarrow \gamma = 1.37$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha_{app} = 0.0720 < 0.43 \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0.04933}{0.3 \times 0.36} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.457 \text{ MPa}$$

Fissuration est peut nuisible $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1.00; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.14; 1.0; 3) \quad \Rightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

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

• **Zone nodale :**

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

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 0.8; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t = 9 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t \leq \frac{40}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.11: ferrailage des poutres palières

Types d'escalier	Armature long (cm ²)			
	Ast calculé		Ast choisie	
	travée	appuis	Travée	appuis
1	5.23	2.53	5T12	3T12
2	5.21	2.52	5T12	3T12

III.5. Etude du plancher dalle pleine :**III.5.1. Calcul des Moments :**

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

$$0,4 < \frac{5.70}{6.2} < 1 \Rightarrow 0,4 < 0,92 < 1 \Rightarrow \text{Dalle portant dans 2 Sens.}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{5.70}{40}$$

$$\Rightarrow h \geq 14.25 \text{ cm}$$

On prend $h=20\text{cm}$

a) Les moments dus aux charges réparties :

- ELU :

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

$$\mu_x = 0.0437$$

$$p = 1.35 \times 6.11 + 1.5 \times 2.5 \Rightarrow p = 11.99 \text{ KN.m}^2$$

$$L_x^2 = (5.7)^2 = 32.49 \text{ m}^2$$

$$M_x = 17.024 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\mu_y = 0.8251$$

$$M_y = 14.046 \text{ KN.m}$$

- ELS :

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

$$\mu_x = 0.0509$$

$$p = 6.11 + 2.5 \Rightarrow p = 8.61 \text{ KN.m}$$

$$L_x^2 = (5.7)^2 = 32.49 \text{ m}^2$$

$$M_x = 14.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\mu_y = 0.8799$$

$$M_y = 12.53 \text{ KN.m}$$

b) Le moment total appliqué sur la dalle :

- ELU :

$$M_t = 0,8 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_x \Rightarrow M_a = 5.107 \text{ KN.m}$$

✓ **Condition de B.A.E.L :**

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

$$M_d = 0,5 M_x = 8.512 \text{KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 5.107 \text{KN.m}$$

$$1,25 M_x = 21.28 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 20.43 < 1,25 M_x \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\text{On prend : } M_t = 0,85 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 14.47 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 21.2795 < 1,25 M_x \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\text{On prend : } M_t = 0,9 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 15.32 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 28.94 < 1,25 M_x \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **ELS:**

$$M_t = 0,8 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 11.39 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_x \Rightarrow M_a = 4.27 \text{KN.m}$$

Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_x = 7.12 \text{KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 4.27 \text{KN.m}$$

$$1,25 M_x = 17.8 \text{KN.m}$$

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

$$\text{On prend : } M_t = 0,85 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 12.104 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 17.79 < 1,25 M_x \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\text{On prend : } M_t = 0,9 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 12.816 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 18.51 > 1,25 M_x \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.5.2. Calcul des Ferrillages :

On adoptera le même ferrillage suivant les deux directions :

• **Travée :**

$$M_t = 15.32 \text{KN.m}$$

$$M_a = 5.107 \text{KN.m}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt[2]{1 - 2\mu}) = 0.04243$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.1769 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.01532}{0.1769 \times 347.83}$$

$$A_{st} = \mathbf{2.487 \text{ cm}^2}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

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

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

$$A_{st} > A_{min}$$

Donc on choisit : **5T10** de section **3.93 cm²**

• Appuis :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0139$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.1789 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.005107}{0.1789 \times 347.83}$$

$$A_{sa} = \mathbf{0.8198 \text{ cm}^2}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

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

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

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

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

✓ **Vérification à L'E.L.S :**

• Travée :

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

$$\alpha_t = 0.04243$$

$$M_u = 15.32 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{15.32}{12.82} \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1.19$$

$$\alpha_t \leq \frac{1.19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

$$\alpha_t = 0.04243 < 0.345 \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

- Appui :

$$\alpha_a = 0.0139$$

$$M_u = 5.107 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.27 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.107}{4.27} \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1.19$$

$$\alpha_a \leq \frac{1.19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

$$\alpha_a = 0.0139 < 0.345 \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

Chapitre IV :
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction :

Les secousses sismiques ont les plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées, alors il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes.

De ce fait, on va faire une étude sismique et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le R.P.A/version 2003.

IV.2.Modélisation de la structure:

L'étude sismique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans la structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

IV.3.Combinaison d'action :

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

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

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

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

$$ELA = 0.8G \pm E$$

IV.4.Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.4.1.Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.4.2.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.

IV.4.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats.

IV.5.Détermination de la force sismique totale :

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

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

IV.5.1.Coefficient d'accélération [A] :

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

Usage d'habitation : la hauteur du bâtiment dépasse 48 m $\Rightarrow$ **Groupe 1B**

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

(Tableau 4.1 : RPA 99 version 2003)

IV.5.2.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 version 2003.

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

IV.5.3.Facteur de qualité [Q]:

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

Tableau IV.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

Critère q	P_q	
	sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
redondance en plan	0.05	0,05
régularité en plan	0.05	0.05
régularité en élévation	0.05	0.05
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Σq	0.25	0.25

Donc ;

$$Q = 1 + 0.25$$

$$Q = 1.25$$

IV.5.4. Facteur de correction d'amortissement $[\eta]$:

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)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} \Rightarrow \eta = 0.76$$

IV.5.5. Période $[T1]$ et $[T2]$ du site considérée :

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

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

IV.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.

$$\beta = 0.20 \quad (\text{Tableau 4.5: RPA 99 version2003 P45})$$

IV.5.7. Facteur d'amplification dynamique $[D]$:

D'après RPA99/2003, on a :

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

IV.6. 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 :**

$$h_N = 50.66 \text{ m}$$

$$d_x = 27.70 \text{ m}$$

$$T_x = \min(0.9494 ; 0.8662)$$

$$T_x = 0.8662 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_x = 1.31$$

- **Sens transversal :**

$$h_N = 50.66 \text{ m}$$

$$d_y = 20 \text{ m}$$

$$T_y = \min(0.9494 ; 1.0195)$$

$$T_y = 0.9494 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_x = 1.24$$

IV.7. Disposition des voiles:

Pour obtenir la bonne disposition de voile on a fait plusieurs cas (une vingtaine de variantes), voici celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

- **Variante n°1 : [T=1.09s] :**

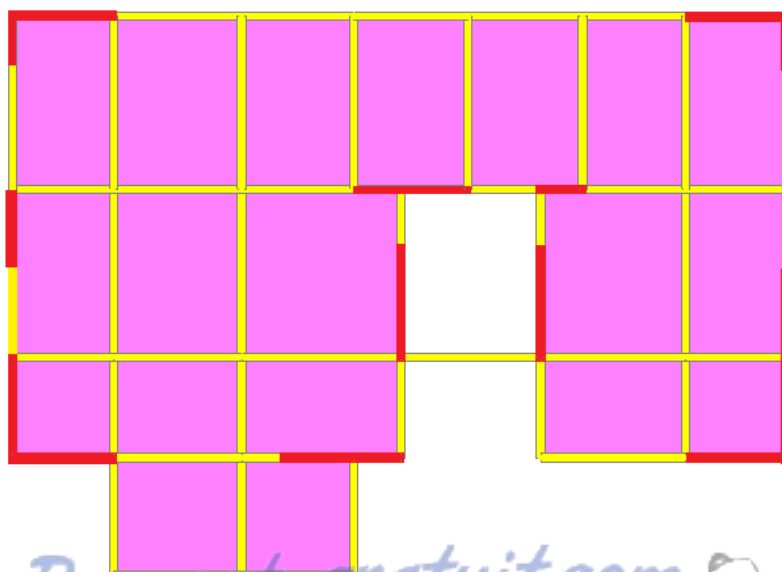


Fig. IV.1 : La première disposition des voiles.

Tableau IV.2:Période et facteur de participation massique de la 1ère variante

Modes	Périodes	UX	UY	UZ	Sum UX	SumUY	SumUZ
1	1,09401	0,598	0,002739	0,000001159	0,598	0,00273	0,000001159
2	1,013502	0,002458	0,66	0,000000221	0,601	0,663	0,00000138
3	0,82553	0,0003319	0,005015	0,000001465	0,601	0,668	0,000002845
4	0,312591	0,21	0,007806	2,703E-07	0,811	0,676	0,000003115
5	0,308596	0,009273	0,16	7,184E-07	0,82	0,836	0,000003834
6	0,235454	0,0002578	0,001473	0,000007834	0,82	0,837	0,00001167
7	0,225752	0,013	0,00005941	2,368E-07	0,833	0,837	0,0000119
8	0,154032	0,00001817	0,063	0,0001262	0,833	0,9	0,0001381
9	0,14735	0,073	4,343E-07	0,00004962	0,907	0,9	0,0001877
10	0,131517	0,0001774	0,0001152	0,235	0,907	0,9	0,235
11	0,12292	0,000006005	0,00003242	0,022	0,907	0,9	0,257
12	0,11605	0,000005101	0,00003434	0,033	0,907	0,9	0,29

- Variante n°2 : $[T=1.17s]$:

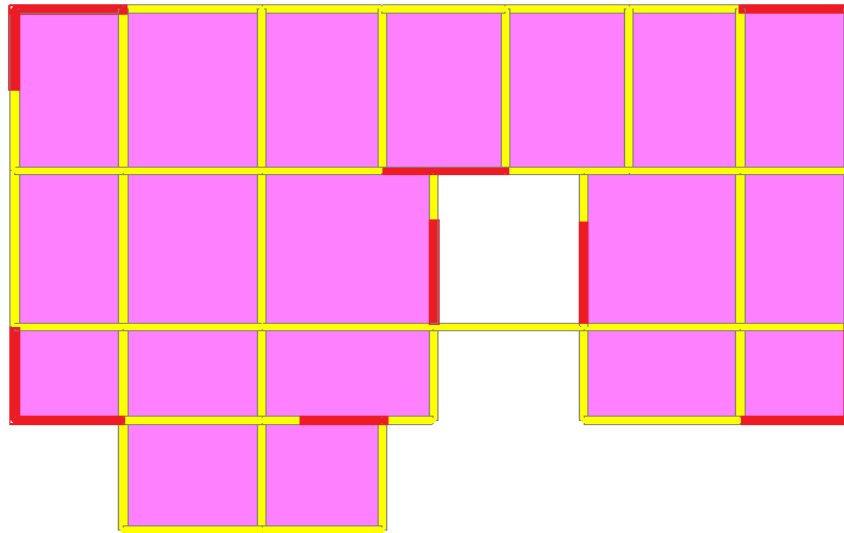


Fig. IV.2 : La deuxième disposition des voiles.

