

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

MAMOUNI OMAR
TOUMI AMAR NADJIB

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+5+entre-sol) a usage multiple contreventé par des voiles porteurs

Devant le jury composé de :

Mr. AOUADI
Mr. REFFAS
Mme.MOHAMADI

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examineur

Année Universitaire 2020/2021

Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercier le bon dieu pour nous avoir guidés à bien mener ce travail.

Nos remerciements les plus vifs et chaleureux vont à notre promoteur *Mr Reffas Brahim*, pour son aide, sa disponibilité et son soutien.

Nous adressons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'évaluer notre

Dédicaces

Je dédie mon mémoire à mes chers parents :

Je vous remercie pour tout le soutien que vous me portez depuis mon enfance et pour toutes les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Puisse dieu, vous accorder santé, bonheur et longue vie
inchallah

Je le dédie :

A ma famille, à mes amis, à mes proches

OMAR

Dédicaces

Je dédie mon mémoire à mes chers parents :

Je vous remercie pour tout le soutien que vous me portez depuis mon enfance et pour toutes les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Puisse dieu, vous accorder santé, bonheur et longue vie
inchallah

Je le dédie :

A ma famille, à mes amis, à mes proches

Nadjib

SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
Chapitre I	
Introduction.....	3
présentation de l'ouvrage :.....	3
I.3.caractéristiques géométriques de la structure	5
I.4 : Description structurale.....	5
Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
Le béton	6
I.5.2 Les aciers.....	9
Règlementation et normes utilisés.....	11
Chapitre II	
Introduction.....	12
Les plancher	12
Plancher à corps creux	12
II .2.1.1. Les poutres principales.....	13
II.2.1.2 Les poutres secondaires	13
II.2.1.3. Les poutrelles	13
II.2.2 les dalles pleines.....	15
Pré dimensionnement des voiles	16
Pré dimensionnement de l'acrotère	17
Pré dimensionnement des poteaux	18
Pré dimensionnement des escaliers	18
Définition.....	18
Détermination de «h » et « g »	19
Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	20
Plancher des étages courants.....	20

Terrasse inaccessible	20
Dalle pleine des balcons.....	21
Les escaliers.....	21
Les murs extérieures (double parois en brique creuse).....	22
Descente de charge.....	22
Surface afférente poteau d-2	23
Vérifications.....	25
II.9. Conclusion	27
Chapitre III	
Introduction.....	28
Etude des poutrelles.....	28
Méthode de calcul.....	28
III.2.2 Schéma de ferrailage des poutrelles	40
Etude de la dalle de compression CBA (Art B.6.8.2.3).....	40
Ferrailage de Plancher à dalles pleins.....	40
III .4.1 panneau de dalle DP1	41
III.4.2 Panneaux DP2 DP3 DP4 DP5	43
Etude des escaliers.....	43
Étude de l'acrotère.....	46
Étude de la poutre palière.....	48
Dimensionnement.....	48
Ferrailage a la flexion simple	49
Calcul de la poutre palier à la torsion	49
Etude de la poutre de chainage.....	51
III.8.1Calcul des sollicitations	51

Chapitre IV

Introduction.....	54
Méthodes de calcul de la force sismique.....	54
Méthode statique équivalente.....	54
Méthode d'analyse dynamique.....	56
Modélisation de la structure.....	56
Analyse du comportement de la structure.....	59
Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale.....	61
Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique.....	61
Vérification de l'interaction (voiles portiques).....	62
Sous charge verticale.....	62
Sous charges horizontales.....	62
Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux.....	63
Justification vis à vis de l'effet P-.....	64
Vérification de l'effort normal réduit.....	65
Conclusion.....	66

Chapitre V

Introduction.....	67
Étude des poteaux.....	67
Recommandations du RPA99/2003.....	67
Les armatures longitudinales (art 7.4.2).....	67
V.2.1.2. Armatures transversales (Article 7.4.2.2).....	69
Les sollicitations dans les poteaux.....	69
Calcul du ferrailage.....	70
Ferrailage longitudinal.....	70
Ferrailage transversal.....	71

Vérifications.....	71
V.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	71
V.2.4.2. Vérification des contraintes	72
V.2.4.3 Vérification aux sollicitation tangentes pour les poteaux	74
Etude des poutres.....	75
V. 3. 1. Recommandations du RPA99/Version 2003	76
V. 3. 1.1. Armatures longitudinale	76
Armatures transversales (Art 7.5.2.2)	76
Recommandation de BAEL 91/99	77
V. 3. 1.4. Calcul de ferrailage.....	77
Les armatures longitudinales.....	77
Vérification des armatures selon le RPA 99.....	77
Armatures transversales	78
Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2).....	78
Vérifications ELS BAEL91 (Art E.III.1)	79
V3.1.10. Schéma de ferrailage des poutres	80
Etude des voiles.....	81
Recommandation du RPA.....	82
Armatures verticales	82
Les armatures horizontales.....	82
Ferrailage	84
Schéma de ferrailage	88
Conclusion	88

Chapitre VI

Introduction.....	89
Choix du type de fondations.....	89
Vérification des semelles isolées.....	89
Vérification des semelles filantes.....	90
VI.3 Étude des poutres de rigidité.....	95
VI.4. Voile Périphérique.....	96
CONCLUSION.....	101
CONCLUSION GENERALE ANNEXES	
BIBLIOGRAPHIE	
LES PLANS	

Chapitre I : Généralité

Figure I.1 façade principale du bâtiment

Figure I.2 Diagramme contraintes- déformations du béton

Figure I.3 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

Figure I.4 Diagramme contraintes- déformations d'acier

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1. Coupe plancher à corps creux

Figure II.2. Disposition des poutrelles

Figure II. 3. Coupe transversale d'une poutre

Figure II.4. Coupe de voile en élévation

Figure II.5. Coupe transversale de l'acrotère

Figure II.6. Schéma de terminologie d'escalier

Figure II.7. Schéma de la volée1

Figure II. 1. Surface afférente du poteau

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

figure.III.1. Schéma statique de la poutrelle

figure.III.2. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 1

Figure.III.3. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles Type1

figure.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Figure.III.5. Schéma statique de la dalle DP1

Figure.III.6. Shéma de ferrailage de panneau DP1

Figure.III.7. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant

Figure.III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant

Figure.III.9. Schéma statique de palier de repos

Figure.III.10. Les sollicitations sur l'acrotère

Figure.III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Figure.III.12. Schéma statique de la poutre palière

Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière

Figure.III.14. Schéma statique de la poutre de chaînage

Figure.III.15. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1.vue en 3D de la structure modélisée

Figure IV.2. Disposition des voiles

Figure IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant X) (T=0.52s)

Figure IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant Y) (T=0.48 s)

Figure IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant Z) (T=0.34 s)

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Zone nodale

Figure V.2. Section du poteau

Figure V.3. Les moments résistant dans la zone nodale

Figure V.4. Schémas des contraintes

Figure V.5. Schéma de ferrailage Vx1 au niveau de RDC

Chapitre VI : Etude de l'infrastructures

Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Figure VI.2. Semelle filante

Figure VI.3. : Différentes charges agissant sur la semelle.

Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux

Figure VI.5: les charges agissant sur la poutre de rigidité

Figure VI.6. Schéma de ferrailage des nervures

Figure VI.7. Diagramme des contraintes à L'ELU.

Figure VI.8. Diagramme des contraintes à l'ELS

Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

FigureVI.12. Schéma de ferrailage du voile Périphérique

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau. II.1. Pré dimensionnement des dalles pleines

Tableau II.2. Dimensionnement des voiles

TableauII.3. Pré dimensionnement des escaliers

Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant

TableauII.5. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Tableau II.6. Evaluation des charges sur dalle plein des balcons

Tableau II. 1. Evaluation des charges du palier

Tableau II.2. Evaluation des charges de la volée

Tableau II.9. Evaluations des charges dans les murs extérieurs

Tableau II.10. Résumé de la descente de charge pour poteau B-3

Tableau II.3 Vérification de la résistance à la compression simple

Tableau II.12. Vérification de la stabilité de forme

Chapitre III. Etude des éléments Secondaires

Tableau.III.1. Les différents types de poutrelles

Tableau.III.2. Les différentes charges sur les poutrelles

Tableau.III.3. Sollicitations maximales dans les différents étages

Tableau.III.4. Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Tableau.III.5 Vérifications de l'effort tranchant en travée

Tableau.III.6. Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire

Tableau.III.7. Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive

Tableau.III.8. Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible

Tableau.III.9. Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible

Tableau III.10. Schémas de ferrailage des poutrelles

Tableau.III.11. Ferrailage des panneaux DP2 DP3 DP4 en travée et en appuis

Tableau.III.12. Vérification des contraintes en travée

Tableau III.13. Vérification des contraintes en appuis

Tableau.III.14. Ferrailage de palier de repos

Tableau.III.15. Les combinaison d'action de l'acrotère

Tableau III.16. Ferrailage de l'acrotère

Tableau. III.17. Ferrailage de la poutre palière en travée et en appuis

Tableau.III.18. Section d'armature en travée et en appuis de la poutre palière

Tableau. III.19. Vérification de l'état limite de compression de béton

Tableau.III.20. Ferrailage de la poutre de chaînage

Tableau.III.21. Vérification de l'état limite de compression de béton

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeur des pénalités

Tableau V.2. Période de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Tableau IV.5. Interaction sous charge verticale

Tableau IV.6. Interactions sous charge horizontales

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements relatifs

Tableau IV.8.vérification de vis à vis de l'effet P- Δ

TableauIV.9. Vérification de L'effort normale réduit des poteaux

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux

Tableau V.3 Ferrailage des poteaux

Tableau V.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Tableau V.5 Vérification du flambement

Tableau V.6 Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux

Tableau V.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Tableau V.8 schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.9 Ferrailages des poutres principales et secondaires

Tableau V.10 Vérifications des contraintes tangentielles

Tableau V.11 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau V.12 Vérifications de l'état limite de compression du béton

Tableau V.13 Vérification de la flèche pour les poutres

Tableau V.15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

Tableau V.16 Les moments résistant dans les poteaux

Tableau V.17 Vérification des zones nodales selon le sens principal

Tableau V.18 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Tableau V.19 Les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} , V_{x4} , V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4}

Tableau V.20 Ferrailage du voile V_{x1}

Tableau V.21 Ferrailage du voile V_{y1}

Chapitre VI : Etude de l'infrastructures

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Tableau VI.2. Vérification des contraintes a l'ELS

Tableau VI.3. Vérification des contraintes a l'ELS

Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures selon des deux sens.

Tableau VI.5. Ferrailage des nervures

Tableau VI.6. Vérification des contraintes a l'ELS

Tableau VI.7. Ferrailage du voile périphérique

Tableau VI.8. Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Symboles Et Notations

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : La largeur (m).

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite du béton

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

C_u : La cohésion du sol

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

d : Hauteur utile.

E : Actions accidentelles

Es : Module d'élasticité de l'acier

Ev_j : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Ei_j : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

e : Epaisseur, Excentricité

fbu : Contrainte de compression du béton à l'ELU

fc_j : Résistance caractéristique de compression à j jour

ft_j : Résistance caractéristique de traction à j jour

fe : Limite d'élasticité de l'acier

F : Force ou action générale.

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf : La flèche totale.

G : Charges permanente

h_t : Hauteur totale du plancher.

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

h₀ : Epaisseur de la dalle de radier (cm)

ht : Hauteur de la nervure (cm)

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

k_c : Coefficient de portance.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

L_r : Longueur de recouvrement

l_s : Longueur de scellement

l_f : Longueur de flambement

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Q : Charges d'exploitation

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures

S_{bat} : Surface totale du bâtiment

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

τ : Contrainte de cisaillement (MPa).

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\bar{\tau}_u$: Valeur de cisaillement limite (MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Depuis longtemps le souci de l'homme se base sur la recherche d'un abri pour se protéger des conditions extérieures que la nature lui réserve ce dernier doit être résistant par rapport au phénomène naturel que le séisme.

Pour atteindre cela il essaie toujours de développer des nouvelles techniques et systèmes de construction en utilisant des nouveaux matériaux plus résistants, économiques et qui facilite la réalisation.

Parmi ces systèmes de construction on a le béton armé, la construction métallique, la construction mixte (acier –béton) ...etc.

La construction des bâtiments devrait être de plus en plus le résultats d'une coordination d'étude technique, esthétique et économique permettant à l'ouvrage de s'intégrer dans une structure répondant aux besoin de l'homme.

La structure étudiée composé de 6 niveaux sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, des plancher qui constituent les diaphragmes.

Notre travail se subdivise en six chapitres à savoir :

Le premier chapitre consacré pour les généralités, dont nous avons essayé de donner une vue générale sur la structure, les caractéristiques et la définition des matériaux utilisés, du site d'implantation ainsi les règlements utilisés.

Le deuxième chapitre réservé pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure, dans le but d'arrêter les sections de départ qui peuvent être redimensionné pour satisfaire les différentes vérifications.

Le troisième chapitre portera pour le ferrailage des éléments non structuraux (plancher, escalier)

Le chapitre quatre : dans ce dernier nous avons traité la partie la plus importante qui est l'étude dynamique. Ce chapitre basé sur l'analyse du modèle de la structure on 3D sur logiciel ETABS V16, et de se tenir compte de toutes les recommandations de RPA. Ainsi, il nous permettra d'avoir arrêté les sections définitives.

Le chapitre cinq : ce chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutre, voilés)

Le sixième chapitre consacré pour l'étude de l'infrastructure, dans cette partie on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur.

Une fois passé par l'ensemble de ce cheminement, on va pouvoir tirer une conclusion générale qui englobera toutes les remarques constatées et une idée générale sur les résultats obtenus.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

L'étude de génie civil d'une structure donnée nécessite la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie, etc. Aussi il est nécessaire de connaître son environnement :

Le site d'implantation, la topographie et la nature du sol ainsi que la zone sismique du site...etc.

L'ingénieur doit avoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage

En plus à ce qui est cité précédemment l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude les règles de constructions en vigueur, tout en tenant compte à la fois le facteur sécuritaire et économique. Pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer.

Dans ce chapitre on va présenter l'ouvrage étudié, et on va donner un aperçu sur les matériaux ainsi que sur les règlements utilisés dans l'étude.

A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description de la structure étudiée par la définition des différentes dimensions, les plans architecturaux et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés et aussi la classification du site.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié dans ce présent travail est un bâtiment de 19.92 m de hauteur à usage multiple composé d'un entre sol, d'un rez-de-chaussée et cinq étages destinés à accueillir des logements.

La structure étudiée se compose d'un rez-de-chaussée d'une surface $152.60m^2$ à usage commerciale et cinq étages qui vont contenir 10 logements à usage d'habitation, chaque niveau contient deux (02) types d'appartements F3 de surface différente :

-Étage de 1 à 4 d'une surface de $106.55 m^2$ et étage N°5 d'une surface $106.15m^2$ pour le type 1

-Étage de 1 à 4 d'une surface $106.05 m^2$ et étage N° 5 $105.55m^2$ pour le type 2 et un entre sol(ES).

Les étages sont presque identiques et aussi une absence totale d'étage avec terrasses qui explique la non existence de décrochement important qui peuvent être source d'irrégularités en élévation.

La structure étudiée sera implantée à lekhdaria et selon la classification du RPA99/2003 la zone sismique d'importance IIA donc il est classé d'après les règles parasismiques algérienne RPA99/2003 dans le groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne.