Tableau IV.3: Période et facteur de participation massique de la 2eme variante

Modes	Périodes	UX	UY	UZ	SumUX	SumU Y	SumUZ
1	1,170281	0,01184	0,60602	2,267E-07	0,01184	0,6060 2	2,267E-07
2	1,143873	0,59317	0,01147	1,814E-07	0,60501	0,6174 9	4,081E-07
3	1,016081	0,00014	0,02743	0,00000043	0,60515	0,6449 2	8,381E-07
4	0,347887	0,00173	0,18178	7,393E-08	0,60688	0,8267	9,121E-07
5	0,327535	0,2151	0,00191	4,329E-07	0,82198	0,8286 1	0,000001345
6	0,269644	0,00119	0,00313	0,00000213 3	0,82317	0,8317 4	0,000003478
7	0,227532	0,0106	0,000004587	3,116E-07	0,83377	0,8317 4	0,00000379

8	0,168887	0,00014	0,0677	0,00002236	0,83391	0,8994 5	0,00002615
9	0,153444	0,07242	0,00021	0,00003929	0,90634	0,8996 6	0,00006544
10	0,133311	0,00016	0,00002467	0,24838	0,9065	0,8996 8	0,24845
11	0,12319	6,558E-07	0,00001644	0,0389	0,9065	0,8997	0,28735
12	0,121736	0,00126	0,00045	0,00004124	0,90776	0,9001 6	0,28739

- Variante n°3 :[T=1.19s] :

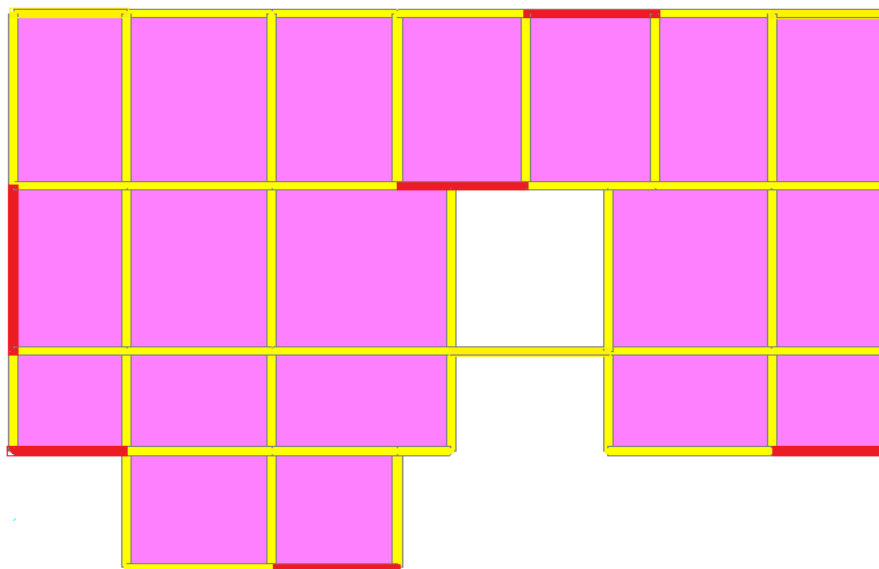


Fig. IV.3 : La troisième disposition des voiles.

Tableau IV.4:Période et facteur de participation massique de la 3eme variante

Modes	Périodes	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,915656	5,368E-07	0,00001546	6,752E-07	0,59741	0,63338	0,00004594
2	0,353045	0,03187	0,16332	0,00002814	0,62928	0,7967	0,00007408
3	0,351054	0,17847	0,02844	1,991E-07	0,80775	0,82514	0,00007428
4	0,277808	0,01267	0,00003001	5,157E-07	0,82042	0,82517	0,00007479

5	0,269427	0,0013	0,00644	0,00005789	0,82172	0,83161	0,00013
6	0,264812	0,00106	0,00173	0,000007788	0,82278	0,83334	0,00014
7	0,251758	0,00071	0,00086	0,000003028	0,82348	0,8342	0,00014
8	0,168764	0,05537	0,02169	0,00006411	0,87885	0,85589	0,00021
9	0,167805	0,02314	0,05224	0,00028	0,90199	0,90813	0,00049
10	0,144281	0,000001242	0,00007616	0,2075	0,90199	0,9082	0,20798
11	0,915656	5,368E-07	0,00001546	6,752E-07	0,59741	0,63338	0,00004594
12	0,353045	0,03187	0,16332	0,00002814	0,62928	0,7967	0,00007408

✓ **Le choix de notre 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 version2003.

IV.8.Caractéristique géométrique et massique de la structure:

IV.8.1. 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.

IV.8.2.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 :**

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

IV.8.3.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 :

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

$$\begin{cases} L_x = 27.70 \text{ m} \\ L_y = 20 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e_{acc} = 1.36 \text{ m}$$

Tableau .IV.5 : Les différentes caractéristiques de la structure.

Plancher	Caractéristique Massique	Centre de Masse		Centre de Torsion	
	$W_i[t]$	X_m	Y_m	X_t	Y_t
Terrasse	29.949065	16.4	10.8	16.39	10.92
10 ^{eme} étage	492.432696	13.37	11.29	13.55	10.60
9 ^{eme} étage	507.292649	13.35	11.26	13.41	10.57
8 ^{eme} étage	500.109902	13.58	11.23	13.41	10.56
7 ^{eme} étage	500.247075	13.46	11.18	13.41	10.56
6 ^{eme} étage	504.684370	13.46	11.18	13.41	10.56
5 ^{eme} étage	509.803664	13.46	11.18	13.41	10.56
4 ^{eme} étage	514.939202	13.46	11.17	14.21	10.14
3 ^{eme} étage	525.367590	13.48	11.24	13.41	10.56
2 ^{eme} étage	526.510447	13.45	11.16	13.41	10.56
1 ^{eme} étage	533.011130	13.45	11.16	13.41	10.56
Mezzanine	545.889235	13.45	11.05	13.41	10.56
RDC	587.535055	13.47	11.18	13.65	11.24
Entresol 1	601.657719	13.48	11.32	13.65	11.25
Entresol 2	618.216363	13.49	11.40	13.65	11.24
Sous sol 1	584.296295	13.47	11.22	13.48	10.73
Sous sol 2	540.519742	13.30	11.06	13.72	11.15
$W_T = \sum W_i$	8614.902				

IV.8.4.La force sismique statique :

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

$$V_{x \text{ sta}} = \frac{0.2 \times 1.26 \times 1.25}{5} \times 8614.902$$

$$V_{x \text{ sta}} = 542.7388 \text{ t} = 5427.388 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ sta}} = \frac{0.2 \times 1.24 \times 1.25}{5} \times 8614.902$$

$$V_{y \text{ sta}} = 534.1239 \text{ t} = 5341.239 \text{ KN}$$

IV.9. Application de la méthode d'analyse modale spectrale:

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

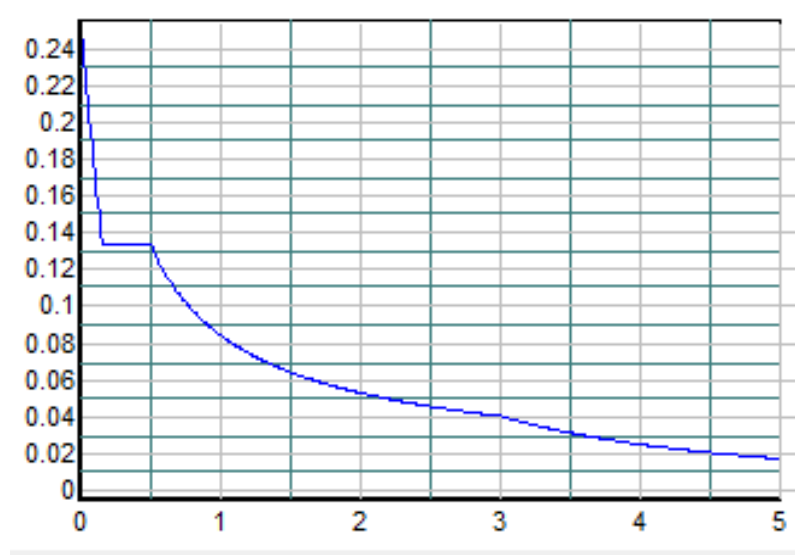


Fig. IV.4 : Spectre de réponse.