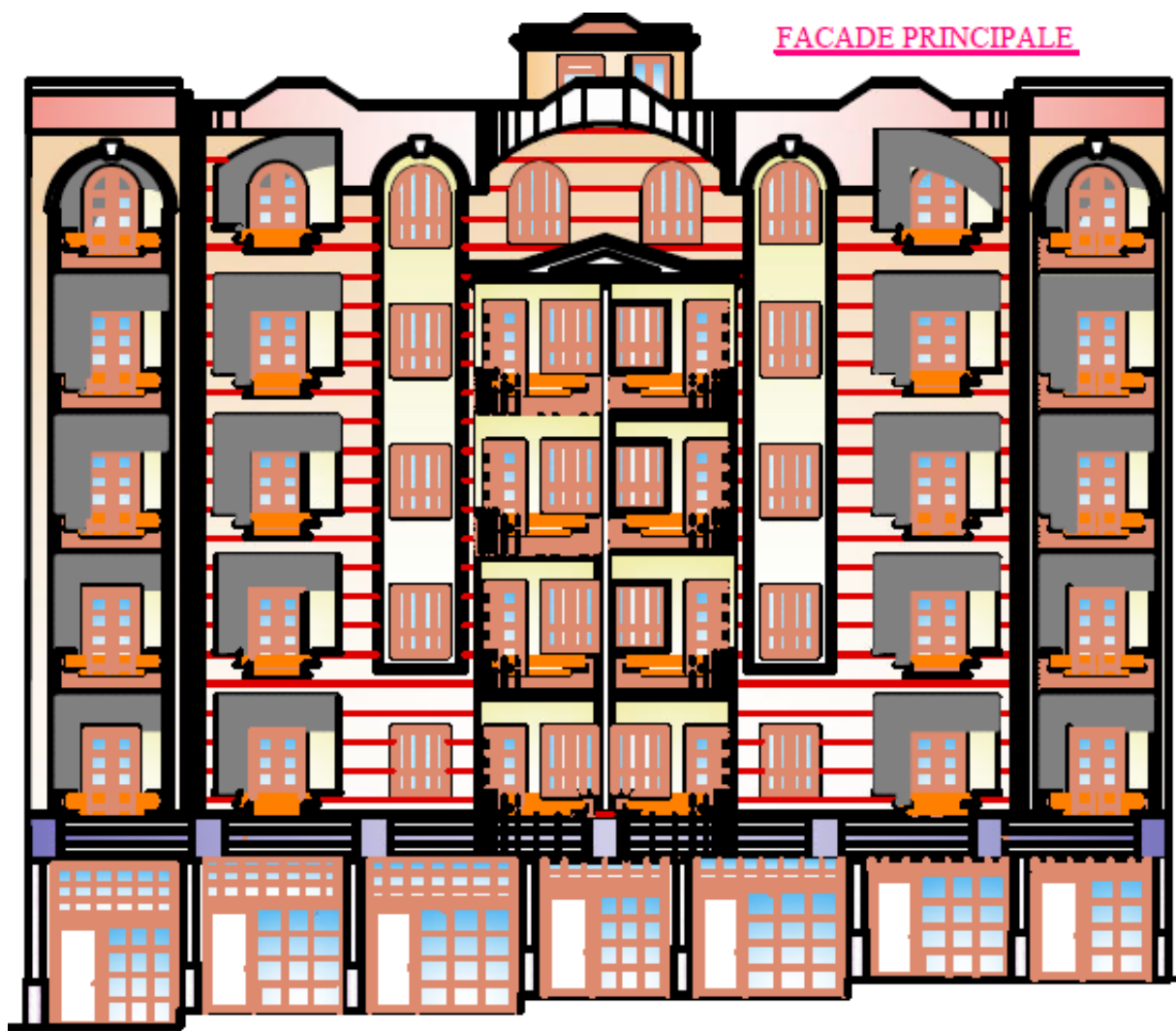


Figure 1.1 : façade principale du bâtiment

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure

La structure représente une forme rectangulaire et ses dimensions essentielles sont les suivantes :

❖ Dimensions en plan

- La longueur totale du bâtiment : $L = 24.7\text{m}$
- La largeur totale du bâtiment : $L = 14.25\text{m}$

❖ Dimensions en élévation

- Hauteur total du bâtiment est $h_t = 19.92\text{m}$
- Hauteur du RDC : $h_{\text{RDC}} = 3.06\text{m}$
- Hauteur d'étage : $h_{\text{etg}} = 3.06\text{m}$
- Hauteur de entresol : $h_{\text{es}} = 3.06\text{m}$

❖ Données du site

- Le bâtiment est implanté à la ville de lekhdaria, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone *Ila*).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I.4 Description structurale

Le bâtiment étudié est une structure en béton armé qui sera probablement contreventées avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) entrecoupés par des voiles en béton armé, vu que sa hauteur qui est dépassée 14 m d'après (RPA2003), avec 2 types de plancher corps creux (diaphragme) et en dalle plein (balcon), Les étages sont séparés avec des cloisons en maçonnerie (en brique et mortier).

Contreventement : La hauteur de la structure et de 19.92 m, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte dotée par des voiles et des portiques (Article 3-4-A-1-a RPA 99 révisé en 2003)

Les escaliers : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau a un autre réalisés en béton armé coulés sur place le projet étudié constitué d'escalier a deux volées identiques pour toutes les niveaux.

Revêtement : Le revêtement du bâtiment est composé de :

- Carrelage pour les Chambers, les colories et l'escalier.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les façades.
- Céramique pour les salles d'eaux et la cuisine.

Les planchers: constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un Diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux Éléments de contreventement.

Les maçonneries : sont des murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm, et les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

L'acrotère : Est un élément d'en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

L'infrastructure : L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure système de contreventement.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leurs choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité surplace et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, la classe de béton choisie est de C25/30.

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003 (7.2.1), pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa. Par contre sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

- **Résistance caractéristique à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} . D'après (CBA 93 art A.2.1 ,11) on a pour f_{cj} les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \text{➤ Pour des résistances } f_{c28} \leq 40\text{MPa} & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \\ \text{➤ Pour des résistances } f_{c28} > 40\text{MPa} & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \end{aligned}$$

- **Résistance caractéristique à la traction**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.6 f_{cj} & \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases} \quad [\text{CBA93}](\text{Art A. 2.1.1.2})$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Diagramme Contraintes et déformations

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

Le diagramme parabole rectangle présenté sur la figure (1.6) est un diagramme contraintes-déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

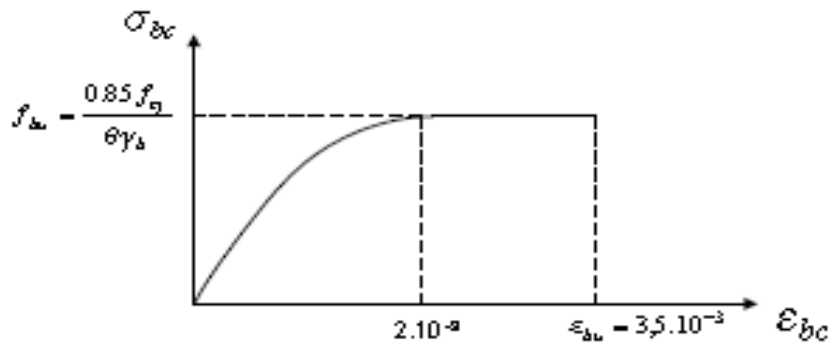


Figure I.2 Diagramme contraintes- déformations du béton

Dont

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas général

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

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

$$0‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \quad \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc} \cdot (4 - 10^3 \cdot \epsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰ \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié présenté sur la figure (1.5).

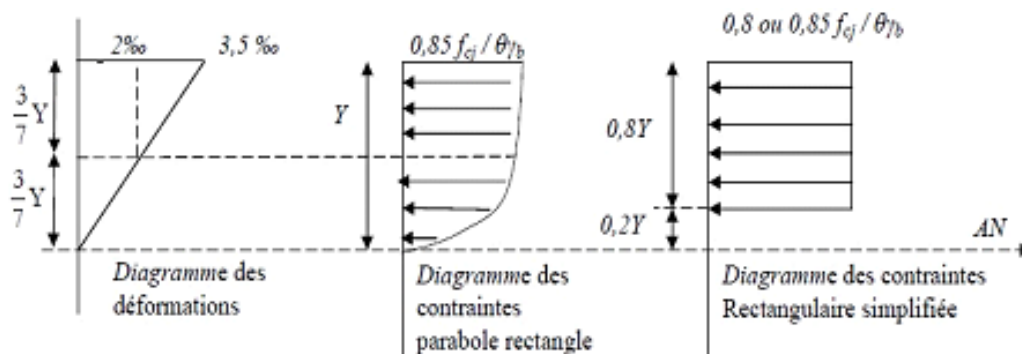


Figure I.3-Diagrammes des contraintes rectangulaires simplifiées du béton

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

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ dans les autres cas.

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

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

$\Rightarrow 0.85 \times f_{cj} / \gamma_b$: pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

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

- **Contrainte admissible de cisaillement**

D'après l'article A.5.2.11 de BAEL91

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

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \quad \text{avec } \begin{array}{l} b_0: \text{largeur de la pièce} \\ d: \text{hauteur utile} \end{array}$$

- **Module de déformation longitudinal du béton**

- **Module de déformation instantanée [CBA93] (Art. A. 2. 1. 21)**

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

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

- **Module de déformation différée [CBA93] (Art. A. 2. 1. 22)**

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

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

- **Module de déformation transversale**

- **Coefficient de poisson:** c'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinal

D'après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à:

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$$

I.5.2 Les aciers

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir

des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant la rupture.

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

Acier naturel Fe E 215, Fe E235

- a) Acier à haute adhérence Fe E 400, Fe E500
- b) Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5\text{mm}$

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

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

• **Les contraintes de calcul aux états limites**

a) À l'état limite ultime

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

avec $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$

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

$\gamma_s = 1,15$ cas général,

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

Diagramme contrainte- déformation :(ELU)

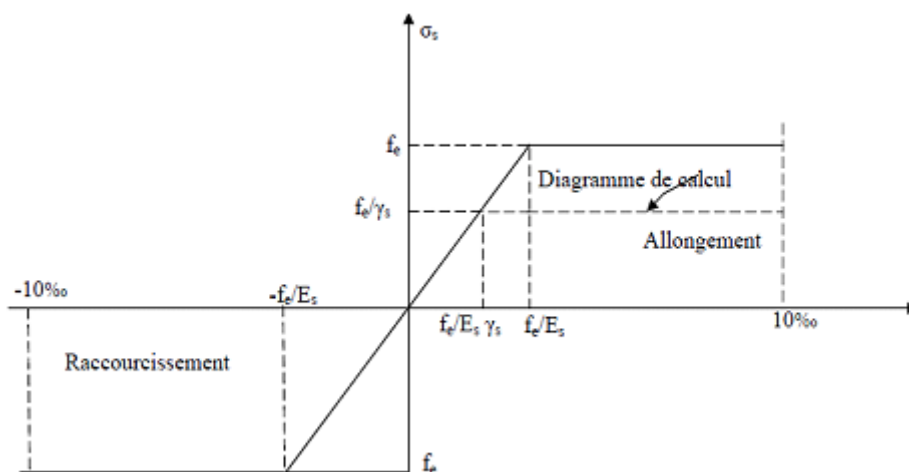


Figure I.4- Diagramme contraintes- déformations d'acier

Contrainte limite de traction des armatures

b) à l'état limite de service :

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

Avec: η coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour ronds lisses} \\ 1,6 \text{ pour les hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 \text{ pour les hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

I.6 Règlementation et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés pour la réalisation de ce travail sont :

- ✓ DTR BC 2.33.2 : Méthode de calcul des fondations profondes.
- ✓ DTR BC 2.42 : Règle de Conception et de Calcul des parois et murs en béton armé banché.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ DTR BC 2.33.1 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ BAEL 91/Version99 : Béton aux états limites
- ✓ CBA93 : code de béton armé.
- ✓ RPA99 : règles parasismique Algériennes version 2003.

I.7 Conclusion

La structure présentée est une structure multi étage avec une forme régulière qui est constituée en béton armé. La structure sera probablement formée par des ossatures voiles portiques est contreventé par des voiles et des planchers sous forme de diaphragme rigide. La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et une résistance à la traction de 2.1 MPa, on distingue deux modules d'élasticité du béton, instantané est de 32164.2MPa et différé de 10818.87 MPa, On utilise aussi un acier de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction et à la compression et un module d'élasticité de 200 000MPa.

Chapitre II

**Pré-dimensionnement des éléments
de la structure**

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et le DTR.

II.2. Les plancher

II.2.1. Plancher à corps creux

Est composé essentiellement de corps creux, des poutrelles et de dalle de compression.

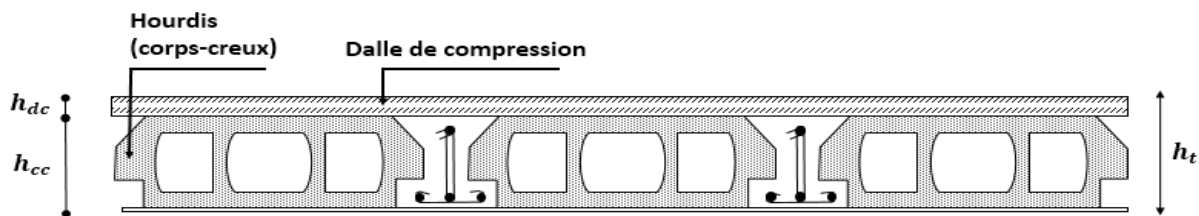


Figure II.1. Coupe plancher à corps creux

Le pré dimensionnement d'un plancher corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA93, ART.6.8.4.2.4})$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

h_t : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{380-30}{22.5} = 15,55 \text{ cm} \quad \text{donc on adoptera des planchers de hauteur } (16 + 4) = 20 \text{ cm}$$

avec :

16 cm : hauteur de corps creux (h_{cc}).

4 cm : hauteur de dalle de compression (h_{dc}).

➤ Dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne droit à section rectangulaire, en T ou en I, on distingue deux types (poutres principales et poutres secondaires).

Le dimensionnement d'une poutre est déterminé en respectant les exigences du BAEL 91.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL 91/99})$$

Avec

L_{\max} : Longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis

h : Hauteur de la poutre

II.2.1.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$L_{pp} = 480 - 30 = 450 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

on adopte pour une section rectangulaire ($b * h$) = (30*40) cm²

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.1.2 Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$L_{ps} = 380 - 30 = 350 \text{ cm} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

on adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×35) cm²

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.1.3. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les Charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simples.

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Le critère de la petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée
- **Le critère de continuité** : le sens où il y a plus d'appuis

Pour la structure à étudier, la disposition des poutrelles est effectuée selon des deux critères, les petite portée suivant le sens (x), et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivante.