IV.9.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

✓ Les réactions à la base :

Tableau. IV.6 : Les réactions à la base.

	Global F_x [KN]	Global F_y	Global M_x [KN.m]	Global M_y [KN.m]
E_x	5426.339	278.571	8302.0118	138264.6881
E_y	278.571	5745.53	166960.9544	8187.5822

$$V_{x\ dyn} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 5433.48\ KN$$

$$V_{y\ dyn} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 5752.28\ KN$$

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

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

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

$$0.8 V_{x\ sta} = 4437.67\ KN < V_{x\ dyn} \dots\dots\dots C.V$$

$$0.8 V_{y\ sta} = 4367.23\ KN < V_{y\ dyn} \dots\dots\dots C.V$$

✓ **Vérification de la période :**

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.2.4)

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_{emp} = 0.8662 \times 1.3 = 1.126\ s > T_{num} = 1.094\ s \dots\dots\dots C.V$$

Chapitre V :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

V.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

V.2.Les poteaux :**V.2.1.Combinaisons spécifiques de calcul :**

- Combinaisons fondamentales : D'après BAEL 91

$$\begin{cases} ELU \dots\dots\dots 1.35G + 1.5Q \\ ELS \dots\dots\dots G + Q \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : D'après RPA

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

V.2.2.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 :

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

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

b_c : Section de poteau. (70x70)

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

Tableau V.1: Vérification des poteaux sous sollicitations normales.

b_c (cm ²)	N_d (KN)	f_{c28} (MPa)	$v \leq 0.3$	Observation
70x70	3609.451	25	0.29	CV
65x65	3018.461	25	0.28	CV
60x60	2354.771	25	0.26	CV
55x55	2449.22	25	0.29	CV
50x50	1930.702	25	0.3	CV
45x45	1433.38	25	0.28	CV
40x40	955.371	25	0.23	CV
35x35	490.235	25	0.16	CV
30x30	74.795	25	0.03	CV

V.2.3.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 :

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

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

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

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

λ_g : L'élanement 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.

$$l_f = 0.7 l_x$$

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Section (cm ²)	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
70x70	30.17	0.068	3.06	0.04	1	CV
65x65	40.07	0.105	3.29	0.04	1	CV
60x60	43.95	0.135	4.97	0.04	1	CV
55x55	59.62	0.218	3.89	0.04	1	CV
50x50	65.07	0.289	4.28	0.04	1	CV
45x45	67.11	0.368	4.76	0.04	1	CV
40x40	62.77	0.435	5.35	0.075	1.875	CV
35x35	59.56	0.540	6.12	0.075	1.875	CV
30x30	5.62	0.069	7.14	0.075	1.875	CV

V.2.4.Ferrailage des poteaux:

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en sous sol 2 (70x70), on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

a) Armatures longitudinales :

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

$$b = 0.70 \text{ m} ; h = 0.70 \text{ m} ; d = 0.63 \text{ m} ; d' = 0.07 \text{ m}$$

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

$$N = 3609.451 \text{ KN} ; M = 87.482 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{87.482}{3609.451} \rightarrow e = 2.42 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 30.42 \text{ cm}$$

$$M_A = N \cdot e_a \Rightarrow M_A = 1.0979 \text{ MN.m}$$

- **Vérifications des conditions :**

$$\begin{cases} (d - d') \cdot N_u - M_A = 0.923 \dots \dots \dots (1) \\ \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.972 \dots \dots \dots (2) \\ \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 1.244 \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

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

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.0979}{0.70 \times (0.63)^2 \times 14.17} = 0.278 < 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.417$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.524 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left[\frac{1.0979}{0.524} - 3.6094 \right]$$

$$A_{st} = -43.53 \text{ cm}^2$$

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 :**

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

$$A_{min} = 0.008 \times (0.7 \times 0.7) = 39.2 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

Zone courante :

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

$$A_{max} = 0.04 \times (0.7 \times 0.7) = 196 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

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

$$A_{max} = 0.06 \times (0.7 \times 0.7) = 294 \text{ cm}^2$$

- 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).

Tableau V.3: Ferrailage longitudinale des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{max} RPA Zone courante (cm ²)	A_{max} RPA Zone de recouvrement (cm ²)	A_{SAP} (cm ²)	Ferrailage Longitudinale	
						Section (cm ²)	Choix
S sol 2	70x70	39.2	196	294	17.540	43.99	14T20
S sol 1	70x70	39.2	196	294	16.039	43.99	14T20
E sol 1	65x65	33.8	169	253.5	14.698	37.72	12T20
E sol 2	65x65	33.8	169	253.5	23.29	37.72	12T20
RDC	60x60	28.8	144	216	27.77	33.17	10T20
Mezzanine	60x60	28.8	144	216	14.73	33.17	10T20
Etage 1	55x55	24.2	121	181.5	13.246	25.13	8T20
Etage 2	55x55	24.2	121	181.5	11.810	25.13	8T20
Etage 3	50x50	20	100	150	10.402	20.61	4T20+4T16
Etage 4	50x50	20	100	150	9.046	20.61	4T20+4T16
Etage 5	45x45	16.2	81	121.5	7.712	20.61	4T20+4T16
Etage 6	45x45	16.2	81	121.5	8.353	20.61	4T20+4T16
Etage 7	40x40	12.8	64	96	11.514	16.08	8T16
Etage 8	40x40	12.8	64	96	15.959	16.08	8T16
Etage 9	35x35	9.8	49	73.5	15.044	16.08	8T16
Etage 10	35x35	9.8	49	73.5	14.35	16.08	8T16
buanderie	30x30	7.2	36	54	8.019	9.03	8T12

b) Ferrailage transversale :

D'après le RPA99 version2003 :

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

 T_{umax} : Effort tranchant de calcul. h : Hauteur total de la section brute.

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

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

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**

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

Zone courante : **Zone IIa**

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

- **Recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II)

$$\phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$$

La Longueur des zones nodales :

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

$$h' = 70 \text{ cm}$$

Tableau V.4: Ferrailage transversal des poteaux.

Niveaux	h (cm)	T_{max} (KN)	λ_g	ρ_a	t	t'	A_t (cm ²)	Choix
S sol 2	70	30.17	3.06	3.75	10	15	0.687	$\phi 10$
S sol 1	70	28.73	3.06	3.75	10	15	0.654	$\phi 10$
E sol 1	65	45.68	3.66	3.75	10	15	1.121	$\phi 10$
E sol 2	65	40.07	3.66	3.75	10	15	0.983	$\phi 10$

RDC	60	39.23	3.96	3.75	10	15	1.043	Ø10
Mezzanine	60	43.95	4.36	3.75	10	15	1.164	Ø10
Etage 1	55	24.50	3.89	3.75	10	15	0.710	Ø10
Etage 2	55	59.62	3.89	3.75	10	15	1.729	Ø10
Etage 3	50	50.98	4.28	3.75	10	15	1.627	Ø10
Etage 4	50	65.09	4.28	3.75	10	15	2.076	Ø10
Etage 5	45	54.70	4.76	3.75	10	15	1.937	Ø10
Etage 6	45	67.11	4.76	3.75	10	15	2.379	Ø10
Etage 7	40	52.25	5.35	2.5	10	15	1.389	Ø10
Etage 8	40	62.77	5.35	2.5	10	15	1.669	Ø10
Etage 9	35	43.93	6.12	2.5	10	15	1.335	Ø8
Etage 10	35	59.56	6.12	2.5	10	15	1.810	Ø8
buanderie	30	5.62	7.14	2.5	10	15	0.199	Ø8

V.3.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 : $\begin{cases} ELA \dots\dots\dots G + Q \pm E \\ ELA \dots\dots\dots 0.8G \pm E \end{cases}$

V.3.1.Recommandation du RPA99:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- 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 II

V.3.2.Exemple d'étude de la poutre principale:

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé 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 :**

$$M_u = 101.98 \text{ KN.m} = 0.10198 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.10198}{0.3 \times (0.45)^2 \times 14.17} = 0.118$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.157$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.422 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.10198}{0.422 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 6.95 \text{ cm}^2$$

✓ 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 $\rightarrow$ la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\alpha_{travée} = 0.157$$

$$M_u = 101.98 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 72.5 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{101.98}{72.5} \Rightarrow \gamma = 1.4$$

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

$$\alpha_{travée} = 0.157 < 0.45 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b) Ferrailage en appui :**• ELU :**

$$M_u = 211.25 \text{ KN.m} = 0.21125 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.21125}{0.3 \times (0.45)^2 \times 14.17} = 0.245$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.357$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.386 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.21125}{0.386 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 15.12 \text{ cm}^2$$

✓ **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 $\rightarrow$ la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\alpha_{app} = 0.357$$

$$M_u = 211.25 \text{ KN.m} ; M_s = 150.42 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{211.25}{150.42} \Rightarrow \gamma = 1.4$$

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

$$\alpha_{app} = 0.357 < 0.45 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **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 : **3T14+3T12** de section 8.01 cm^2 .

Le choix des armatures en appui : **3T20+3T16** de section 16.59 cm^2 .