Vu en plan des étages courants

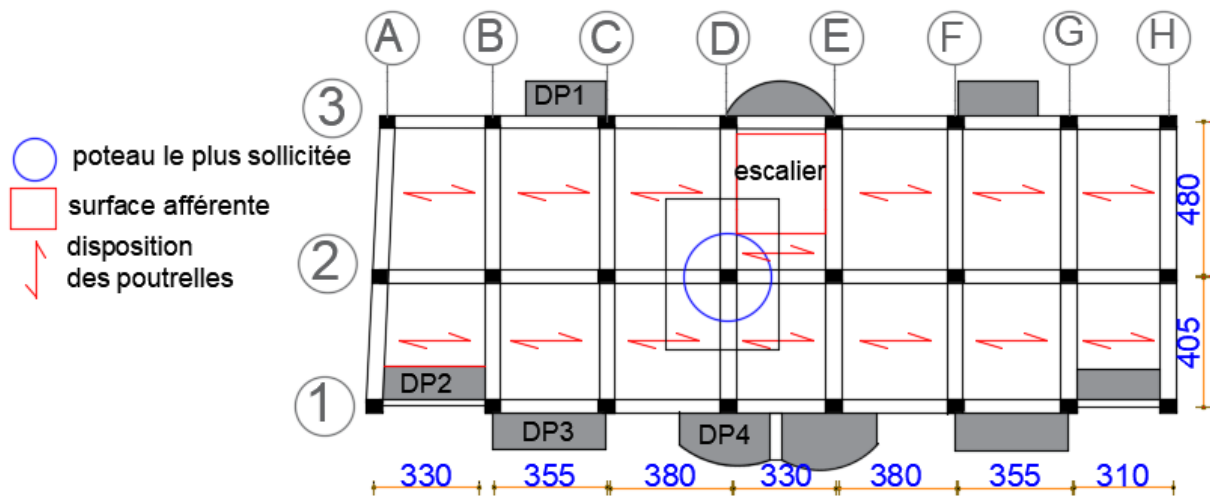


Figure II.2. Disposition des poutrelles

h_t : Hauteur total de la poutrelle

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : largeur de la nervure tel que $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$ soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

b : largeur de la table de compression est calculée à partir de l'expression suivant :

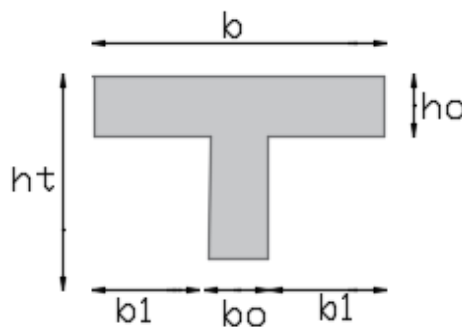


Figure II. 3. Coupe transversale d'une poutre

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \text{ (CBA93 Article A.4.1.3)}$$

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad L_y = 405 - 30 = 375 \text{ cm} \quad h_t = 20 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27.5 \text{ cm}, 37.5 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow b \leq 65 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 65 \text{ cm}$$

II.2.2 les dalles pleines

Le projet étudié comporte quatre types de dalles (dalle sur 1,2,3, appuis), leur pré dimensionnement se fait selon deux critères (résistance et coupe-feu) CBA 93. Le résumé de cela réunit dans le tableau ci-dessous :

➤ Résistance au feu

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

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 14 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu

➤ Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

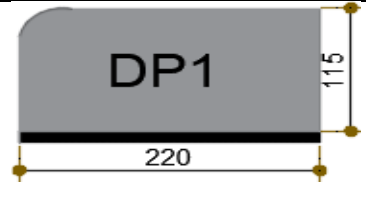
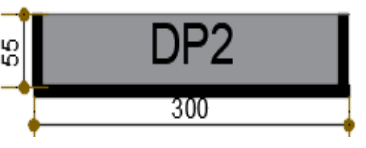
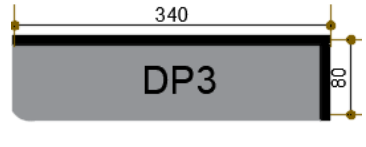
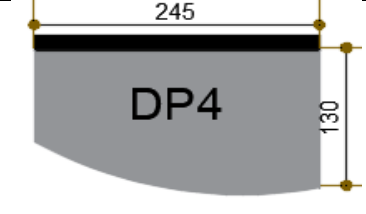
$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis}$$

L_x : La petite portée du panneau.

e : épaisseur de la dalle

Tableau II.1. Pré dimensionnement des dalles pleines

Type de dalle	schémas	Etage	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) critère de résistance
Type 1		1,2,3,4,5	1.15	2.20	0.52	$e \geq 5.75$
Type 2		1,2,3,4,5	0.55	3.00	0.18	$1.1 \leq e \leq 1.37$
Type 3		1,2,3,4,5	0.8	3.40	0.23	$2.28 \leq e \leq 2.66$
Type 4		1,2,3,4	1.30	2.45	0.53	$e \geq 6.5$

Remarque : le critère de coupe-feu donne l'épaisseur (e) important de lui on opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) une épaisseur : $e = 15$ cm

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments continus assurant, d'une part le transfert des charges verticales et d'autres part la stabilité sous l'action des charges horizontales

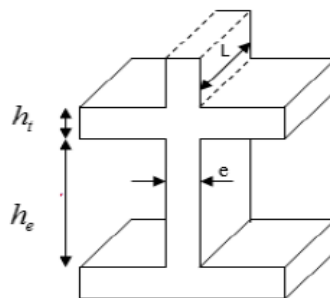


Figure II.4. Coupe de voile en élévation

Le dimensionnement des voiles se fait selon les recommandations de **RPA 99/2003** (Article 7.7.1)

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

$$L_v \geq 4 \times e$$

L_v : Longueur de voile

e : épaisseur de voile

h_p : Hauteur de la poutre = 40 cm

h_e : Hauteur libre de d'étage ($h_e = \text{hauteur d'étage} - 40 \text{ cm}$)

Les dimensions sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2. Dimensionnement des voiles

Etages	h_e (cm)	$e \geq h_e/20$ (cm)	e choisie (cm)	L_v (cm)
les niveaux	266	13.3	15	60

II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est élément structural en béton armé ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales et l'accrochage de matériaux de travaux de l'entretien .il est considéré comme une console encastree à sa basse soumise à son poids propre G et une charge horizontale Q et une force sismique f_p

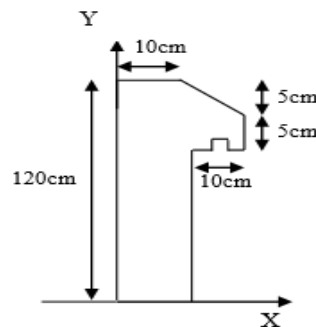


Figure II.5. Coupe transversale de l'acrotère

Soit :

$$S : \text{ la section de l'acrotère } S = \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 1.2) = 0.127 \text{ m}^2$$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

$$\text{D'après le RPA 99/version 2003 page 65 : (zone IIa) } \left\{ \begin{array}{l} \min(b1 , h1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b1 , h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \end{array} \right.$$

On opte préalablement des sections des poteaux carré (b x h) comme suit :

Entre sol RDC (45*45)

1^{er} et 2^{ème} étage (40*40)

3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étage (35*35)

II.6. Pré dimensionnement des escaliers

II.6.1. Définition

L'escalier est une construction on béton armé constituée d'une suite régulière de marches et des contre marches reposant sur une paillasse, permettant le passage d'un étage a un autre les différents éléments de l'escalier sont nommés

comme suit :

- (1) e : épaisseur de la paillasse
- (2) L₀ : longueur projetée de la volée
- (3) g : giron
- (4) h : hauteur de la contre marche
- (5) H : hauteur de la volée
- (6) α: Inclinaison de la paillasse d'escalier
- (7) : emmarchement

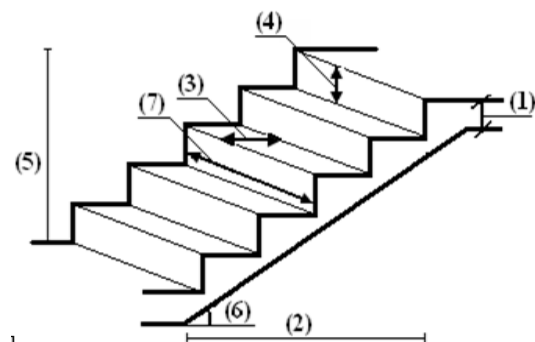


Figure II.6. Schéma de terminologie

II.6.2. Détermination de «h » et « g »

$14 < h < 18$ avec $h = \frac{H}{n}$ (n : nombre de contre marche).

$25 < g < 32$ avec $g = L_0 / (n-1)$ (L_0 : longueur utile).

Suivant la loi de BLANDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Remplaçant h et g : $2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$

Dans notre cas on a les volées 1 et 2 de l'escalier d'étage courant l'escalier de RDC sont identiques

On a $L_0 = 2.2 \text{ m}$ $H = 1.47 \text{ m}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$$

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 147 + 220) n + 2 \times 147 = 0$$

$$64 n^2 - 578n + 294 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta}$$

$$= 508.74 \Rightarrow \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

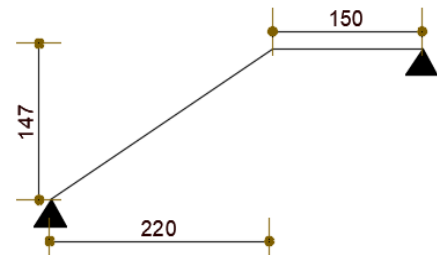


Figure II.7. Schéma de la volée

Calcul de giron et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{220}{8} \Rightarrow g = 27.5 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{147}{9} = h = 16.33 \text{ cm}$$

Inclinaison de la pailasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{147}{220} \Rightarrow \alpha = 33,75^\circ$$

Épaisseur de la pailasse

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

$$L = Lv + Lp = 2.64 + 1.5 = 4.14 \text{ m}$$

$$\frac{414}{30} \leq e \leq \frac{414}{20} \Rightarrow 13.8 \text{ cm} \leq e \leq 20.7 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } e = 20 \text{ cm}$$

II.7 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

II.7.1. Plancher des étages courants

Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher étage courant

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.2	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanent total G	5.21 KN/m ²		
Q étage courant	1.5 KN/m ²		
Q étage commercial (RDC)	5 KN/m ²		

II.7.2. Terrasse inaccessible

Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Gravions de protection	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pont	0.1	22	2.20
Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
Plancher corps creux	0.2	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente total	G = 6.18 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m ²		

II.7.3. Dalle pleine des balcons

Tableau II.5. Evaluation des charges sur dalle pleine des balcons

Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Dalle pleine	0.12	25	3
Carrelage	0.02	20	0.4
mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de mortier de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente total	G = 4.52 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 3.5 KN/m ²		

II.7.4. Les escaliers

Palier :

Tableau II. 6. Evaluation des charges du palier

Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier	0.15	25	3.75
Enduit de mortier de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente total	G = 5.27 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/ m ²		

Volée :

Tableau II.7. Evaluation des charges de la volée

Couche des matériaux		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type 1
				Volée 1 et2
Paillasse		25	0.2/cos(α)	5.92
Carrelage	Horizontal	22	0.02	0,44
	Vertical	22	0.02h/g	0,25
Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0,40
	vertical	20	0.02h/g	0,23
Enduit de ciment		18	0.02/cos(α)	0,43
Poids des marches		22	h/2	1,87
Charge permanente totale		G= 9.54 KN/m ²		
Surcharge d'exploitation		Q=2.5 KN/m ²		

II.7.5. Les murs extérieurs (double parois en brique creuse)

Tableau II.8. Evaluations des charges dans les murs extérieurs

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	ChargesKN/m ²
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,15	/	1,30
Lame d'air	0,05	/	/
Brique creuse	0,10	/	0,90
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale			G =2,76KN/m ²

II.8 Descente de charge

On fait appelle à la descente de charge pour d'étudier le transfert des charge et surcharge revenant à chaque élément porteur de la structure de puis le haut jusqu'aux fondation, tout en utilisant la loi de dégression des charges d'exploitation **DTR. B.C 2.2.ART .6.3**

Sous la terrasse : Q_0

Sous le dernier étage Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 \times n (Q_1+Q_2+\dots Q_n)$.

II.8.1. Surface afférente poteau D-2

$$S_1 = 1.88 \times 1.5 = 2.82 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.75 \times 1.88 = 3.29 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.75 \times 2.25 = 3.93 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.8 \times 1.5 = 2.7 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 1.5 \times 0.45 = 0.675 \text{ m}^2$$

S_1, S_2, S_3, S_4 : surfaces des plancher à corps creux

$$\Sigma S_{iG} = 12.74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff } Q} = [0.3(1.88 + 2.25 + 1.5 + 1.75)] + S_{iG}$$

$$S_{\text{aff } Q} = 14.95 \text{ m}^2$$

❖ Plancher entre sol

$$P_G = 5.21 \times 12.74 + 9.54 \times 0.675 = 72.81 \text{ KN}$$

$$P_Q = 5 \times 14.95 + 2.5 \times 0.675 = 76.43 \text{ KN}$$

❖ Plancher RDC et étage courant

$$P_G = 5.21 \times 12.74 + 9.54 \times 0.675 = 72.81 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1.5 \times 14.95 + 2.5 \times 0.675 = 24.11 \text{ KN}$$

❖ Plancher terrasse inaccessible

$$P_G = 6.18 \times 13.41 = 82.90 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1 \times 13.41 = 13.41 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres :

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.13 = 12.4 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.25 = 8.53 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = 20.93 \text{ KN}$$

➤ Poids des poteaux :

$$\text{Poteaux entre sol et RDC : } G_P = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 1}^{\text{er}} \text{ étage et 2}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_P = 25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 3}^{\text{eme}} \text{ et 4}^{\text{eme}} \text{ et 5}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_P = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ KN}$$

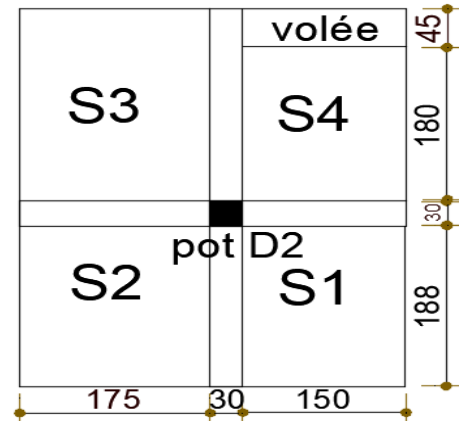


Figure II.8. Surface afférente du poteau

➤ Poids des murs

Pour étage courant : $G_M = 2.86 \times 2.76 (1.5 + 1.75) = 25.18 \text{ KN}$

Avec $N_u = 1.35G_{cumulée} + 1.5Q_{cumulée}$

Tableau II.9. Résumé de la descente de charge pour poteau D-2

Niveau	Eléments	G(KN)	$G_{cumulée}$	Q(KN)	$Q_{cumulée}$	Nu
N7	Plancher	82.90	103.83	13.41	$Q_0=13.41$	160.28
	Poteaux	0				
	Poutres	20.93				
N6	Plancher	72.81	230.78	24.11	$Q_0+Q_1= 37.52$	367.83
	Poteaux	9.37				
	Poutres	20.93				
	Mur	25.18				
N5	Plancher	72.81	359.07	24.11	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$ $=59.21$	573.55
	Poteaux	9.37				
	Poutres	20.93				
	Mur	25.18				
N4	Plancher	72.81	487.36	24.11	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$ $=78.507$	775.69
	Poteaux	9,37				
	Poutres	20.93				
	Mur	25.18				
N3	Plancher	72.81	616.99	24.11	$Q_0+0,8(Q_1 \times 4)$ $=9.56$	847.27
	Poteaux	12.24				
	Poutres	20.93				
	Mur	25.18				
N2	Plancher	72.81	746.62	24.11	$Q_0+0,75(Q_1 \times 5)$	1163.66
	Poteaux	12.24				
	Poutres	20.93				

	Mur	25.18			=103.82	
N1	Plancher	72.81	877.58	76.43	$Q_0+0,71(Q_1 \times 6)$ = 116.11	1358.89
	Poteaux	15.49				
	Poutres	20.93				
	Mur	25.18				

Remarque : Les résultats obtenus montrent que l’effort normal ultime (Nu) de poteau D-2(1358.89KN) est important par rapport à celui de C-2 (1348.17 KN), ce qui conduit à conclure que le poteau le plus sollicitée de la structure est le poteau D-2.

II.8.2. Vérifications

Après la localisation du poteau le plus sollicité et en calculant les sollicitations correspondantes des un ensemble de vérifications doivent être effectués. Selon le CBA 93(Article B.8.11), l’effort normale ultime de compression Nu doit être majoré de 10 c’est-à-dire (Nu*= 1,10Nu).

✓ **Critère de résistance**

$$\sigma_b = Nu^* / B \leq \bar{\sigma}_b = f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec B : la section du poteau.

Tableau II. 10. Vérification de la résistance à la compression simple

Niveau	Nu	Nu*	B	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	observation
N7	160.28	176.30	0.105	1.67	14.2	vérifiée
N6	367.83	404.61	0.122	3.31	14.2	vérifiée
N5	573.55	630.9	0.122	5.17	14.2	vérifiée
N4	775.69	853.25	0.14	6.09	14.2	vérifiée
N3	847.27	931.99	0.14	6.65	14.2	vérifiée
N2	1163.66	1280.02	0.157	8.15	14.2	vérifiée
N1	1358.9	1494.79	0.157	9.52	14.2	vérifiée

✓ Critère de stabilité de forme

D'après CBA 93 (Article B.8.4.1), la vérification suivante est indispensable :

$$B_r \text{ opté} \geq B_r \text{ calculé}$$

$$Nu^* \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r \text{ opté} = (b - 2)(h - 2) \text{ cm}^2$ section réduite du poteau

$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2)$ avec $\lambda \leq 50$: coefficient réducteur

$L_f = L_0 \times 0.7$: longueur de flambement

$L_0 = h_e$: la hauteur libre de l'étage

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'entité}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : \text{l'élancement}$$

Tableau II.11. Vérification de la stabilité de forme

Niveau	Nu*	L_0 (m)	L_f (m)	i(m)	λ	A	$Br_{calculé}$	$Br_{opté}$	observation
N7	176.30	2.66	1.862	0,1010	18,429	0,805	0,0097	0,0924	vérifie
N6	404.61	2.66	1.862	0,1010	18,429	0,805	0,0222	0,1089	vérifie
N5	630.9	2.66	1.862	0,1010	18,429	0,805	0,0346	0,1089	vérifie
N4	853.25	2.66	1.862	0,1155	16,125	0,815	0,0462	0,1254	vérifie
N3	931.99	2.66	1.862	0,1155	16,125	0,815	0,0580	0,1254	vérifie
N2	1280.02	2.66	1.862	0,1299	14,334	0,822	0,0691	0,1419	vérifie
N1	1494.79	2.66	1.862	0,1299	14,334	0,822	0,0841	0,1419	vérifie

II.9. Conclusion

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre nous avons opter pour les sections suivantes plancher à corps creux (16+4) cm, les dalles pleine $e=15$ cm pour les dalles des balcons épaisseur des paillasse $e=20$ cm, épaisseur des voiles $e=15$ cm pour tous les niveaux, poutre principales $(30*40) \text{ cm}^2$, poutre secondaires $(30*35) \text{ cm}^2$ et les poteaux :

Entre sol et RDC (45*45)

1^{er} et 2^{ème} étage (40*40)

3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étage (35*35)

Chapitre III

Etudes des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Dans ce chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

Les planchers (corps creux et dalles pleines) ; Les escaliers ; L'acrotère

III.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles se sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastre aux poutres de rives. Ce sont des sections en T en béton armé sauvent à transmettre les charges repartir ou concentrées aux poutres principales.

III.2.1. Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Les méthodes calcul utilisées en béton armé sont :

Méthode forfaitaire

Méthode de Caquot

Méthode de Caquot minorée

✓ **Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)**

Conditions d'application de la méthode (BAEL91art B.6.2, 210)

➤ Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$

$Q=1.5\text{KN}/\text{m}^2 \leq \min (2 \times 5.21, 5\text{KN}/\text{m}^2) \rightarrow 1.5 \leq 5$ condition vérifiée.

➤ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$

$0.8 \leq 4.45 / 3.5 \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.0229 \leq 1.25$ condition vérifiée.

➤ Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées condition vérifiée.

➤ La fissuration est peu nuisible condition vérifiée.

On remarque que toutes les conditions sont satisfaites pour les différents types définies. Donc applique la méthode forfaitaire.

Exemple de calcul

Application de la méthode forfaitaire pour le premier type du plancher à usage habitation:
Etude d'une poutrelle en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2) :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1		Méthode forfaitaire
Type 2		Méthode forfaitaire
Type 3		Méthode forfaitaire

Tableau III.2. Les différentes charges sur les poutrelles

Nature	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (Kn/m ²)	p _u (Kn/m) 0.65 × q _u	q _s (Kn/m ²)	p _s (Kn /m) 0.65 × q _s
Terrasse inaccessible	6.18	1	9.843	6.397	7.18	4.667
Habitation	5.21	1.5	9.283	6.034	6.71	4.362

Calcul des sollicitations

À l'ELU $p_u = 6,034 \text{ Kn/m}^2$ / p_u : la charge transmise à la poutrelle à L'ELU

À l'ELS $p_s = 4,362 \text{ Kn/m}^2$ / p_s : la charge transmise à la poutrelle à L'ELS

Calcul des moments isostatique

À l'ELU

$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} M_0$: Moment isostatique

$M_{AB}^0 = \frac{6.034 \times 3.3^2}{8} = 8.213 \text{ KN.m}$

$M_{BC}^0 = \frac{6.034 \times 3.55^2}{8} = 9.505 \text{ KN.m}$

poutrelle.

$M_{CD}^0 = \frac{6.034 \times 3.8^2}{8} = 10.89 \text{ KN.m}$

À l'ELS

$M_{AB}^0 = \frac{4.362 \times 3.3^2}{8} = 5.937 \text{ KN.m}$

$M_{BC}^0 = \frac{4.362 \times 3.55^2}{8} = 6.871 \text{ KN.m}$

$M_{CD}^0 = \frac{4.362 \times 3.8^2}{8} = 7.873 \text{ KN.m}$

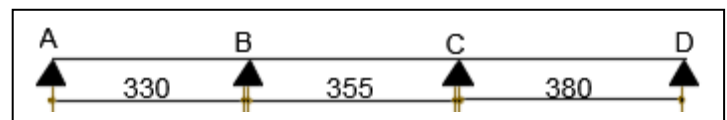


figure.III.1. Schéma statique de la

• **Moments aux appuis**

Appuis de rive

Aux niveaux des appuis de rives, les moments sont nuls ; au même temps le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration aux niveaux de ces appuis. Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égale a : $M_A^{rive} = M_D^{rive} = - 0.15M_0$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad , L = \max (LAB, LBC, LCD) = 3.8m.$$

ELU: $M_{uA} = M_{uD} = -1.633KN.m$

ELS: $M_{sA} = M_{sD} = - 1.18KN.m$

• **Appuis intermédiaires**

ELU : $M_{UB} = -0.5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 9.505 = - 4.752 KN.m$

$M_{UC} = -0.5 \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.89 = -5.44 KN.m$

ELS :

$M_{sB} = - 0.5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = - 0.5 \times 6.871 = - 3.435 KN.m$

$M_{sC} = -0.5 \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 7.873 = - 3.936KN.m$

• **Moments en travées**

Le moment max en travée est déterminé par les deux condition :

① $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$

② $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \quad \dots \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \quad \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.21} = 0.224$ degré de surcharge du planche

$$\left\{ \begin{array}{l} (1.2 + 0.3\alpha) = 1.2 + 0.3 \times 0.224 = 1.267 \\ (1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.224 = 1.067 \end{array} \right.$$

Mg, Md: sont les moments sur les appuis de gauche et droite de chaque travée considérée.

• **ELU**

Travée (AB)

$M_t + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max [1.064 \times M_0; 1.05 \times M_0]$ tel que : $M_0 = 8.213 KN.m$

$M_t \geq 0.814M_0 \dots \dots \dots (1)$

$$Mt \geq \frac{1.267 \times M_0}{2}$$

$$Mt \geq 0.632M_0 \dots \dots \dots (2)$$

Donc : $Mt = 6.68KN.m$

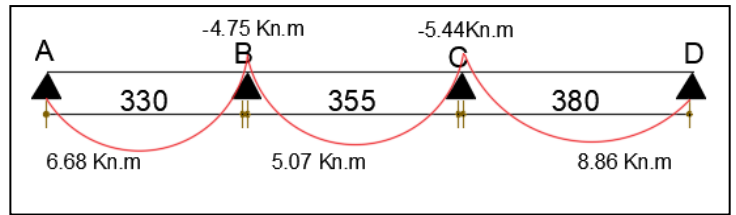


Figure.III.2. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 1

Travée (BC)

$$Mt + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max [1.064 \times M_0 ; 1.05 \times M_0] \text{ telque: } M_0 = 9.505 KN.m$$

$$Mt \geq 5.023 \quad (1)$$

$$Mt \geq \frac{1.067 \times M_0}{2}$$

$$Mt \geq 5.07 \quad (2)$$

Donc : $Mt = 5.07KN.m$

Travée CD

$$Mt + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max [1.064 \times M_0 ; 1.05 \times M_0] \text{ telque: } M_0 = 10.89 KN.m$$

$$Mt \geq 0.814M_0 \quad (1)$$

$$Mt \geq \frac{1.267 \times M_0}{2}$$

$$Mt \geq 0.633M_0 \quad (2)$$

Donc : $Mt = 8.864KN.m$

- **ELS**

Travée (AB)

$$M_0 = 5.937KN.m$$

$$Mt = 4.82KN.m$$

Travée (BC)

$$M_0 = 6.871KN.m$$

$$Mt = 3.62KN.m$$

Travée (CD)

$$M_0 = 7.87KN.m$$

$$Mt = 6.406 KN.m$$

Evaluation des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique à l'ELU : $0 = \frac{PU \times L}{2}$

Travée(AB)

$$V_A = \frac{6.034 \times 3.3}{2} = 9.956 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -10.951 \text{ KN}$$

Travée (BC)

$$V_B = 1.1 \times \frac{(6.034 \times 3.55)}{2}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{6.034 \times 3.8}{2}$$

$$V_C = -11.78 \text{ KN}$$

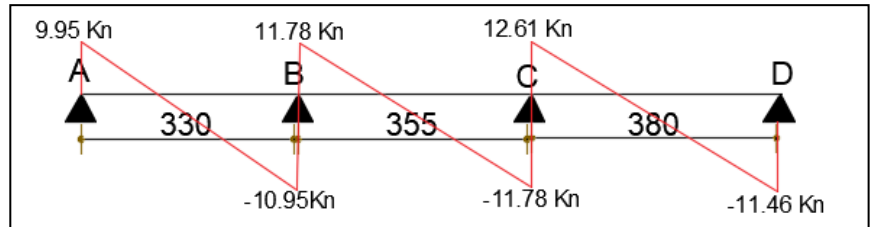


Figure.III.3. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles Type1

Travée CD

$$V_C = 1.1 \times \frac{(6.034 \times 3.8)}{2} = 12.611 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.034 \times 3.8}{2} = -11.464 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 12.61 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents étages

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive} \text{ (Kn.m)}$	$M_a^{int} \text{ (Kn.m)}$	$M_t \text{ (Kn.m)}$	$V \text{ (Kn)}$	$M_a^{rive} \text{ (Kn.m)}$	$M_a^{int} \text{ (Kn.m)}$	$M_t \text{ (Kn.m)}$
Habitation (T1)	-1.633	-5.44	8.864	12.61	-1.88	-3.93	6.406
Terrasse inaccessible (T1)	-1.73	-5.962	9.029	13.439	-1.26	-3.478	6.284

➤ **Ferraillage des poutrelles**

• **Exemple de calcul étage courant**

Sollicitation maximales

$$ELU \begin{cases} M_t = 8.864 \text{ Kn.m} \\ M_a^{int} = -5.44 \text{ Kn.m} \\ M_a^{rive} = -1.633 \text{ Kn.m} \\ V = 12.61 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t = 6.406 \text{ Kn.m} \\ M_a^{int} = -3.93 \text{ Kn.m} \\ M_a^{rive} = -1.88 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$;

$f_{28} = 25 \text{ Mpa}$

- Calcul des armatures en travée

Les poutrelles ont des sections en T, alors il faut calculer le moment équilibre par la table de décompression M_{tu} .

- Si $M_t \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. on calcule une section rectangulaire $b \times h$.
- Si $M_t > M_{tu}$ on calcule une section en T.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059072 \text{ Mn.m}$$

$M_{tu} = 59.072 \text{ Kn.m} > M_t^u = 8.864 \text{ Kn.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.00886}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0296 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0296 < u_l = 0.392 \Rightarrow A = 0$$

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0296} \right] = 0.037$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.037) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{0.00886}{0.177 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

- Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_t^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 1.43 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Calcul des armatures aux appuis intermédiaires

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = 0.118; \alpha = 0.157; Z = 0.168 \Rightarrow A_a^{\text{int}} = \frac{0.00544}{0.168 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2, A' = 0$$

- Calcul de l'armature aux appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0.035; \alpha = 0.045; Z = 0.176 \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = \frac{0.00163}{0.176 \times 348} = 0.266 \text{ cm}^2, A' = 0$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{int}} = 0.93 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Choix des barres

En travée : $A_t = 1.43 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA10 = 2.36 cm²

En appui intermédiaire : $A_a^{\text{int}} = 0.93 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 = 1.57 cm²

En appui de rive : $A_a^{\text{rive}} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0.79 cm²

Les résultats de ferrailage des poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Element	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$(A_{adoptée}$ m ²)
Travée	9.029	0.0301	0.038	0.177	2.20	1.41	2HA10+1HA12⇒2.70
Appuis Intermediaries	-5.96	0.129	0.174	0.167	1.02	0.21 7	2HA10⇒1.57
Appuis de rive	-1.73	0.037	0.047	0.176	0.28	0.21 7	1HA10⇒0.79

Vérifications à ELU

a) Vérification au cisaillement

La fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min \left(0, \frac{f_c^{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12.61 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.70 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ pas de risque de cisaillement

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

Pour les armatures transversales, on prend un étrier de ϕ_6 d'où : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

b) Espacement Armatures transversales St

L'espacement des armatures transversales st est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$\begin{cases} St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 16.2 \text{ cm} \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow st \leq 57 \text{ cm} \\ St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow st \leq 36.26 \text{ cm} \end{cases}$$

On a : $\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K=1$ (pas de risque de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Vérification divers**a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant****a .1) vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$a = \min [0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

$a \leq 0.9d = 0.162\text{m}$ soit : $a = 16\text{cm}$

Donc : $V_u = 12.61 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 106.8 \text{ KN}$ condition vérifiée.

a .2) vérification des armatures longitudinales**• Appuis de rives**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} 12.61 \times 10^{-3} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$A_L = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.44 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

• Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{\text{au}}^{\text{int}}}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(12.61 \times 10^{-3} - \frac{5.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -6.02 \times 10^{-3} \text{ cm}^2.$$

$A_l = -6.02 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

b) Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$\tau_u = 1.01 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

• Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables

➤ Vérification au cisaillement

Tableau. III.5. Vérifications de l'effort tranchant en travée

Plancher	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
Terrasse inaccessible	13.439	0.909	3.33	Vérifiée

Tableau. III.6. Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire

Plancher	V_u (Kn)	M_u^a (KN.m)	$A_{ladonté}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	Observation
Terrasse inaccessible	13.439	-5.96	3.93	-1.22	Vérifiée

Tableau III.7. Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive

Plancher	V_u (Kn)	$A_{adopté}$ cm ²	A_l cm ²	Observation
Terrasse inaccessible	13.439	3.15	0.47	Vérifiée

Vérifications des poutrelles à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouvertures des fissures.
- Etat limite de déformation.

❖ Etat limite d'ouvertures des fissures.

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de compression du béton.****Vérification des contraintes**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

• **En travée****1. Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$H = 2.44 \times 10^{-4} \text{ m} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b × h).

Calcul de l'axe neutre y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.5 = 0 \quad y = 3.917 \text{ cm}$$

2. Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3.917^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.917)^2 \Rightarrow I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

3. Contraintes

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.406 \times 10^{-3}}{8323.04 \times 10^{-8}} \cdot 0.0391 = 3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

• **En appuis intermédiaire**

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 7.15)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_b = \frac{3.93 \times 10^{-3} \times 7.15 \times 10^{-2}}{3990.78 \times 10^{-8}} = 7 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissure au niveau des appuis

Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.III.8. Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_S (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	6.284	2.36	0.03917	8323.04	2.94	15	Vérifiée
Enappui	-3.47	1.57	0.0715	3990.78	2.98	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite on doit vérifier la flèche :

Données : $L = 3.8 \text{ m}$; $M_0^s = 7.87 \text{ KN.m}$; $M_t^s = 6.406 \text{ KN.m}$; $M_t^s = 0.767 M_0^s$

- 1) $h \geq \frac{M_t^s}{15M_0^s} \times l \Rightarrow h = 20 \text{ cm} > 20.62 \text{ cm}$ condition non vérifiée.
- 2) $A \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée.
- 3) $L < 8 \text{ m}$ condition vérifiée.