❖ **L'espacement des armatures transversales :**

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

- Zone nodale :

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

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

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

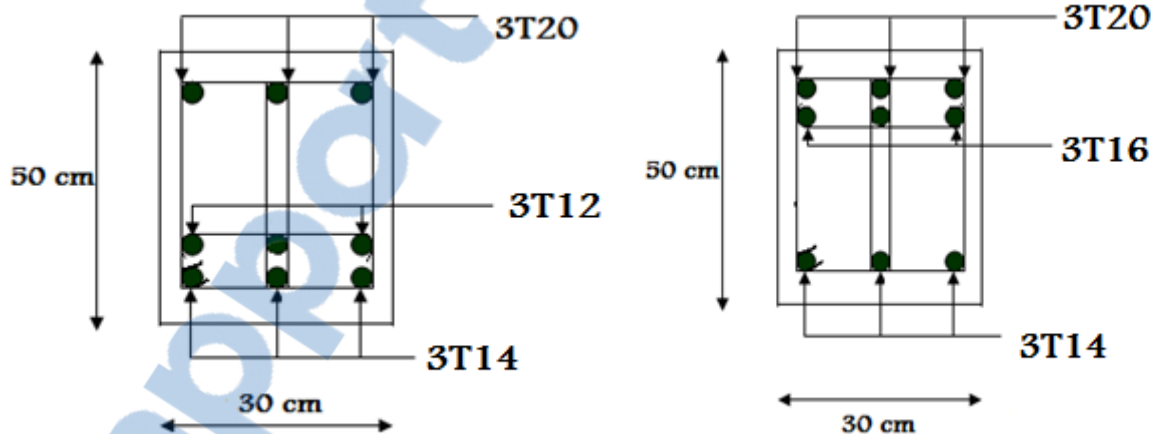
$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t \leq 25 \quad \Rightarrow \quad S'_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **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 travée

En appui

Figure V.1: Ferrailage des poutres principales (30x50)

V.3.3.Exemple d'étude de la poutre secondaire:

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire situé au plancher haut de 10 eme étage (30x40).

$$b = 0.3 \text{ m} , \quad h = 0.4 \text{ m} , \quad d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$$

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

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

a) calcul des armatures longitudinales:✓ **Ferraillage en travée :**• **ELU :**

$$M_u = 59.43 \text{ KN.m} = 0.05943 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.05943}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.108$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.143$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.339 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.05943}{0.339 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 5.03 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

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

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

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

• **ELS :**

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

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

$$\alpha_{travée} = 0.143$$

$$M_u = 59.43 \text{ KN.m} ; M_s = 43.08 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{59.43}{43.08} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.439$$

$$\alpha_{travée} = 0.143 < 0.439 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Ferraillage en appui :**• **ELU :**

$$M_u = 74.68 \text{ KN.m} = 0.07468 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.07468}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.135$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.182$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.334 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.07468}{0.334 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 6.43 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

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

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

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

• **ELS :**

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

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

$$\alpha_{app} = 0.182$$

$$M_u = 74.68 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 54.24 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{74.68}{54.24} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.440$$

$$\alpha_{app} = 0.182 < 0.440 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **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 :

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

$$A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$$



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

$$A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures :**

Le choix des armatures en travée : **3T14+2T12** de section 6.88 cm².

Le choix des armatures en appui : **3T14+2T12** de section 6.88 cm².

❖ **L'espacement des armatures transversales :**

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

- Zone nodale :

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

$$S_t \leq \min\left(10 ; 16.8 ; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

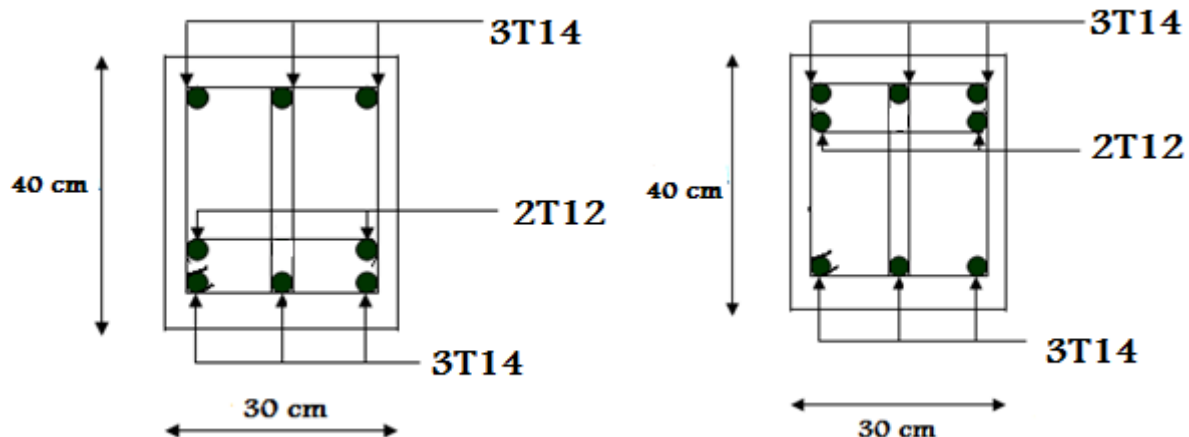
$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t \leq 20 \quad \Rightarrow \quad S'_t = 20 \text{ cm}$$

b) 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 $\phi_t = \emptyset 8$



En travée

En appui

Figure V.2: Ferrailage des poutres secondaire (30x40)

V.4.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.

V.4.1.Vérification des contraintes tangentielles:

Les différentes combinaisons à prendre sont :

$$ELU \dots\dots\dots 1.35G + 1.5Q$$

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

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 : $b = 1 \text{ ml}$; $d = 0.9 \times 0.2 = 0.18 \text{ m}$

Tableau V.5 : vérification de la contrainte

	$V_{max} \text{ (KN/m)}$	$\tau_b \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$	$0.06f_{c28}$	Observation
voile	40.9	0.227	5	1.5	C.V

V.4.2.Détermination des sollicitations

On va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « SAP 2000 » sous les combinaisons suivantes :

$$ELU \dots\dots\dots 1.35G + 1.5Q$$

$$ELA \dots\dots\dots G + Q \pm Ex ; G + Q \pm Ey$$

Tableau V.6 : Sollicitations dans les voiles

Combinaison	F11	M11	F22	M22
$1.35G + 1.5Q$	372.42	0.1175	1862.12	0.5873
$G + Q \pm Ex$	270.58	0.0823	1352.91	0.4114
$G + Q \pm Ey$	270.58	0.0823	1352.91	0.4114

V.4.3.Détermination du ferrailage:

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0, 20mx1ml) 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 VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1.introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît sa superstructure et ses charges et les caractéristiques du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible $\bar{\sigma}_s = 1,8$ bars.

Les fondations sont un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ❖ Transmettre au sol la totalité des charges.
- ❖ Limite les tassements différentiels.

Les charges déduites à partir des résultats du SAP2000 selon les combinaisons suivantes :

- ❖ $1,35G + 1,50Q$
- ❖ $G+Q+E$
- ❖ $0,8G+E$

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Choix du type de fondation :

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, et le sol présente une faible résistance au ces charges, donc on choisit comme fondation un radier général Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction par une surface égale ou supérieure à celle de la construction. Un radier travail comme un plancher renversé.

VI.3.Calcul du radier :

a. Définition :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute les constructions par une surface égale ou supérieure à celle de la construction. Un radier travail comme un plancher renversé.

b. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$$

l_{max} : Distance maximale entre deux files successives

$$l_{max} = 6.20m$$

D'où : $h_n \geq 70cm$

$$h_n \geq \frac{6.20}{10} \Rightarrow h_n \geq 62cm$$

L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

l_{max} : Distance maximale entre deux files successives,

$$l_{max} = 6.20m$$

D'où : $h_d \geq 35cm$

$$h_d \geq \frac{6.20}{20} \Rightarrow h_d \geq 31cm$$

1ere proposition : $\begin{cases} h_n = 70cm \\ h_d = 40cm \end{cases}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente les valeurs de : h_n, h_d

2eme proposition : $\begin{cases} h_n = 80cm \\ h_d = 60cm \end{cases}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs de h_n, h_d

3eme proposition : $\begin{cases} h_n = 100cm \\ h_d = 80cm \end{cases}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs de h_n, h_d

4eme proposition : $\begin{cases} h_n = 120cm \\ h_d = 120cm \end{cases} \quad \text{cv}$

VI.4 Débordement (D) :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30cm\right) \geq 60cm$$

On prend : $D = 150cm$

VI.5 Vérification de la contrainte du sol :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_Z}{S_r}$$

Avec :

Z_{max} : Déplacement maximum U_Z à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$Z_{max} = 0.0048 \text{ m}$$

K: Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol).

$$K = 3.6 \text{ kg/cm}^3 \quad (\text{Tableau du module de réaction du sol}).$$

F_Z : Réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$F_Z = 108293.951 \text{ KN}$$

$$S_r: \text{Surface du radier} \quad S_r = 635.54 \text{ m}^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K \Rightarrow \sigma_{b1} = 0.0048 \times 360$$

$$\sigma_{b1} = 1.72 < 1.8 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_Z}{S_r} \Rightarrow \sigma_{b2} = \frac{108293.951 \times 10^{-3}}{635.54} = 1.70 < 1.8 \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI.6 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000 on a obtenu les résultats suivants :

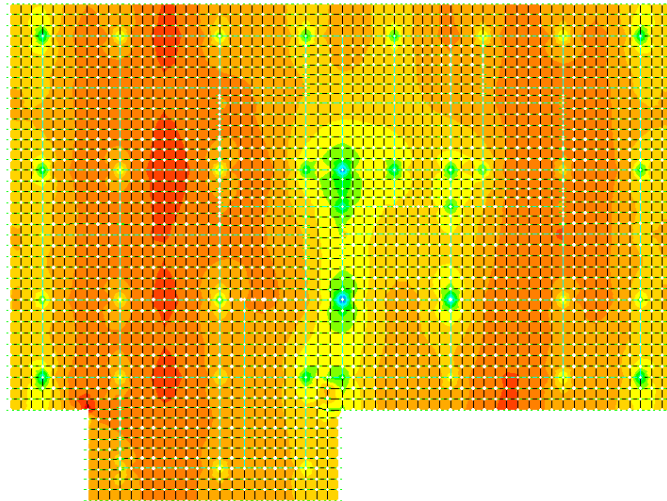


Figure VI.1: Moments M11 a l'ELU

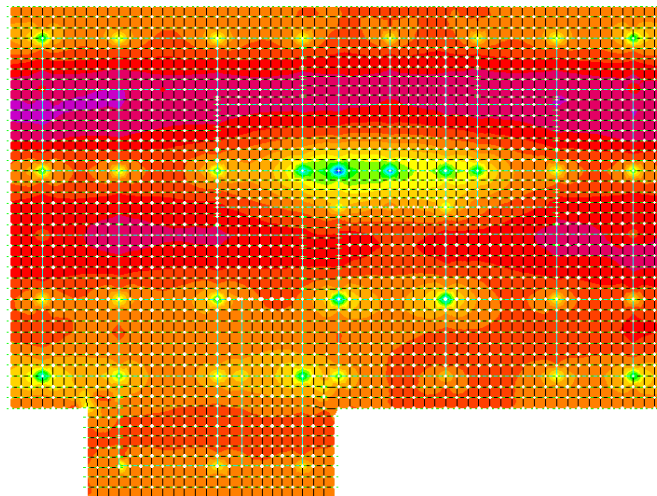


Figure VI.2: Moments M22 a l'ELU

VI.7 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1.00 x 1.00) m² et en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

a) En travée :**• ELU :**

Ferrailage suivant L_x :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{414.641}{1.00 \times (1.08)^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0317$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 1.066$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.414641}{1.066 \times 347.83}$$

$$A_s = 11.17 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures en travée : **9T14** de section 13.85 cm².

Ferrailage suivant L_y :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{478.61}{1.00 \times (1.08)^2 \times 14.17} = 0.289$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0367$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 1.064$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.47861}{1.064 \times 347.83} = 12.92 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures en travée : **9T14** de section 13.85 cm².

✓ Condition de non fragilité :

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

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times 1 \times 1.08 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_s \geq 13.041 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Suivant L_x :

$$M_u = 414.641 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 338.61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{414.641}{338.61} = 1.22$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.36$$

$$\alpha = 0.0317 \leq 0.36 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Suivant : L_y :

$$M_u = 478.61 \text{ kNm}$$

$$M_s = 347.70 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{478.61}{349.70} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.43$$

$$\alpha = 0.0367 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) En appui :

• **ELU :**

Ferraillage suivant L_x :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{597.89}{1.00 \times (1.08)^2 \times 14.17} = 0.0361$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 1.060$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.59789}{1.06 \times 347.83}$$

$$A_s = 16.21 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures en appui : **9T16** de section 18.10 cm².

Ferraillage suivant L_y :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{625.156}{1.00 \times (1.08)^2 \times 14.17} = 0.387$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0482$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 1.059$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.625156}{1.059 \times 347.83} = 16.96 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures en appui : **9T16** de section 18.10 cm².

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times 1 \times 1.08 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_s \geq 13.041 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **ELS :**

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

Suivant L_x :

$$M_u = 597.89 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 487.368 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{597.890}{487.368} = 1.23$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{1.23 - 1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.365$$

$$\alpha = 0.046 \leq 0.365 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Suivant L_y :

$$M_u = 625.156 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 513.217 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{625.156}{513.217} = 1.22$$

$$\alpha \leq \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.36$$

$$\alpha = 0.0482 \leq 0.36 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Calcul d'espacement :**

D'après le (BAEL91) : $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$

$$S_t \leq 40 \quad \text{On prend } S_t = 35 \text{ cm}$$

VI.8 Calcul de ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire :

a) Ferrailage longitudinal :

- **En travée :**

Ferrailage suivant L_x :

$$\mu = \frac{297.24}{0.7 \times (1.08)^2 \times 14.17} = 0.0256$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0325$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 1.066$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

Le choix : **10T12** de section 11.31cm²

Ferrailage suivant L_y :

$$\mu = \frac{309.32}{0.7 \times (1.08)^2 \times 14.17} = 0.2673$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0338$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 1.06$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = 8.34 \text{ cm}^2$$

Le choix : **10T12** de section 11.31 cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times 0.7 \times 1.08 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_s \geq 9.12 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **En appui :**

$$\mu = \frac{503.15}{0.7 \times (1.08)^2 \times 14.17} = 0.434$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.55$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 1.055$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = 13.66 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4T14 + 4T16** de section 14.19cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_s \geq 9.12 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Vérification a l'ELS :**• **En travée :**

Suivant L_x :

$$M_u = 297.24 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 223.65 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{297.24}{223.65} = 1.33$$

$$\alpha \leq \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.415 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Suivant L_y :

$$M_u = 309.32 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 245.33 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{309.32}{245.33} = 1.26$$

$$\alpha \leq \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.38 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **En appui :**

$$M_u = 503.15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 450.78 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{503.15}{450.78} = 1.116$$

$$\alpha \leq \frac{1.116 - 1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.308 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

b) Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{120}{35}; 1.4; \frac{70}{10}\right)$$

On prend $\phi_t = \emptyset 8$

- **L'espacement des armatures transversales :**

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

- Zone nodale :

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

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4} ; 16.8 ; 30cm\right)$$

$$S_t = 15 cm$$

- Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S'_t \leq 50 \quad \Rightarrow \quad S'_t = 20 cm$$

VI.9. Etude de voile périphérique: (Voile de soutènement)

VI.9.1. 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.

On adopte une épaisseur : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique : $h = 2,8$ m.

Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5$ kN/m².

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17$ kN/m³

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

- K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \tan^2(27,5^\circ) = 0,271$$

$$K_a' = K_a = 0,271$$

VI.9.2. 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 encastrés 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 :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

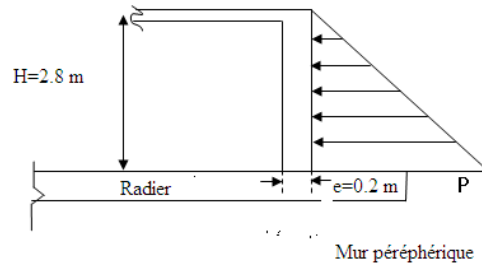


Figure VI.3: Schéma d'un mur périphérique

h : hauteur du voile

P_1 : Poussée de terre

$$p_1 = 0,271 \times 17 \times \frac{2,8^2}{2}$$

$$p_1 = 1,8 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \times 0,15 \times 2,8 = 0,113 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de la base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,8 + 1,5 \times 0,113 = 2,59 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 2,59 \text{ t/ml.}$$

VI.9.3. 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

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2.8 \text{ m.}$$

$$L_y = 6.20 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.8}{6.2} = 0,45 > 0,4 \quad \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les}$$

deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,45 \\ v = 0(\text{E.L.U}) \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.1036$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$M_{ox} = 0,1036 \times 2.59 \times (2.8)^2 = 21.0 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,25 \times 21.0 = 5.2 \text{ KN.m}$$

- Sens x

Le moment total appliqué sur la dalle :

✓ Pour M_x :

E.L.U :

$$M_t = 0,75 M_x \quad \text{avec} \quad M_x = 21 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.7}{1.00 \times (0.18)^2 \times 14,17} = 0.0341$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0432$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.176$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0157}{0.176 \times 347.83}$$

$$A_s = 2.56 \text{ cm}^2$$

- Sens y

Le moment total appliqué sur la dalle :

✓ Pour M_y :

E.L.U :

$$M_t = 0,75 M_y \quad \text{avec} \quad M_y = 5.2 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.9}{1.00 \times (0.18)^2 \times 14,17} = 0.00849$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0106$$

$$z = d.(1 - 0.4\alpha) = 0.179$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0039}{0.179 \times 347.83}$$

$$A_s = 0.62 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

Sens y : d'après RPA 99 V 2003 ;

$$A_{ymin} = 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

D'après BAEL91 ;

$$A_{ymin} = 8\%h = 0.08 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

On choisi **4T10** de section **3.14** cm²

Sens x : d'après RPA 99 V 2003 ;

$$A_{ymin} = 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

D'après BAEL91 ;

$$A_{xmin} = A_{ymin} (3 - \alpha)/2$$

$$A_{xmin} = 1.6(3 - 0.45)/2$$

$$A_{xmin} = 2.04 \text{ cm}^2$$

On choisi **4T10** de section **3.14** cm²

Chapitre VII :
ETUDE ECONOMIQUE

VII.1. Introduction :

Visant à gérer le changement dans les entreprises et les organisations pour accroître l'efficacité, le management de projet modifie profondément la gestion du travail. C'est un mode de gestion exigeant qui demande à être pensé et accompagné.