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; L < 5 \text{ m} ; \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3.8}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

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

BAEL91 révisé 99

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

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^G = 0.767 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0.767 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0.767 \times (G + j \times l_0 \times \frac{l^2}{8}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^G = 7.523 \text{ Kn.m} \\ M_{ser}^j = 5.559 \text{ Kn.m} \\ M_{ser}^p = 6.295 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Avec : $j = G - G^{revêtement} = 5,21 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,40) = 3,85 \text{ Kn.m}$

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ Mpa} \end{cases}$$

• Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3.25 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.3 \end{cases} \quad \text{Avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.70}{10 \times 18} = 1.3 \%$$

• Calcul des σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{sre}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{sre}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{sre}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 190.95 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^j = 141.105 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^p = 159.79 \text{ MPA} \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} I = 8323.04 \text{ cm}^4 \\ y = 3.91 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu^g = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.6966 \\ \mu^j = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.6131 \\ \mu^p = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.6493 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_g = 13.24 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + b_0 \frac{(d-y_g)^2}{3} - \frac{(b-b_0) \times (y_g-h_0)^3}{3} + 15 \times A(d-y_g)^2 = 18516.5 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_f^{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^g} = 235.53 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^j} = 6800.96 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^p} = 6543.75 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu^g} = 10683 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f^{gi} = M_{sre}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 5.3677 \text{ mm} \\ f^{ji} = M_{sre}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 3.6368 \text{ mm} \\ f^{pi} = M_{sre}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 4.2804 \text{ mm} \\ f^{gv} = M_{sre}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 9.3992 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = 4.67 \text{ mm} < \bar{f} = 7.6 \text{ mm}$ La flèche est vérifiée

• **Résumé des vérifications de la flèche pour terrasse inaccessible**

Tableau.III.9. Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible

Y (cm)	I (cm ⁴)	I _O (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (m/m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.91	8323	18517	4.611	6.623	4.2804	11.457	4.502	7.8

$\Delta f = 4.52 \text{ mm} < \bar{f} = 7.6 \text{ mm}$ La flèche est pas vérifiée.

III.2.2 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau.III.10. Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Terrasse inaccessible			
Habitation			

III.3. Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (Art B.6.8.2.3)**, la dalle de compression doit être armée par un quadripage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{per} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/ml$$

- **Barres parallèle aux poutrelles**

$$A_{parall} = \frac{A_p}{2} = 0.1625 \text{ cm}^2/ml$$

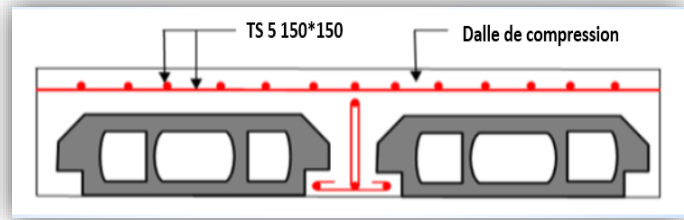


Figure.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

On opte pour treillis soudés TS 5 150*150

III.4. Ferrailage de Plancher à dalles pleins

III .4.1 panneau de dalle DP1

C'est une dalle sur un seul appui travaille comme une console soumis à la flexion simple.

$$\begin{cases} L_x = 1.15 \text{ m} \\ L_y = 2.2 \text{ m} \end{cases} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.15}{2.2} = 0.52 > 0.4$$

$$\begin{cases} G = 4.36 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

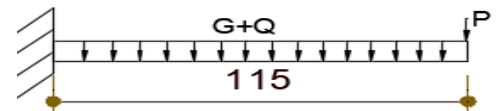


Figure.III.5. Schéma statique de la dalle DP2

$$P = q_{br} + q_{crp} = (1.35 + 0.48)1ml = 1.83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \times 1ml = 11.13 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 2.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G+Q) \times 1ml = 7.86 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 1.83 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Evaluation des moments**

$$M_u = - \left(\frac{q_u \times L_x^2}{2} + P_u \times L_x \right) = - \left(\frac{11.13 \times 1.15^2}{2} + 2.47 \times 1.15 \right) = -10.20 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times L_x^2}{2} + P_s \times L_x \right) = - \left(\frac{7.86 \times 1.15^2}{2} + 1.83 \times 1.15 \right) = -7.30 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_u \times l + P_u = 11.13 \times 1.15 + 2.47 = 15.26 \text{ KN}$$

- ✓ **Calcul de ferrailage**

$$\mu_{bu} = \frac{10.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.049 < ul \Rightarrow A = 0$$

$$\alpha = 0.063 \quad z = 0.116 \quad A_t = \frac{10.2 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2/ml$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on choisit}$$

$$A_t = 2\text{HA}10 + 2\text{HA}8 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement : } st \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{cases} \text{ soit } st = 25 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures de répartition**

$$A_y = \frac{A_t}{4} = \frac{2.58}{4} = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } A_y = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ avec}$$

$$st \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \end{cases} \text{ soit } st = 33 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{15.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \leq \frac{0.07}{1.5} \times 25 \text{ mpa}$$

$$\Rightarrow 0.126 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ mpa} \text{ vérifie}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} y^2 + 15A_y y - 15A_y d = 50y^2 + 38.07 y - 464.4 \Rightarrow y = 2.69 \text{ cm}$$

$$I = b/3 \times y^3 + 15A_t(d - y)^2 = 100/3 \times 2.69^3 + 15 \times 2.58 (12 - 2.69)^2 = 4003.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{7.3 \times 10^{-3}}{4003.2 \times 10^{-8}} \times 0.0269 \leq 0.6 \times 25$$

$$4.9 \text{ mpa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifie}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$15 \times \frac{7.3 \times 10^{-3}}{4003.2 \times 10^{-8}} (0.12 - 0.0269) \leq \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 254.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{non vérifier}$$

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63} = 2.51 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \text{d'après les interactions qu'on a effectuées on trouve } \alpha = 0.24$$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.3 \times 10^{-3}}{0.12 \left(1 - \frac{0.24}{3}\right) 201.63} = 3.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 3\text{HA}10 + 2\text{HA}8 = 3.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } st = 33 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_y = 3.37/5 = 0.67 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ avec } st = 33\text{cm}$$

III.4.2 Panneaux DP2 DP3 DP4

Le résumé de calculs de ferrailage des autres types de dalles pleins sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau. III.11. Ferrailage des panneaux DP2 DP3 DP4 en travée et en appuis

Type	Endroit	M(kn)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisi}(\text{cm}^2)$	St(cm)
DP2	x-x Travée	3.23	0.015	0.019	0.119	0.779	1.69	3HA10=2.36	25
	x-x Appui	-1.9	0.0092	0.011	0.119	0.45	1.08	3HA8=1.51	33
	y-y Travée	0.25	0.0012	0.0015	0.119	0.0603	1.2	3HA8=1.51	33
	y-y Appui	-1.9	0.0092	0.011	0.119	0.45	1.08	2.36 = 3HA10	33
DP3	x-x Travée	5.84	0.028	0.036	0.118	1.42	1.6	3HA10=2.36	33
	x-x Appui	-3.44	0.016	0.021	0.118	0.83	1.14	3HA8=1.51	33
	y-y Travée	0.8	0.0039	0.0049	0.119	0.19	1.2	3HA8=1.51	33
	y-y Appui	-3.44	0.016	0.021	0.118	0.83	1.14	3HA8=1.51	33
DP4	x-x Travée	-12.61	0.061	0.079	0.116	3.12	1.45	3HA12=3.39	25

Schéma de ferrailage des dalles pleines

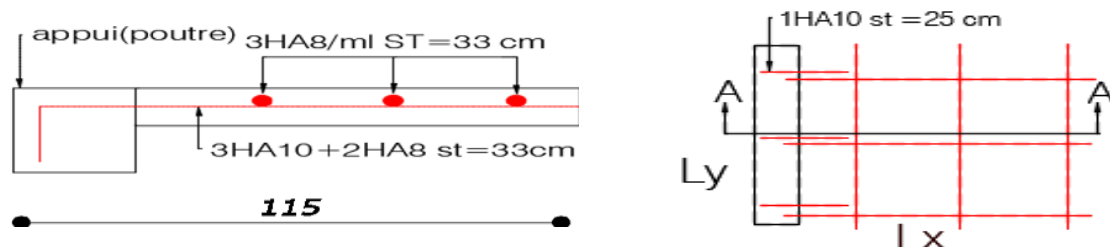


Figure.III.6. Shéma de ferrailage de panneau DP1

Les shemas de ferrailage des autres types des dalles pleines sont dans Annexe IV

II.5. Etude des escaliers

L'escalier se calculent à la flexion simple en utilisant la méthode RDM pour extraire les sollicitations maximales en considérant la paillasse comme une poutre de portée L uniformément chargée.

➤ Etude de l'escalier courant

Evaluation des charges

- Volée

$$G_v = 9.54 \times 1\text{ml} = 9.54 \text{ KN.ml}$$

$$Q_v = 2.5 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

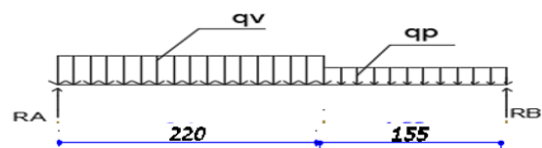


Figure.III.7. Schéma statique de l'escalier étage courant

- **Palier**

$$G_p = 5.11 \times 1ml = 5.11 KN/ml$$

$$Q_p = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

$$ELU \begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.62 KN/ml \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.64 KN/ml \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_v = G_v + Q_v + 12.04 KN/m \\ q_p = G_p + Q_p = 7.61 KN/m \end{cases}$$

Calcul de ferrailage

Fissuration peu nuisible

- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{19.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A \text{ (pas d'armatures comprimées } A_c)$$

$$\alpha = 0.052 \quad z = 0.17 \quad A_s = \frac{19.31 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 3.26 cm^2/ml$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 cm^2$$

$A_s = 3.26 cm^2 \geq A_{min} = 2.17 cm^2$ donc on adopte a 2HA14+1HA10 d'une section $A_s = 3.87 m^2$ avec un espacement $St = b/n = 100/3 = 33 cm$

Armatures de répartitions

$A_r = A_s / 4 \Rightarrow 3.87 / 4 = 0.96 cm^2$ donc on adopte a 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 cm^2$ avec un espacement $St = b/n = 100/3 = 33 cm$

- **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{12.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.027 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 0.035 \quad z = 0.17 \quad A_s = \frac{12.87 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 2.17 = A_{min} = 2.17 cm^2/ml \text{ donc on adopte}$$

2HA10 + 1HA12 d'une section $A_s = 2.7 cm^2$ avec un espacement : $St = b/n = 100/3 = 33 cm$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.7 / 4 = 0.67 cm^2$$

On adopte 3HA8 = 1.51 cm² avec un espacement

$$St = b/n = 100/3 = 33 cm$$

➤ **Vérification ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} = \frac{29.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification de l'espacement des armatures

- **En travée :** les armatures principales : $St = 33\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
les armatures secondaire : $St = 33\text{cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$
- **En appuis :** les armatures principales : $St = 33\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
les armatures secondaire : $St = 33\text{cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérification ELS**

Vérification des contraintes de béton

En travée : $M_t = 13.95 \text{ KN.m}$

Tableau.III.12. Vérification des contraintes en travée

Calculs	Observation
$Y = 4.02 \text{ cm}$	$\sigma = 4.15 \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 13489.15 \text{ cm}^4$	
$\sigma = 4.15 \text{ MPa}$	

En appuis : $M_a = -9.30 \text{ KN.m}$

Tableau.III.13. Vérification des contraintes en appuis

Calculs	Observation
$Y = 3.43 \text{ cm}$	$\sigma = 3.21 \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 9929.20 \text{ cm}^4$	
$\sigma = 3.21 \text{ MPa}$	

Vérifications de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{Mt}{20 \times M_0} \right) L_x \right] \\ A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

AN : $20 \text{ cm} \geq \max [(0.0375 ; 0.075) 2.64] = 19.8 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifie

$A_t = 3.87 \leq 9 \dots \dots \dots$ vérifie

Commentaire : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage de l'escalier

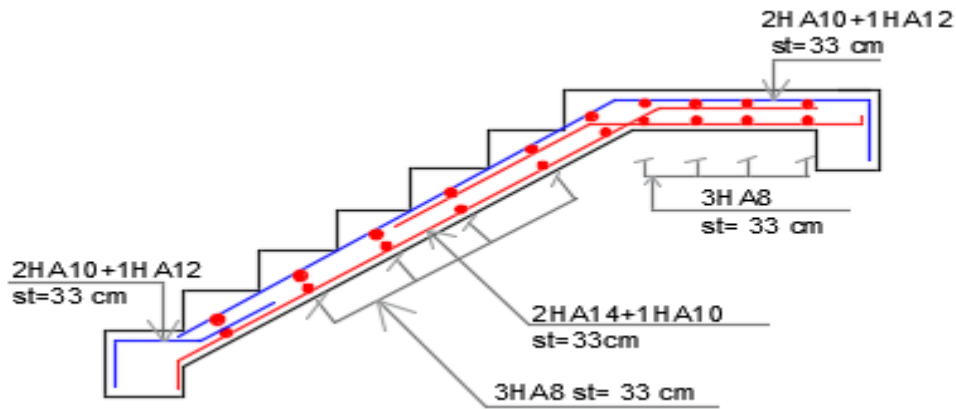


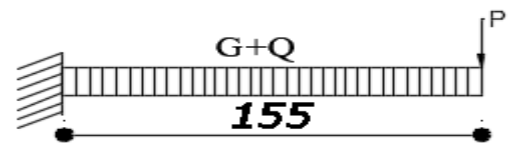
Figure.III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier de l'étage courant

➤ Étude de palier de repos de l'étage courant

C'est une dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple.

$$\begin{cases} L_x = 1.55 \text{ m} \\ L_y = 5.4 \text{ m} \end{cases} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{5.4} = 0.28 < 0.4$$

$$\begin{cases} G = 5.27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



$$P = q_{br} + q_{crp} = (1.35 + 0.48) 1 \text{ ml} = 1.83 \text{ KN/ml} \quad \text{Figure.III.9. Schéma statique de palier de repos}$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \times 1 \text{ ml} = 10.86 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 2.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G+Q) \times 1 \text{ ml} = 7.77 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 1.83 \text{ KN/ml}$$

Tableau.III.14. Ferrailage de palier de repos

Localisation	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)	$A_{répar}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Palier de repos	-16.87	0.082	0.107	0.114	4.25	1.44	4HA12=5.52	25	3HA8=1.51	25

Remarque : Les schémas de ferrailage de palier de repos est dans Annexe

II.6. Étude de l'acrotère :

La fissuration est considérée préjudiciable, l'acrotère sera calculé en flexion composée.

$$S = \frac{0.05 \cdot 0.1}{2} + (0.05 \cdot 0.1) + (0.1 \cdot 1.2) = 0.1275 \text{ m}^2$$

Evaluation des charges

Poids propre : $G_0 = 25 \times 0.0675 \times 1 = 1.687 \text{ kn/m}$

Poids d'enduit extérieur : $G_1 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.18 \text{ kn/m}$

Poids d'enduit intérieur : $G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.24 \text{ kn/m}$

$w_p = G_0 + G_1 + G_2 = 2.107 \text{ kn/m}$ $Q = 1 \text{ kn/m}$

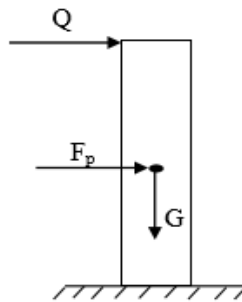


Figure.III.10. Les sollicitations sur l'acrotère

Combinaison d'action :

Tableau.III.15. Les combinaison d'action de l'acrotère

sollicitation	ELU	ELA	ELS
$N(kn)$	$1.35G_0=2.27$	$G_0=1.687$	$G_0=1.687$
$M(kn.m)$	$1.5Q \times H = 0.9$	$Q \times H + F_p.y_c = 0.93$	$Q \times H = 0.6$
$V(kn)$	1.5	/	/

Le ferrailage

Tableau.III.16. Ferrailage de l'acrotère

M_f $kn.m$	μbu	α	$Z(m)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	A (cm^2/ml)	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)	$A_{répartition}$ (cm^2/ml)	St m
Sens y-y	0.014	0.017	0.069	0.41	0.4	0.85	4HA8=2.01	25	4HA6=1.13	25

Schéma de ferrailage :