Avec le développement du management de projet, les pratiques professionnelles se sont transformées. La séparation traditionnelle entre la conception et l'exécution est remise en cause et fait apparaître de nouvelles fonctions transversales, conduisant à la négociation permanente entre des professionnels différents, à la mobilisation sur des résultats plutôt que sur l'application de savoir-faire métiers et à de nouvelles relations interentreprises.

VII.2. Management de projet :

Le management de projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisations afin de définir un projet, de le lancer et de le réaliser. Il combine la gestion de projet et la fonction de direction de projet en charge de la définition des objectifs (coûts, délais, spécifications techniques), des actions politiques, des aspects financiers et de l'organisation du travail collectif des équipes projets.

VII.2.1. Projet :

Le projet est une création collective, organisée dans le temps et l'espace, en vue d'une demande. Il est aussi défini par l'engagement d'une responsabilité de résultat. Les ressources, les acteurs et les méthodes à mobiliser se définissent à partir de l'affirmation du but.

Tout projet ayant un début et une fin *a priori* définis avant son lancement. Cette irréversibilité des projets conditionne un principe essentiel de management : l'anticipation maximum ou la résolution des problèmes à froid, en amont.

Un projet a des facteurs principaux qui sont : la performance, le cout et le temps, le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé.

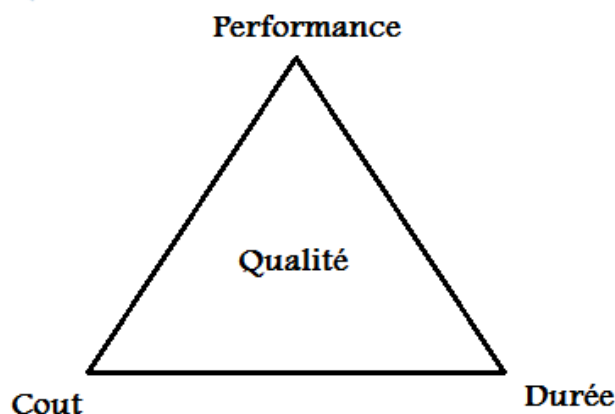


Figure VII.1: Facteur principal d'un projet

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donner une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet. L'ensemble des caractéristiques de notre projet est établi dans le chapitre (I.2) présentation de bâtiment.

VII.2.2. Cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. La figure suivante explique comment les différents phases interagissent les uns avec les autres.

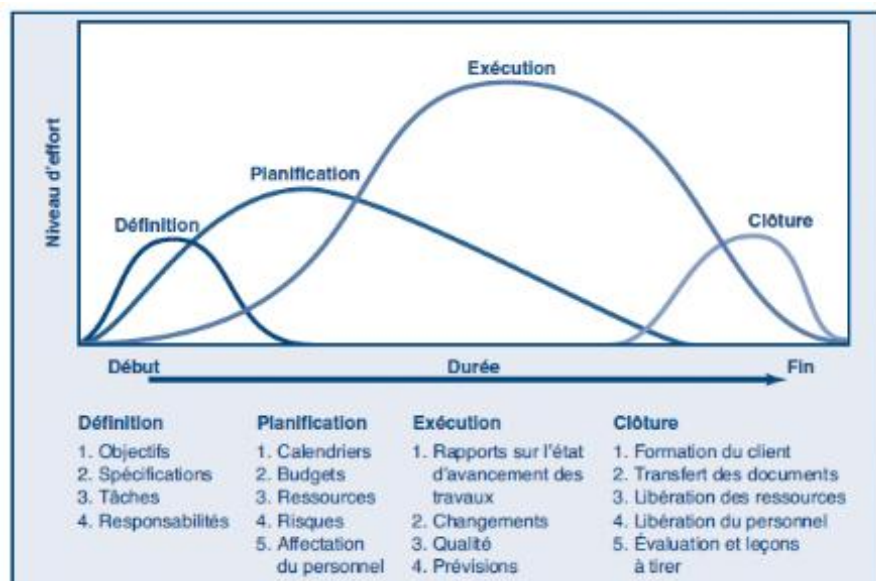


Figure VII.2: Cycle de vie d'un projet

Dans notre présente étude, nous nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, ensuite nous avons entamés une étude de management et d'économie.

VII.2.3. Les différents intervenants du projet:

a) Maître d'Ouvrage :

Le maître d'ouvrage est la personne, morale ou physique pour laquelle un projet est mis en œuvre et réalisé. Il doit assurer la bonne gestion à la fois prospective et curative de son projet. Il effectue la programmation des opérations nouvelles pour lesquelles il doit raisonner en coût global sur la durée de vie du projet.

b) Maître d'œuvre:

Le maître d'œuvre est la personne, morale ou physique, publique ou privée, chargée de traduire en termes techniques les besoins du maître d'ouvrage et de les faire réaliser.

c) Le contrôle technique:

Le Contrôle Technique de Construction s'exerce tout au long des opérations, très en amont, dès la phase de conception pour identifier et contribuer à la prévention des aléas techniques de la construction, en cours d'exécution et jusqu'à la fin du chantier.

d) L'entreprise:

Le contrôle technique dans un projet est obligatoire, car il doit assurer les conditions de sécurité des personnes, et la solidité des ouvrages.

VII.3. Objectifs :

Pour les besoin essentiel au présent Projet de Fin d'Etude, nous somme fixé uniquement comme objectif de définir le délai et le cout de réalisation de projet.

Pour atteindre ces objectifs nous avons utilisé plusieurs outils :

- Préparation du WBS du projet
- Identification de nos ressources
- Identifié les taches

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

VII.3.1. C'est quoi Ms Project :

Ms Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets.

VII.3.2. Création d'un projet sur MS Project :

Les étapes de création et la gestion d'un projet sont :

- Définir le calendrier global.
- Définir les ressources.
- Définir les tâches.
- Organiser l'enchaînement des tâches.
- Attribuer les ressources aux tâches.
- Démarrer le projet [Outils – Suivi – Mettre à jour le projet].
- Informer les acteurs.
- Introduire les états d'avancement.
- Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
- Clôturer le projet.

VII.3.3. Taches, jalons et livrables :**a) Une tâche :**

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat.

A chaque tâche définie, il faut associer

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journées-homme.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

b) Un jalon :

Les jalons d'un projet se définissent comme :

- Des événements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet
- Des dates importantes de réalisation d'un projet
- Une réalisation concrète (production de livrables)

Les jalons limitent le début et la fin de chaque phase.

c) Un livrable :

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

VII.4. La planification d'un projet :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation.

Les objectifs du planning sont les suivants :

- déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- suivre et communiquer l'avancement du projet.

VII.4.1. Le WBS (Works Breakdown Structures):

Un WBS de projet permet de décomposer celui-ci visuellement en unités gérables et appréhendables par tous les membres de l'équipe, chaque niveau du WBS permettant d'approfondir le détail des tâches jusqu'au niveau final.

La conception de la WBS passe par :

- L'établissement d'une liste des résultats de travail (livrables) les plus importants du projet.
- La division (si nécessaire) de ces livrables en sous-ensembles.
- Pour chaque livrable et sous-livrable, le listage des activités qui sont nécessaires à sa réalisation.
- La possibilité de diviser ces activités en sous-activités.

Le WBS de notre projet : (Voir l'annexe 'C').

VII.4.2. Le diagramme de GANTT :

Le diagramme de Gantt est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités qui constituent un projet. Ce diagramme permet de visualiser :

- Les différentes tâches à envisager
- La date de début et la date de fin de chaque tâche
- La durée escomptée de chaque tâche
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble

VII.5. Définition des ressources:

VII.5.1. Les ressources humaines :

Dans notre projet en a huit groupes :

- Groupe coffreur : Qui s'occupe de tous ce qui est tache coffrage.
- Groupe ferrailleur : Qui s'occupe de tous ce qui est taches ferrailage.
- Groupe maçon béton : Qui s'occupe de tous ce qui est taches bétonnage.
- Groupe maçon autre : Qui s'occupe de tous ce qui est taches cloisons.
- Groupes électriques : Qui s'occupent de tous ce qui est taches d'électricité.
- Groupe menuisier : Qui s'occupe de tous ce sui est taches menuiserie.
- Groupe pour enduit : Qui s'occupe de tous ce qui est taches enduit.
- Groupe gardiens : C'est le groupe qui s'occupe de la surveillance de projet.

On a besoin aussi un manager qualifié et a une expérience dans le domaine de construction.

VII.5.2. Les ressources matérielles :

Il existe deux types de ressources matérielles :

- **Engins :**

Les ressources matérielles type engin affecté au présent projet sont :

- ✓ Tracteur pour eau.
- ✓ Camion 2,5 tonnes.
- ✓ Chargeur.
- ✓ Camion 10 tonnes.
- ✓ Grue.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Pelle.

Toutes ces ressources sont louées avec leurs manœuvres.

- **Matériaux :**

Quelques ressources matérielles type produit affectée à notre projet :

Tableau VII.1: les ressources matérielles (Matériaux) du projet.

Bois pour coffrage	Projecteur électrique
Fer pour ferrailage	Tube en béton pour l'eau usée
Béton	Hourdis
Brique	Cadres pour escalier
Enduit en ciment	Boite de prise
Parpaing	Lampe et douille
Gains d'électricités	Faïence
Cadres fenêtres et portes	Carrelage granito
Fils d'électricité	Dalle de sol
Boites d'interrupteurs	Panneau d'affichage
Treillis soudés	Zingue
Tuyau pour eau	Tuile

VII.6. Etude économique :

L'estimation de cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée de la tache et le cout aux ressources utilisé pour réalisé cette tache.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats suivants :

- La durée de projet est de **675 jours** de travail
- Le début de projet est prévue le : **24/05/15**
- La fin du projet est prévue le : **15/02/2017**
- La durée globale du projet en mois est d'environ **21 mois**.
- Le cout brut de projet est de : **241793110,00 DA**

VII.7. La courbe financière :

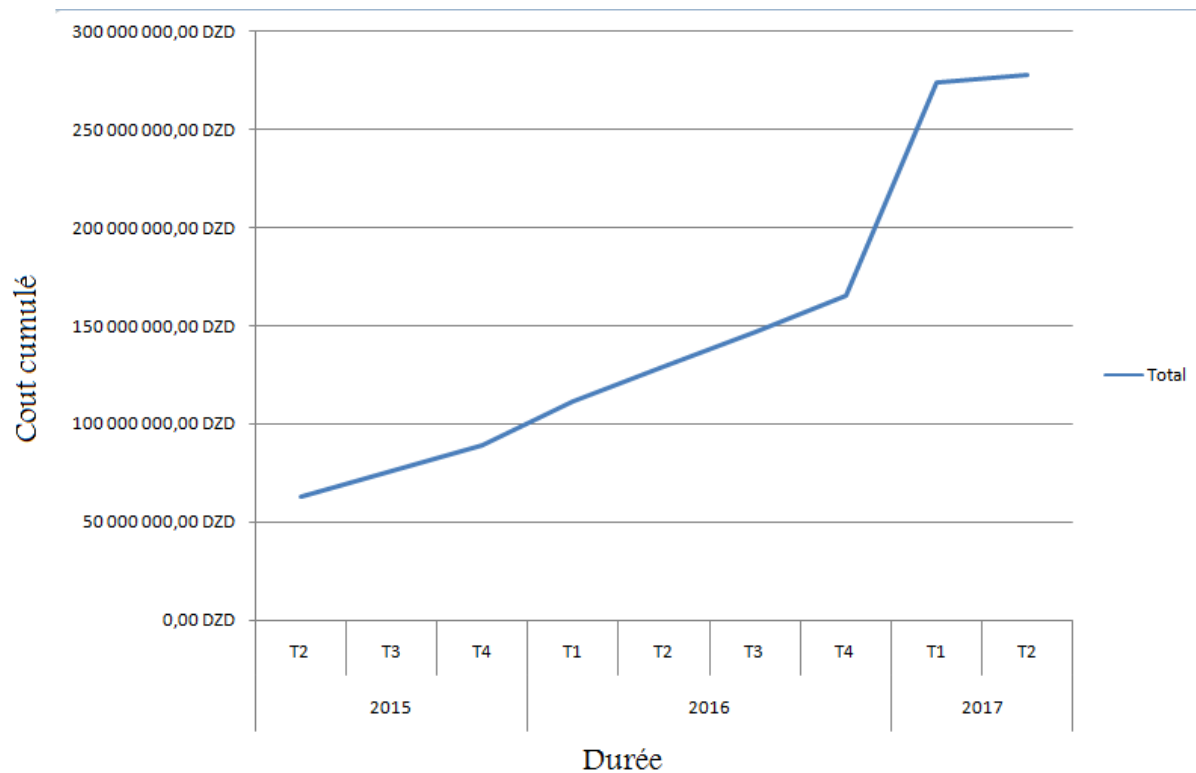


Figure VII.3: la courbe financière (courbe en S)

VII.8. Conclusion :

Le management de projet recouvre des notions interdépendantes où interviennent des problèmes de technique, de coûts et de délais, et surtout, il ne peut en aucun cas s'abstraire de la relation avec le client et les fournisseurs. Il s'étend sur toutes les activités permettant de s'assurer que le projet se déroule conformément à l'ensemble des objectifs.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Grace à ce travail nous avons atteint plusieurs avantages, essentiellement d'assimiler la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du génie civil (RPA 99/version 2003, BAEL91, C.B.A 93...etc.) et aussi de maîtriser les différentes logiciels (SAP 2000; Auto CAD; MS Project, MSE, Socotec).

La grande difficulté qu'on a trouvé dans ce projet de fin d'étude été dans la modélisation de la structure, mais on a réussi à adopter les solutions nécessaires pour obtenir de meilleurs résultats.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol qui est de faible portance, on a considéré l'infrastructure comme un radier général pour obtenir une bonne stabilité de la structure.

Le management du projet devient un paramètre essentiel dans n'importe quelle étude, grâce auquel on obtient un meilleur contrôle des activités qui permettent d'atteindre les objectifs dans le respect des couts et des échéanciers.

Finalement, nous souhaitons que ce projet de fin d'étude soit pour nous un point de départ pour entamer d'autres études dans le cadre de la vie professionnelle et nous espérons qu'il sera aussi une référence pour d'autres personnes à l'avenir.

Références bibliographiques

- **BAEL 91**, Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- **CHIKH, H.** ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE. Tlemcen, Master en Génie Civil, Université de Tlemcen Faculté de Technologie Département de Génie Civil, 141 p.
- **DTR B.C 2.2**, Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- Gilles Garel, « Qu'est-ce que le management de projet ? », Informations sociales 5/2011 (n° 167), p. 72-80
- Nicolas Chu, «Le Management de projets», netalya. [En ligne]. <http://www.netalya.com/fr/Article2.asp?CLE=2>. [Page consultée le 20 mai 2015].
- **RPA99version 2003**, Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- **ZERROUKI, A.** ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT (R+8) A USAGE MULTIPLE (COMMERCE ET HABITATION) A TIARET. Tlemcen, Master en Génie Civil, 2013, Université de Tlemcen Faculté de Technologie Département de Génie Civil, 100 p.
- **Logiciels :**
 - Logiciel SAP 2000.
 - SOCOTEC.
 - MS Project 2010.
 - Logiciel AUTO CAD

RapportGratuit.com

Annexe 'C'

Le WBS de notre projet :

Nom de la tâche	Coût total
Projet	241 493 110,00 DA
Installation de chantier	4 280 000,00 DA
Installation des cantonnements	4 000 000,00 DA
Terrassement	15 460 600,00 DA
Terrassement général et nivellement de la plate forme	15 460 600,00 DA
Fondations	13 788 905,00 DA
Préparation de Ferrailage	423 750,00 DA
Fouilles	656 425,00 DA
Assainissement	550 700,00 DA
Coffrage du radier	63 000,00 DA
Béton de propreté	419 730,00 DA
Béton pour le radier	11 675 300,00 DA
Sous sol 2	8 381 745,00 DA
Ferrailage des poteaux de sous sol 2	352 500,00 DA
coffrage des poteaux	34 650,00 DA
Ferrailage des voiles soutènement	439 380,00 DA
coffrage des voiles soutènement	26 880,00 DA
ferrailage des voiles contreventement	146 250,00 DA
coffrage des voiles contreventement	18 900,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 186 730,00 DA
ferrailage des poutres et chainages sous sol 1	376 800,00 DA
ferrailage d'escaliers ss2	15 150,00 DA
coffrage d'escalier ss2	2 100,00 DA
ferrailage et coffrage de la dalle pleine ss1	705 105,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage ss1 + escalier ss2	461 100,00 DA
Sous sol 1	8 511 370,00 DA
Ferrailage des poteaux de sous sol 1	321 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
Ferrailage des voiles soutènement	418 800,00 DA
coffrage des voiles soutènements	12 600,00 DA
ferrailage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 144 100,00 DA
ferrailage des poutres et chainages entre s 1	319 320,00 DA
ferrailage d'escaliers ss1	15 150,00 DA
coffrage d'escalier ss1	2 100,00 DA
ferrailage et coffrage de la dalle pleine ES1	350 400,00 DA
Ferrailage des poutrelles	184 200,00 DA
coffrage de la dalle corps creux ES1	16 800,00 DA
pose d'hourdis	366 900,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage ES1 + escalier ss1	1 212 150,00 DA
Entre sol 1	8 023 420,00 DA
Ferrailage des poteaux d'ES1	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
Ferrailage des voiles soutènement	418 800,00 DA
coffrage des voiles soutènements	12 600,00 DA
ferrailage des voiles contreventement	141 000,00 DA

coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 144 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages ES2	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers ES1	15 150,00 DA
coffrage d'escalier ES1	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux ES2	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage ES2 + escalier ES1	1 212 150,00 DA
Entre sol 2	8 420 920,00 DA
Ferraillage des poteaux d'ES2	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
Ferraillage des voiles soutènement	418 800,00 DA
coffrage des voiles soutènement	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 144 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages RDC	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers ES2	15 150,00 DA
coffrage d'escalier ES2	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux RDC	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage RDC + escalier ES2	1 212 150,00 DA
maçonnerie ES1	225 300,00 DA
RDC	7 313 320,00 DA
Ferraillage des poteaux de RDC	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 144 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages E mezzanine	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers RDC	15 150,00 DA
coffrage d'escalier RDC	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux mezzanine	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage mezzanine + escalier RDC	1 212 150,00 DA
maçonnerie ES2	225 300,00 DA
Etage Mezzanine	6 032 320,00 DA
Ferraillage des poteaux de mezzanine	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage1	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers mezzanine	15 150,00 DA
coffrage d'escalier mezzanine	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA