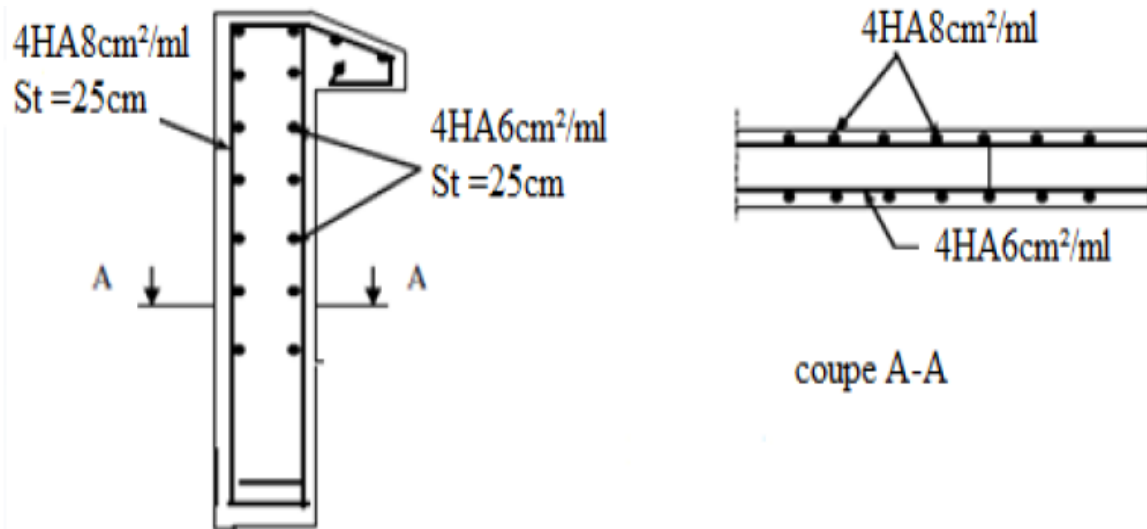


Figure.III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7. Étude de la poutre palière

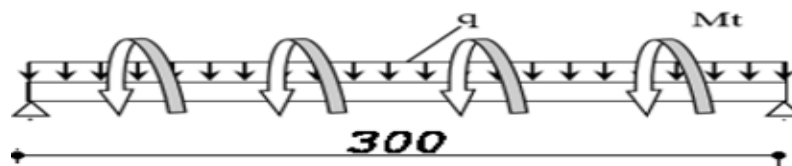


Figure.III.12. Schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter l'escalier, cette poutre est de 3 m son pré-dimensionnement est comme suit :

III.7.1. Dimensionnement :

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL 91**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$$

Selon les exigences du **RPA99 /2003** :

$$\begin{cases} b = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.2 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{alors} \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On adopte une section de } (30 \times 35)\text{cm}^2$$

Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$
- La charge revenant à l'escalier est la réaction d'appuis ou point B : $\begin{cases} \text{ELU} = 23.78\text{KN} \\ \text{ELS} = 17.11 \text{KN} \end{cases}$

- G_m : poids de mur intérieur : $G_m = 2.76 \times (1.47 - 0.4) = 2.95 \text{ KN.m}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_a \times l/2$

Calcul des sollicitations

Alors $\begin{cases} q_u = 1.35 \times (2.62 + 2.95) + 23.78 = 31.29 \text{ KN/ml} \\ q_s = 2.62 + 2.95 + 17.11 = 22.68 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Moments : $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 35.20 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.75 \times M_0 = 26.4 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 \times M_0 = -17.6 \text{ KN.m} \end{cases}$

Effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31.29 \times 3}{2} = 46.93 \text{ KN}$

III.7.2. Ferrailage a la flexion simple

Tableau.III.17. Ferrailage de la poutre palière en travée et en appuis

	M_U (kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	26.4	0.018	0.022	0.31	2.44	3.86
En appuis	-17.6	0.012	0.015	0.31	1.63	3.86

✓ **Vérification au cisaillement**

$\bar{\tau} = \frac{0.2 \times f_c 28}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_{fle} = \frac{V}{b \times d} = \frac{46.93 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.488 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.7.3. Calcul de la poutre palier à la torsion

le moment de torsion M_{tor} uniformément répartie est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment au extrémités (au appuis).

$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{17.6 \times 3}{2} = 26.4 \text{ kn.m}$

D’après le **BAEL 91** dans le cas de torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacé par une section creuse équivalente dont les dimensions suivant :

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$

$U : 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.1 \text{ m}$

$\Omega : [b - e] \times [h - e] = 0.075 \text{ m}$

✓ **Calcul de la section des armatures longitudinales**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.4 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 5.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = A_{fléch} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow 2.44 + \frac{5.56}{2} = 5.22 \text{ cm}^2$ donc en ferraille avec 5HA12 = 5.65 cm²

En appuis : $A_a = A_{fléch} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow 1.63 + \frac{5.56}{2} = 4.41 \text{ cm}^2$ donc en ferraille avec 4HA12 = 4.52 cm²

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{fle}^2 + \tau_{tor}^2} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26.4 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.48^2 + 3.52^2} = 3.23 \text{ mpa} \Rightarrow \tau_u = 3.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement

✓ **Calcul de l'espacement st**

D'après le CBA93 (Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$st \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 28.8 \text{ cm} \text{ on prend } st = 15 \text{ cm}$$

✓ **Calcul les armatures transversales** $A_t = A_{fléch} + A_{tor}$

➤ En flexion

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{30 \times 15 \times (0.48 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

➤ En torsion

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.4 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.05 \times 400} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.34 \text{ cm}^2$$

Tableaux. III.18. Section d'armature en travée et en appuis de la poutre palière

	Flexion simple		torsion	A_{total}		$A_{adopté}$	
	travée	appuis		travée	appuis	travée	appuis
Armature longitudinale	2.44	1.63	5.56	5.22	4.41	5HA12=5.65cm ²	4HA12=4.52cm ²
Armature transversale	0.45		1.13	1.34		4φ ₆ =1.41 cm ² St=15 cm	

➤ Vérification à ELS

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 25.51 \text{KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.75 \times M_{0s} = 19.13 \text{KN.m} \\ M_{as} = -0.5 \times M_{0s} = -12.75 \text{KN.m} \end{cases}$

Tableau.III.19. Vérification de l'état limite de compression de béton

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	A_s cm^2	$Y(\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	σ_{bc} MPa	σ_{adm} MPa	observation
En travée	19.13	3.06	5.46	54026.99	3.98	15	Vérifiée
En appui	-12.75	2.04	4.52	37378.03	3.1	15	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation

Si l'une de ses condition ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche sera nécessaire CBA93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{Mt}{10 \times Mo} \right) l \right] \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.3 \text{ m} \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{26.4}{10 \times 17.6} \right) 3 \right] = 0.38 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.} \\ \frac{5.22}{30 \times 35} = 4.97 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage

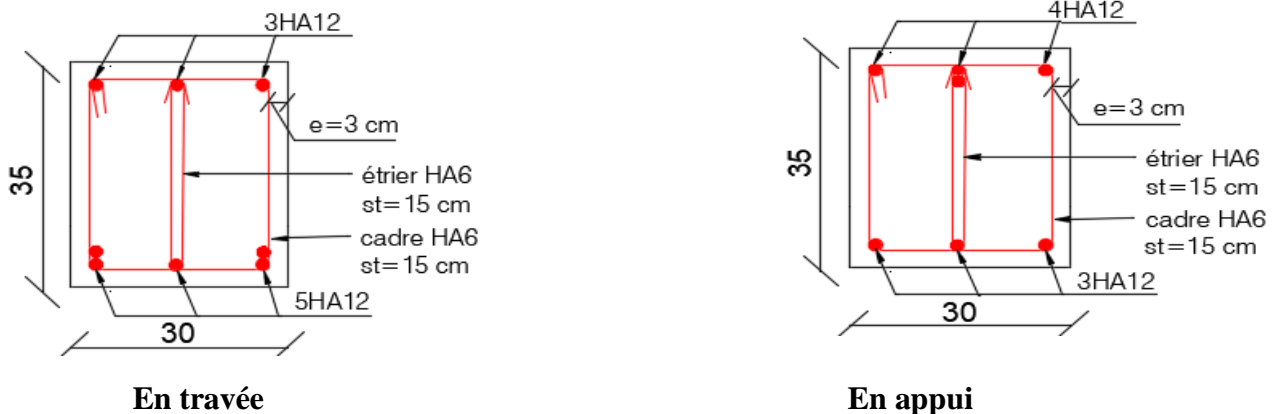


Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8. Étude de la poutre de chaînage

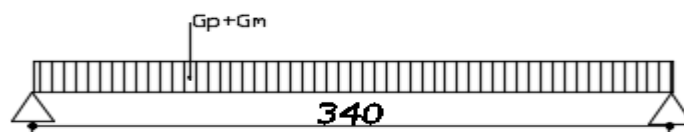


Figure.III.14. Schéma statique de la poutre de chaînage

III.8.1. Le dimensionnement : RPA99 (Art 9.3.3)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{tel que } L_{max} = 3.4 \text{ m} \quad 22.66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On opte : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.8.1 Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est conçue à reprendre son poids propre et le poids de mur qui reprendre

$$G_{pch} = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ kn/ml}$$

$$G_{mur} = 2.76 \times 1 = 2.76 \text{ kn/ml}$$

✓ **Calcul des moments**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35(G_{pch} + G_{mur}) = 6.77 \text{ KN/ml} \quad M_U = q_u \times \frac{L^2}{8} = 9.78 \text{ KN/ml} \quad V_U = q_u \times \frac{L}{2} = 11.50 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_{pch} + G_{mur} = 5.01 \text{ KN/ml} \quad M_s = q_s \times \frac{L^2}{8} = 7.23 \text{ KN/ml}$$

✓ **Correction des moments**

$$\text{Travée } M_{tu} = 0.85 M_u = 8.31 \text{ M} \quad M_{ts} = 0.85 M_s = 6.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis } M_{au} = -0.5 M_u = -4.89 \text{ KN.m} \quad M_{as} = -0.5 M_s = -3.61 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

Tableaux.III.20. Ferrailage de la poutre de chaînage

	$M_U(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{calculée} \text{ cm}^2$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ cm}^2$
En travée	8.31	0.008	0.01	0.26	0.91	3HA10=2.36	1.15
En appuis	-4.89	0.0047	0.0058	0.26	5.4×10^3	3HA10=2.36	1.15

➤ **Vérification L'ELU**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.5 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.141 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

On fixe $st = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$a) \quad A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) \quad A_{trans} \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0.3 f_{c28})}{0.9 f_e} < 0$$

Soit un cadre Ø8 + un étrier Ø8 $\Rightarrow A_{trans} = 4\text{Ø}8 = 2.1 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à L'ELS**

Tableau.III.21. Vérification de l'état limite de compression de béton

	$M_{ser}(KN.m)$	$Y(cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc} MPa	σ_{adm} MPa	observation
En travée	6.14	4.03	20859.47	1.18	15	Vérifiée
En appui	-3.61	4.03	20859.47	0.69	15	Vérifiée

✓ **État limite de déformation**

Évaluation de la flèche

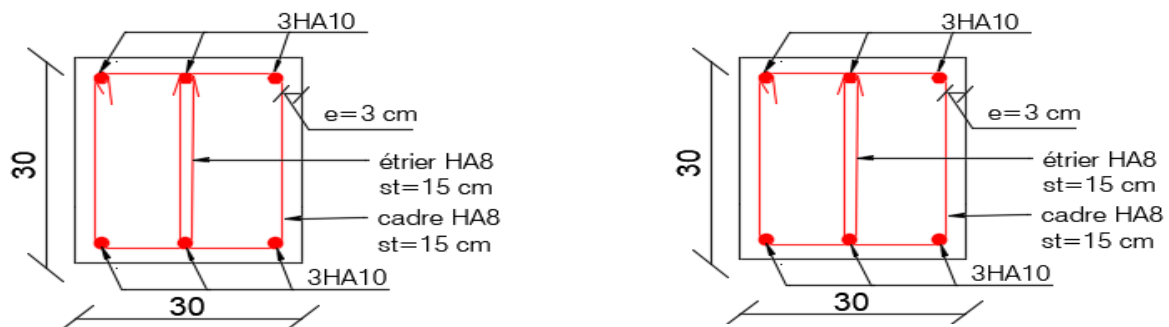
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{(10 \times M_0)} \Rightarrow 0.088 \geq 0.084$$

$$\frac{A}{(b \times d)} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 7.86 \times 10^{-4} < 0.01$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.088 > 0.062$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :



En appui En travée

Figure.III.15. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre IV

Etudes dynamique

IV.1. Introduction

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

La structure modélise de hauteur $h_t = 22.44 m$ et des longueurs $L_x = 24.25m$, $L_y = 14.25m$ se situe en zone IIa, et appartient au groupe d'usage 2 alors les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas réunies, Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

IV.2. Méthodes de calcul de la force sismique

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces Sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

La méthode statique équivalente

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Calcul de la force sismique

L'effort sismique V appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération (RPA99 Tableau 4.1)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen (RPA99 Tableau 4.2)

R : coefficient de comportement global de la structure (RPA99 Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité (RPA99 Tableau 4.4)

W : Poids total de la structure (RPA99 Tableau 4.4)

η : Facteur de correction d'amortissement

T : Période propre

✓ Coefficient d'accélération A

- Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

✓ **Coefficient de comportement global**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction $R = 5$

✓ **Facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ RPA99/2003 Formule (4.4)

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeur des pénalités

Conditions	Sens X-X	Sens Y-Y
1. Conditions minimale sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0.05	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0,1	0,1
Q	$Q_x = 1.2$	$Q_y = 1.3$

✓ **Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

$W = 11397.948 \text{ KN}$

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ RPA99/2003 (formule 4.5)

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération (RPA tableau 4.5) $\beta = 0.2$ pour usage mixte.

✓ **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.7)} \end{cases} \quad \text{Tel que :}$$

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 22.44 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 24.7 \text{ m} \\ L_y = 14.25 \text{ m} \end{cases}$

On aura : $\begin{cases} T_x = \min(0.51 ; 0.4) = 0.4 \text{ s} \\ T_y = \min(0.51 ; 0.53) = 0.51 \text{ s} \end{cases}$

✓ Facteur d'amplification dynamique

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 S \end{cases}$$

Avec

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, d'après le rapport de sol, le sol est classé S2

$$T_1 = 0.15 s, T_2 = 0.4 s \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles $\xi = 10\%$ et portique $\xi = 7\%$ nous prendrons donc

$$\xi = 7\%$$

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D_x = 2.2 \\ D_y = 1.87 \end{cases}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st}^x = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.2}{5} \times 11397.94 = 902.71 \text{ KN}$$

$$V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.3}{5} \times 11397.94 = 831.25 \text{ KN}$$

IV.3. Méthode d'analyse dynamique

IV.3.1. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter celle-ci sur le logiciel ETABS 2016 la modélisation des éléments structuraux consiste à présenter une simulation sur logiciel sous forme d'un modèle numérique en 3D, qui permet d'analyser le bâtiment, et déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modélisés sous forme de diaphragmes. Le modèle de la structure est composé de 8 niveaux. Un entre-sol encastré à la base et un RDC d'une hauteur de 3.06 m, et des niveaux de 1 à 6 d'une hauteur de 3.06 m.

La structure modélisée de hauteur $h_t = 22.44$ m et des longueurs $\begin{cases} L_x = 24.7 \text{ m} \\ L_y = 14.25 \text{ m} \end{cases}$

Le logiciel nous a permis d'introduire un spectre réglementaire, on introduit un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique (IIa), le type de sol (S2 : site ferme), le groupe d'usage (02), les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

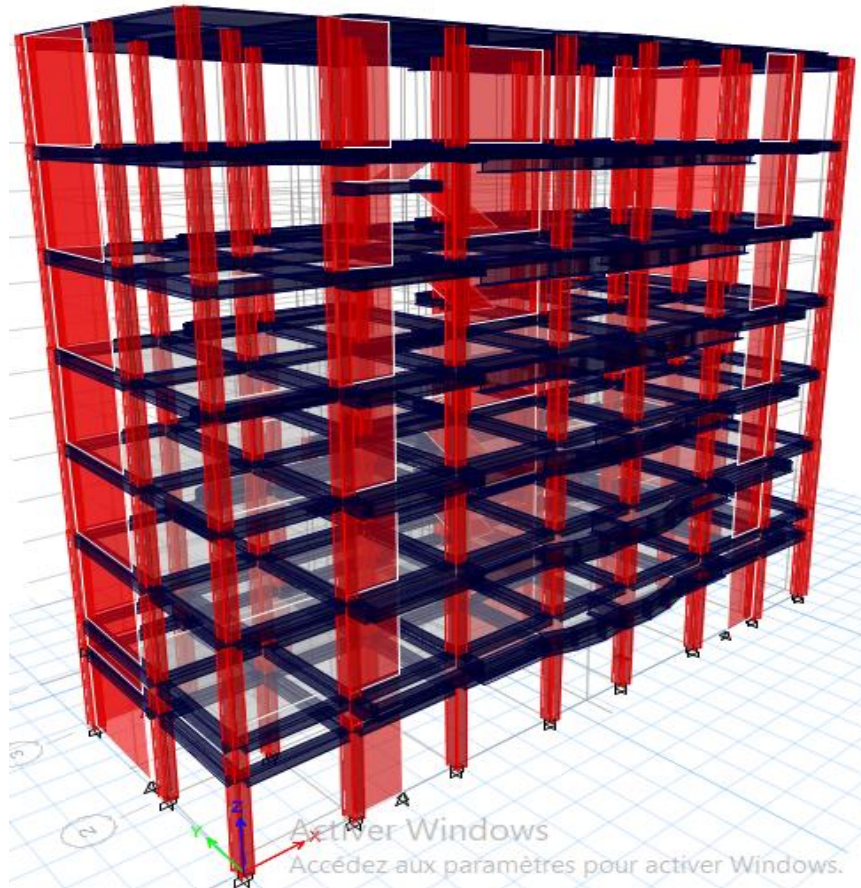


Figure IV.1. vue en 3D de la structure modélisée

✓ Dispositions des voiles

La déposition des voiles a été faite après plusieurs tentatives, la déposition doit satisfaire les conditions de répartition des rigidités, des masses, et d'éviter les effets de la torsion toute en respectant la régularité de la structure.

La déposition des voiles retenus est représentée par la figure ci-dessous :

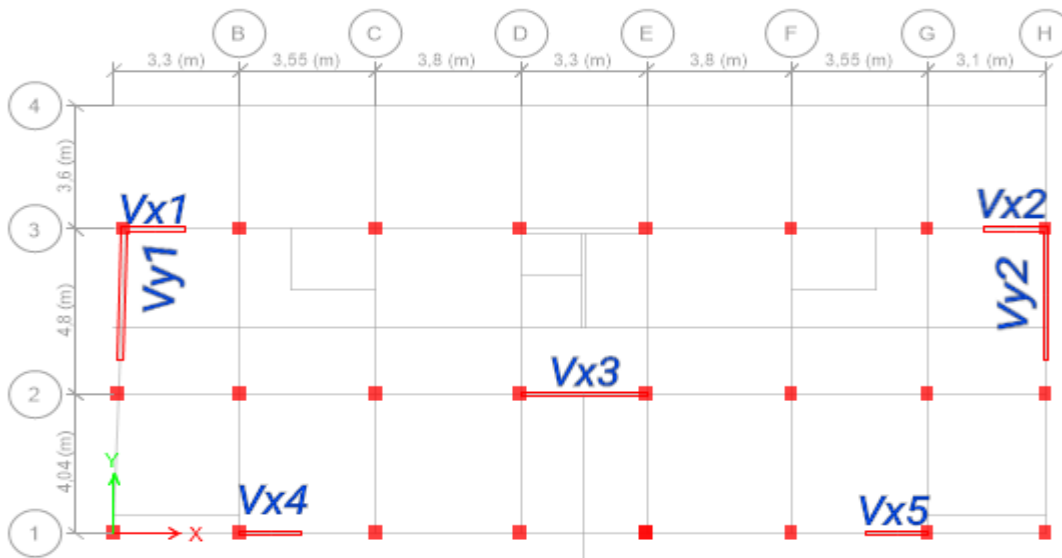


Figure IV.2. Disposition des voiles

Caractéristiques Géométriques :

Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Y_{Gi}}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{X_{Gi}}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$ sont les coordonnées de l'élément " i".

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique :

$$e_x = /X_{CM} - X_{CR}/$$

$$e_y = /Y_{CM} - Y_{CR}/$$

Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% Lx \\ e_{ay} = 5\% Ly \end{cases}$$

Tableau IV.2. Centre de masse et centre de rigidité

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
E-Sol	118217,45	12,4276	6,4094	12,4276	6,4094	0	0
RDC	148544,33	12,3859	2,5453	12,3859	2,5453	0	0
1	249165,01	12,4365	4,7558	12,4365	4,7558	0	0
2	244671,1	12,3565	4,5846	12,3565	4,5846	0	0
3	234015,6	12,3808	4,4381	12,3808	4,4381	0	0
4	231679,31	12,3876	4,4587	12,3876	4,4587	0	0
5	224441,82	12,3761	4,3981	12,3761	4,3981	0	0

Donc :

Sens x : $e_a = 0.05 \times 24.7 = 1.23 > 0$ m

Sens y : $e_a = 1.36 > 0$ m

IV.3.2. Analyse du comportement de la structure

Après l'analyse les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est une translation suivant l'axe x-x, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le troisième mode est une rotation.

✓ **Mode 1**



Figure IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant Y) (T=0.52s)

✓ **Mode2**

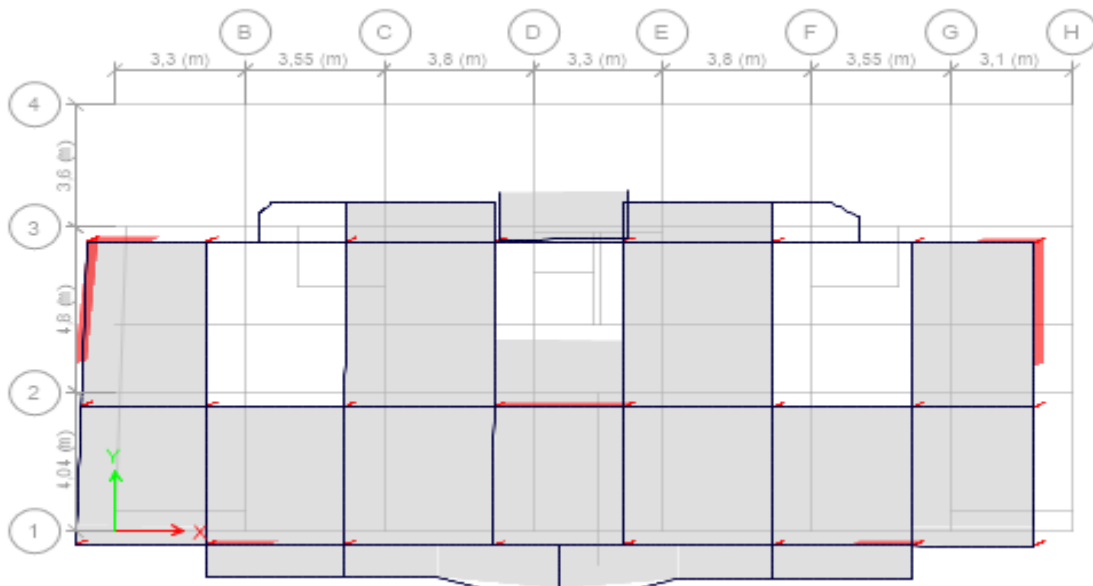


Figure IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant X) (T=0.48 s)

✓ **Mode3**

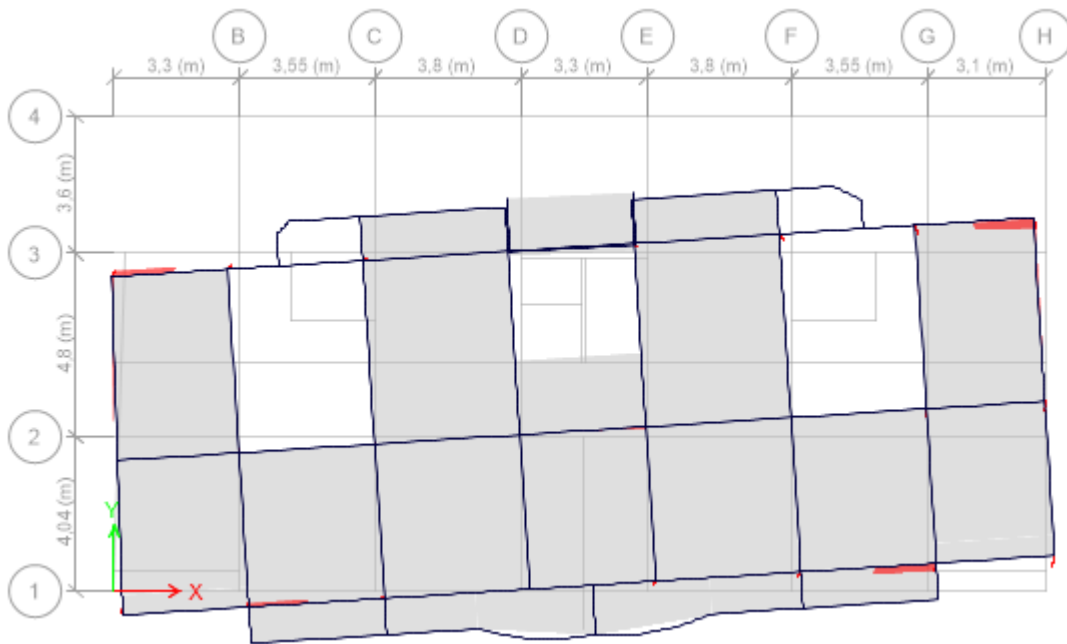


Figure IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant Z) (T=0.34s)

✓ **Période de vibration et taux de participation des masses modales**

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le temps de participation massique qui leur revient dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Période de vibration et taux de participation des masses modales

modes	Périodes (s)	La masse modale			Cumulé de la masse modale		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	0,529	0,153	0,659	0	0,153	0,659	0
2	0,487	0,672	0,1198	0	0,825	0,7788	0
3	0,348	0,0129	0,0535	0	0,8379	0,8323	0
4	0,213	0,081	0,05	0	0,9189	0,8832	0
5	0,194	0,0058	0,01	0	0,9247	0,8923	0
6	0,163	0,0005	0,008	0	0,9252	0,9003	0

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l’axe X atteint le 92% au bout du 6^{ème} mode, et selon l’axe X et Y .

IV.3.3. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale

Le spectre règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique

✓ **La force sismique**

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le (RPA) prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ RPA99/2003 (Art 4.3.6)

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	observation
(X-X)	7003.13	902.71	722.16	Non verifiées
(Y-Y)	4393.56	831.25	665	verifiées

D'après les résultats obtenu dans le tableau , la force sismique est vérifiée dans le sens Y-Y et n'est pas vérifiée dans le sens X-X , alors on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ,déplacement , moments ,....) à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}})$, comme suit :

Sens x-x : $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 0.1$

✓ **La période dynamique**

Selon (RPA99V2003) la résultante des périodes dynamique (T_{dyn}) à la base doit être inférieure ou égale à $1,3 \times T_{ST}$

La vérification de la période donnée par le tableau de taux de participation massique.

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Resultants des periods	$T_{dyn}(s)$	$T_{st}(s)$	$1,3T_{st}(s)$	observation
(X-X)	0.52	0.4	0.52	Vérifiée
(Y-Y)	0.48	0.51	0.66	Vérifiée

IV.5. Vérification de l'interaction (voiles portiques)

IV.5.1. Sous charge verticale

Les voiles doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations, les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations RPA99/2003 (Art 3.4.a)

Tableau IV.5. Interaction sous charge verticale

Niveau	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris (KN)	
	portiques	voiles	Portique (%)	voiles(%)
5	-4858.34	-774.04	86.25	13.74
4	-7360.12	-2993.97	71.08	28.91
3	-10452.33	-4368.84	70.52	29.47
2	-13902.26	-6327.92	68.72	31.27
1	-17819.65	-7421.72	70.59	29.4
RDC	-20130.4	-7826.15	72	27.99
E-sol	-16922.97	3909.52	81.23	18.76

IV.5.2. Sous charges horizontales

les voiles doivent reprendre au plus de 75% des sollicitation, les portique doivent reprendre au moins 25% des sollicitation RPA99/2003 (Art 3.4.a)

Conclusion

A partir des tableaux Tableau (IV.6) , (IV.5) on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée ,pour ce qui est charge verticales la limite de 20% fixée par le RPA n'a pas pu être respectée à partir du niveau sauf à la base néanmoins, elle a été légèrement dépassée (moins de 10%).toutes les dispositions n'ont pas pu satisfaire l'interaction horizontale et verticale en même temps .

Tableau IV.6. Interactions sous charge horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique(%)	voile(%)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique(%)	voile(%)
5	1675.92	1370.81	55.02	45	1974.63	326.15	85.82	14.17
4	2482.58	2655.06	48.32	51.67	1983.7	687.61	74.25	25.74
3	2334.05	4541.13	33.94	66.05	1868.42	1202.64	61	39
2	3424.16	4812.37	41.57	58.42	2816.78	1266.22	68.98	31.01
1	4087.16	4678.73	46.62	53.37	3203.76	1366.63	70	29.9
RDC	2484.58	7456.69	24.99	74	2621.04	1940.4	57.46	42.53
E- sol	3750.41	5001	23.67	71.58	602.21	1782	25	74.72

IV.6. Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta = R\delta_{ek}$$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement

Remarque : d'après les résultats obtenu dans le Tableau (IV.7.) on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieure au centime de la hauteur des d'étage. Ce qui signifie que les conditions sont vérifiées.

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements relatifs di

Niveaux	h _k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
5	306	2.6	13	10.35	2.65	0.86	2.7	13.5	10.5	3	0.98
4	360	2.07	10.35	7	3.35	1.09	2.1	10.5	7.5	3	0.98
3	306	1.4	7	4.4	2.6	0.85	1.5	7.5	4.5	3	0.98
2	306	0.88	4.4	2.05	2.35	0.76	0.9	4.5	2.15	2.35	0.76
1	306	0.41	2.05	0.05	2	0.55	0.43	2.15	0.6	1.55	0.5
RDC	120	0.01	0.05	0.26	0.21	0.175	0.12	0.6	0.4	0.2	0.16
E-sol	306	0.052	0.26	0	0.26	0.085	0.08	0.4	0	0.4	0.13

IV.7. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du second ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le Tableau IV.8.

Remarque : D'après les résultats obtenus dans le Tableau IV.8.ci- dessous, les efforts P-Δ peuvent être négligés.

Tableau IV.8. vérification de vis à vis de l'effet P-Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
E-sol	3.06	11397.94	0.26	1740.21	0.006	0.4	1717.94	0.009
RDC	1.2	14000	0.21	510.9	-0.048	0.2	427.93	0.055
1	306	13440.51	2	1612.73	0.054	1.55	1591.69	0.043
2	306	11054.03	2.35	1492.87	0.057	2.35	1472.66	0.058
3	306	8808	2.6	1352.32	0.055	3	1333.09	0.065
4	306	6567.89	3.35	1178.16	0.061	3	1161.7	0.055
5	306	4385.11	2.65	973.96	0.039	3	960.12	0.045

IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupteur fragile sous sollicitation dues au séisme, la RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Tel que : N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Tableau IV.9. Vérification de L'effort normale réduit des poteaux

Niveaux	B_c (cm ²)	N (KN)	V	observation
E-sol	1800	- 4237.84	0.094	vérifiée
RDC	1800	-5118.96	0.18	vérifiée
1	1800	-4125.66	0.091	vérifiée
2	1600	-2789.15	0.069	vérifiée
3	1600	-1842.16	0.046	vérifiée
4	1225	-1192.69	0.038	vérifiée
5	1225	-711.89	0.023	vérifiée

Conclusion

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de faire un calcul dynamique tridimensionnel dans le but de prédire le comportement de la structure sous un éventuel séisme. L'étude dynamique est faite dans les règles de l'art en respectant les prescriptions des règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003). La structure est modélisée en adoptant un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Le modèle a été effectué sur le logiciel ETABS2016, en définissant les différents éléments et les différentes combinaisons de charges. Après plusieurs tentatives pour le choix d'une disposition adéquate des voiles de contreventement on a opté à une disposition qui contient cinq voiles dans le sens XX et deux voiles dans le sens YY.