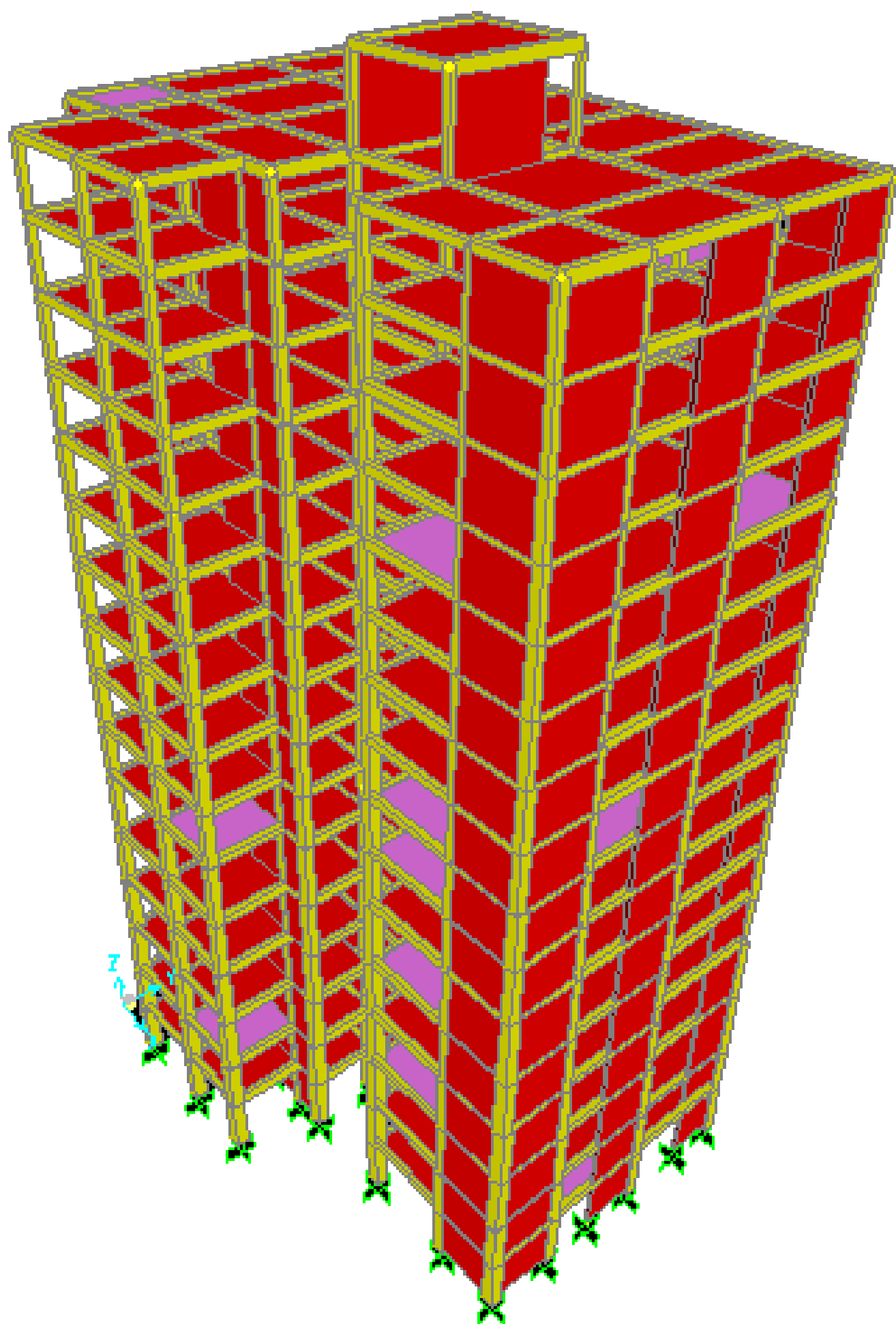


coffrage de la dalle corps creux etage1	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage1 + escalier mezzanine	1 212 150,00 DA
maçonnerie RDC	225 300,00 DA
Etage 1	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux d'etage1	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage2	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e1	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e1	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage2	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage2+escalier e1	1 240 150,00 DA
maçonnerie mezzanine	225 300,00 DA
Etage 2	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage2	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage3	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e2	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e2	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage3	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage3+escalier e2	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage1	225 300,00 DA
Etage 3	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux d etage3	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage4	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e3	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e3	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage4	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage4+escalier e3	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage2	225 300,00 DA
Etage 4	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage4	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA

ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage5	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e4	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e4	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage5	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage5+escalier e4	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage3	225 300,00 DA
Etage 5	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage5	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage6	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e5	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e5	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage6	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage6+escalier e5	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage4	225 300,00 DA
Etage 6	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage6	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage7	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e6	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e6	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage7	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage7+ escalier e6	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage5	225 300,00 DA
Etage 7	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage7	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage8	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e7	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e7	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage8	25 200,00 DA

pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage8+ escalier e7	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage6	225 300,00 DA
Etage 8	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage8	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage9	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e8	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e8	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage9	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage etage9+ escalier e8	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage7	225 300,00 DA
Etage 9	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage9	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages Etage10	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e9	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e9	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux etage10	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage e10+escalier e9	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage8	225 300,00 DA
Etage 10	6 060 320,00 DA
Ferraillage des poteaux etage10	342 000,00 DA
coffrage des poteaux	12 600,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	141 000,00 DA
coffrage des voiles contreventement	9 450,00 DA
bétonnage des poteaux et voiles	2 172 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages terrasse	319 320,00 DA
ferraillage d'escaliers e10	15 150,00 DA
coffrage d'escalier e10	3 150,00 DA
Ferraillage des poutrelles	186 300,00 DA
coffrage de la dalle corps creux terrasse	25 200,00 DA
pose d'hourdis	369 000,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage terr+ escalier e10	1 240 150,00 DA
maçonnerie etage9	225 300,00 DA
buanderie	1 766 110,00 DA
Ferraillage des poteaux de buanderie	124 200,00 DA
coffrage des poteaux	4 200,00 DA
ferraillage des voiles contreventement	26 100,00 DA
coffrage des voiles contreventement	3 150,00 DA

bétonnage des poteaux et voiles	672 100,00 DA
ferraillage des poutres et chainages terrasse buanderie	125 460,00 DA
Ferraillage des poutrelles	61 050,00 DA
coffrage de la dalle corps creux terrasse buanderie	4 200,00 DA
pose d'hourdis	21 050,00 DA
coulage de la dalle, poutre, chainage terrasse buanderie	117 100,00 DA
maçonnerie etage10	225 300,00 DA
Corps d'état secondaire	98 911 200,00 DA
Finition	55 500 000,00 DA
Electricité	5 500 000,00 DA
Plomberie	10 500 000,00 DA
Menuiserie	12 000 000,00 DA
Penture	12 500 000,00 DA
Divers	1 500 000,00 DA



Résumé

Ce projet présente une étude d'un bâtiment à usage multiples, composé de deux sous sol, deux entresols, un rez de chaussée et 10 étages implanté dans la wilaya d'Oran. Cette étude se compose de quatre étapes :

- La première étape consiste une présentation général du projet, le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.
- La deuxième étape a permis d'étudier les différents éléments structuraux.
- Ensuite une troisième étape pour l'étude sismique de la structure et la détermination des sollicitations dues aux chargements.
- La dernière étape présente le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

Tous les calculs sont fait en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99) et aussi a l'aide des différents logiciels de calcul.

Mots clés :

Projet, Bâtiment, Béton, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99, management de projet, MS Project.

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة لعمارة متعددة الأغراض، مكونة من طابقين تحت ارضي، طابقين منخفضين، طابق أرضي و عشرة طوابق علوية بولاية وهران.

هذه الدراسة تتكون من 4 مراحل :

-المرحلة الأولى تحتوي على مقدمة عامة للمشروع بالإضافة إلى الأبعاد الأولية للعناصر و حمولة كل عنصر مكون لها.

-المرحلة الثانية تسمح بدراسة مختلف العناصر الهيكلية.

-ثم مرحلة رابعة مخصصة للدراسة الزلزالية للبنائية و حساب عروض مختلف العناصر المحملة.

-المرحلة الأخيرة تشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، العارضات و الأساسات).

كل الحسابات تأخذ بعين الاعتبار قواعد الحساب و التحقق للخرسانة المسلحة (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

الكلمات المفتاحية :

المشروع، البنائية، الخرسانة؛ SAP2000، BAEL91، RPA99/2003، إدارة المشاريع، MS Project

Summary

This project present a study of a multi-purpose building, compose of two basements, two mezzanines, a ground floor and 10 floors. This project is located in Oran.

Our study is divided to four stages:

-The first submit a presentation general about the project, the pre-dimensioning of the structure and the descent of the load.

-The second is special to study structural elements.

-The third stage was devoted for seismic study of the structure and the determination of solicitations due to loads.

-The last stage presents the reinforcement of resistance elements of the structure (foundation, columns, beams, walls sails).

All calculations are made taking into account regulations for calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003, BAEL91) and also using various calculation software.

Keywords:

Project, Building, Concrete, SAP2000, RPA99 modified 2003 99 BAEL91 modified, project management, MS Project