Les résultats de la modélisation ont montré un comportement satisfaisant, tels que la période de vibration obtenue ne dépasse pas la période calculée selon le RPA de 30%. Les modes de vibrations obtenus montrent un bon comportement tels que on a obtenu une translation selon xx pour le premier mode, une translation selon (yy) pour le deuxième mode et une rotation pour le troisième mode. Le taux de participation massique selon l'axe X X et Y Y atteint les 85% au 12^{ème} mode. Ces résultats montrent aussi que les interactions sont vérifiées, soit pour l'interaction horizontale au verticale, les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centime de la hauteur des étages ce qui signifie que les conditions sur les déplacements sont vérifiées et les effets du second ordre (où effet P - Δ) peuvent être négligés. En conclusion le modèle satisfait globalement les exigences du comportement souhaité. En fin un nouveau dimensionnement des poteaux est proposé.

Chapitre V

Etudes des éléments structuraux

V.1. Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismiques grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations qui sont tirées de l'analyse statique et dynamique de la structure réalisée par logiciel ETABS2016.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du CBA et les recommandations de RPA99/2003.

- | | |
|--|-------------------------------------|
| ✓ $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (1)$ | ✓ $G+Q\pm Ey\dots\dots\dots (4)$ |
| ✓ $G + Q \dots\dots\dots (2)$ | ✓ $0.8 G \pm Ex\dots\dots\dots (5)$ |
| ✓ $G + Q + Ex \dots\dots\dots (3)$ | ✓ $0.8G\pm Ey\dots\dots\dots (6)$ |

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

- $$\checkmark \begin{cases} N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \end{cases}$$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003

IV.2.1.1. Les armatures longitudinales (art 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Le pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \emptyset$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm(zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV.1)

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right).$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage. h_1

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

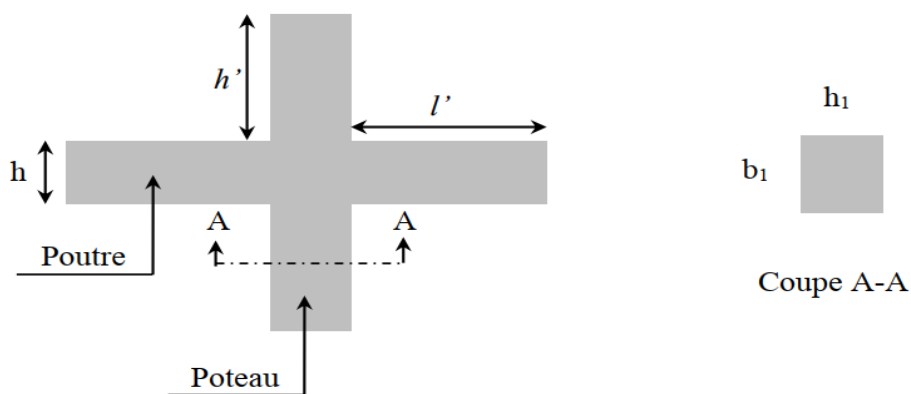


Figure V.1 zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant le projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	A_{max} (cm^2) Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Entre -sol et RDC	45×45	14.4	72	108
Étage 1 et 2	40×40	12.8	64	96
Étage 3 et 4 et 5	35×35	9.8	49	73.5

V.2.1.2. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

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

t : espacement entre les armatures transversales Il est limité à

$t \leq 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \phi_l^{min}\right)$ en dehors de la zone nodale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

✓ 2.5 si $\lambda_g \geq 5$

✓ 3.75 si $\lambda_g < 5$

Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$ l'élançement géométrique et **a** et **b**, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armatures transversales minimale

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $t \geq 10\phi$ minimum.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V16.2, sont résumés dans les tableaux ci-après

V.2 : Tableau Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V_{max}
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre -sol et RDC	-1492.30	-4.64	-21.75	-1458.91	-220.901	-5.57	-22.36
Étage 1 et 2	-1456.31	27.4	-42.34	-1299.24	-49.44	-12.77	-40.12
Étage 3 et 4 et 5	-888.002	-12.73	-28.02	-752.59	-65.47	-0.16	-31.06

V.2.3. Calcul du ferrailage

V.2.3.1. Ferrailage longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau sous-sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Exemple de calcul de ferrailage

Données : $N_{max} = -1492.30 \text{ KN}$ (traction) et $M_{corr} = -4.64 \text{ KN.m}$

$$d = 0.42 \text{ m} \quad d' = 0.03 \text{ m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0031 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m} \rightarrow N$ est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_s 10(d-d')} = \frac{-1492.30 \times 10^{-3} \times 0.192}{400(0.42-0.03)} = 18.36 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u e_1}{f_s 10(d-d')} = \frac{-1492.30 \times 10^{-3} \times 0.198}{400(0.42-0.03)} = 18.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \max(A_1, A_2, A_{min}) = 18.94 \text{ cm}^2$$

Avec

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = (0.225 - 0.03) + 0.0031 = 0.198 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (0.42 - 0.03) - 0.198 = 0.192 \text{ m}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

V.3 :Ferrailage des poteaux

Niveau	Sections	$A_{min}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Barres
Entre -sol et RDC	45× 45	14.4	18.94	20.61	4HA16 +8HA14
Étage 1 et 2	40× 40	12.8	18.05	20.61	4HA16 +8HA14
Étage 3 et 4 et 5	35×35	9.8	12.19	14.2	4HA16 +4HA14

V.2.3.2. Ferrailage transversal

On prend comme exemple le poteau (45×45) cm^2 pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 4.06 = 2.84 \text{ m.}$$

$$\lambda g = L_f / b = 2.84/0.4 = 7.1 \text{ m} \Rightarrow A_{t \min} = 0.375\% t b_1 = 0.0037 \times 30 \times 40 = 4.44 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

V.4 :Tableau Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Sections	ϕ_l^{min} cm	ϕ_l^{min} cm	Vd (KN)	L_r (cm)	t zone nodale	t zone courante	λg	A_t cm	A_{min} cm^2	A_t^{adop} cm^2	barres
45× 45	1.2	1.2	-22.36	55	11	20	7.1	1.1	4.44	4.52	9HA8
40× 40	1.14	1.14	-40.12	50	10	20	5	1.03	4.44	4.52	9HA8
35× 35	1	10	-31.06	35	8.75	15	5.72	1.55	3.88	4.02	8HA8

V.2.4. Vérifications

V.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée d'après le BAEL99 (Art 4.4.1), doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec : Br : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (Cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α : est un coefficient fonction de réducteur qui est fonction de l'élanement λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50. \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \quad (\text{section rectangulaire}), \quad l_f = 0.7 \times l_0,$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

V.5 :Tableau Vérification du flambement

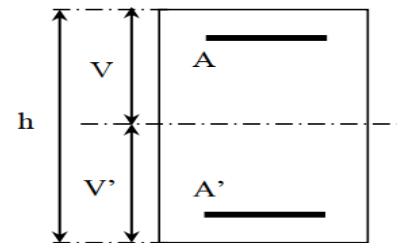
Niveaux	sections	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s cm^2	B_r m^2	N_d	N_u	observation
Entre -sol et RDC	45×45	4.06	2	14.33	0.82	20.11	0.163	3.331	8.85	vérifiée
Étage 1 et 2	40×40	2.86	1.86	16.08	0.81	18.47	0.144	2.577	7.74	vérifiée
Étage 3 et 4 Et 5	35×35	2.86	1.86	16.08	0.80	12.32	0.108	1.986	6.56	vérifiée

V.2.4.2. Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à vérifier uniquement la Contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$



$$S = b \times h + 15(A + A'):$$
 section homogénéisée

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

Figure V.2 section du poteau

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} \times 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A + A')} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

V.6 :Tableau Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Entre- sol et RDC	Étage 1 et 2	Étage 3 et 4et 5
sections	40×45	40×40	35×35
d (cm)	42	37	32
A' (cm ²)	0	0	0
A (cm ²)	20.11	18.47	12.32
V (cm)	20.4	18.4	15.4
V'(cm)	24.6	21.6	19.6
I _{yy'} (cm ⁴)	3704662.75	2631390.64	1913820.89
N ^{ser} (KN)	-1085	-1059.23	-645.7
M ^{ser} (KN.m)	-15.85	-30.82	-20.43
M _G ^{ser} (KN.m)	21.86	13.30	-12.06
σ _{bc1} (MPa)	4.14	3.72	3.34
σ _{bc2} (MPa)	4.16	3.73	3.35
σ _{bc} (MPa)	15	15	15
observation	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

V.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Selon le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure

ou

égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_{bu} = \frac{Vd}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

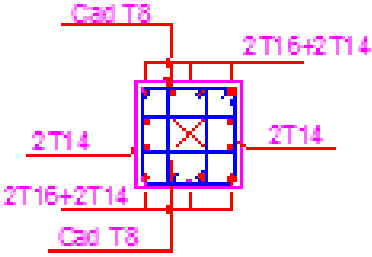
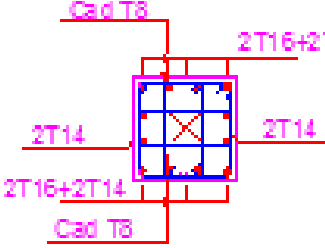
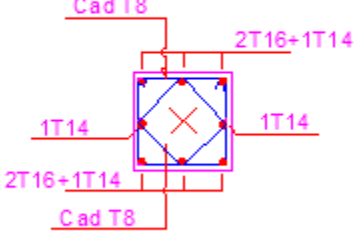
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

V.7 :Tableau Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Sections	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vd (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\sigma_{bu}}$ (MPa)	Observation
Entre -sol et RDC	45×45	2	7.1	0.075	42	-28.36	0.14	1.87	Vérifiée
Étage 1 et 2	40×40	1.86	5	0.075	37	-40.12	0.28	1.87	Vérifiée
Étage 3 et 4 et 5	35×35	1.86	5.72	0.075	32	-31.06	0.25	1.87	Vérifiée

Schéma de ferrailage

Tableau V.8 schéma de ferrailage des poteaux

Entre -sol et RDC	Etage 1 et 2
 <p data-bbox="236 913 481 958">poteau (45*45)</p>	 <p data-bbox="826 922 1072 967">poteau (40*40)</p>
Etage 3 et 4 et 5	
 <p data-bbox="194 1473 427 1518">poteau (35*35)</p>	

V.3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \\ G + Q \end{array} \right. \quad \text{RPA99/VERSION 2003 (art.5.2.)}$$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone II_a .

V. 3. 1. Recommandations du RPA99/Version 2003

V. 3. 1.1. Armatures longitudinale

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire : $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ (zone II_a).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.3.1.2. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{min} = 0.003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

Avec :

$$\begin{cases} st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset^{min}\right) \text{ en zone nodale.} \\ st \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

- La valeur du diamètre \emptyset_l des armatures longitudinale à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.1.3. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V. 3.1.4. Calcul de ferrailage

V.3.2.1. Les armatures longitudinales

On a : $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$

Donc :

✓ Pour les poutres principales : $A_l^{min} = 0.5\% \times 0.3 \times 0.4 = 6cm^2$

✓ Pour les poutres secondaires : $A_l^{min} = 0.5\% \times 0.3 \times 0.35 = 5.25cm^2$

Tableau V.9 : Ferrailages des poutres principales et secondaires

niveaux	type de poutre	Section (cm^2)	Localisation	M (KN.m)	V_u	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	N^{ber} des barres
Entre-sol+ RDC étage	Poutre principale	(30 × 40)	appuis	-91.54	69.84	8.00	6	9.24	6HA14
			travée	78.46		6.76		9.01	3HA14 +3HA12
courants+ Terrasse	Poutre secondaire	(30 × 35)	appuis	-40.05	34.96	3.79	5.25	4.62	3HA14
			travée	34.33		3.26		4.62	3HA14

V.3.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99

V.3.1.5.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 cm^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 cm^2 > A_{adopté}$

V.3.1.5.2. Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 40 \times \emptyset \text{ en zone IIa}$$

$$\emptyset = 12mm \quad L_r \geq 40 \times 12 = 48cm$$

$$\emptyset = 11.4mm \quad L_r \geq 40 \times 11.4 = 45.6 cm$$

$$\emptyset = 10mm \quad L_r \geq 40 \times 10 = 40 cm$$

V.3.1.6. Armatures transversales

- **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } \phi_t \leq \min(12; 11,43; 30)mm \\ \text{poutre secondaire } \phi_t \leq \min(12; 10; 30)mm \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{poutre principale } (30 \times 40)cm^2 \\ \text{poutre secondaire } (30 \times 35)cm^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8mm$ et $A_t = 4\phi_8 = 2.01cm^2$ (1 cader + 1 étrier)

- **Calcul des espacements S_t**

1) D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a : $A_{min} = 0.3 \times S_t \times h = 1.8cm^2 < A_t = 2.01cm^2$ (condition vérifiée)

2) $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$ avec:

1. $S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) = 33.3cm$

2. $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm}$

3. $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 32.5cm$

V.3.1.7. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } A^{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre principale } A^{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ Vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles : BAEL 91(Art H. III.2).

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_U}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) (F, P, N)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérifications des contraintes tangentielles

poutre	$V_U(KN)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Obeservation
Principales	69.84	0.64	3.33	vérifiée
secondaires	34.96	0.32	3.33	vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

Pour les appuis de rives : $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} - \frac{M_a}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.11 : Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

poutre	$A_l(cm^2)$	$V_U(KN)$	$M_a(KN.m)$	$A_l^{rive}(cm^2)$	$A_l^{inter}(cm^2)$	Observation
principale	8.00	69.14	91.54	1.99	-3.54	vérifiée
secondaire	3.79	34.96	40.05	1.55	-2.76	vérifiée

V.3.1.8. Vérifications ELS BAEL91 (Art E.III.1)

- **Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15y(A_s + \acute{A}_s) - 15(dA_s + d\acute{A}_s) = 0$$

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times \left(A_s \times (d - y)^2 + \acute{A}_s \times (y - \acute{d})^2 \right)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.12 : Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutre	localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutre principale	Appuis	66.58	43491.16	9.245	14.15	15	Vérifiée
	Travée	57.07	34875.01	8.238	13.48		Vérifiée
Poutre secondaire	Appuis	41.65	31655	8.50	11.18		Vérifiée
	Travée	35.7	25465	7.589	10.63		Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad 2. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V.13 : Vérification de la flèche pour les poutres

Poutre	h_t (cm)	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre principale	40	30	4.8	9.24	0.083	0.075	0.007	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Poutre secondaire	35	30	3.8	4.62	0.092	0.075	0.006	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V3.1.9. Schéma de ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

En appuis :

Tableau V.14 :Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

NIVEAU	POUTRE PRINCIPALE	POUTRE SECONDAIRE
Entre-sol +RDC +ETAGE courant+ Terrasse		

En travée :

Tableau V.15 :Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

NIVEAU	POUTRE PRINCIPALE	POUTRE SECONDAIRE
Entre-sol +RDC +ETAGE courant + Terrasse		

V.4. Etude des voiles

Le RPA99 version 2003(Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone *Ila*.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right.$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} \rightarrow N_{corres} \\ N_{max} \rightarrow M_{corres} \\ M_{min} \rightarrow M_{corres} \end{array} \right.$$

V.4.1. Recommandation du RPA

V.4.1.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être prise en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$. Avec L_t :longueur de la zone tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

IV.4.1.2. Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_L$.

✓ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 {Globalement dans la section du voile 0,15 %
 {En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 1. $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 2. $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Sollicitations dans les voiles**

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel **ETABS V16.2**, le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles $Vx1, Vx2, Vx3, Vx4, Vx5, Vy1, Vy2$

Les sollicitations revenant aux voiles $VX3$ $L=3.3\text{m}$

$$N_{\max} = 2046.63\text{KN} \quad M_{\text{corre}} = 263.42 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 735.39\text{KN}. \quad M_{\text{corre}} = 169.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 2266.61 \text{ KN} \quad N_{\text{corre}} = 1369.02 \text{ KN.M}$$

$$A = 3.3 \times 0.2 = 0.66\text{m}^2 \quad I = 0.6\text{m}^4 \quad v = 1\text{m}.$$

a) *Armatures verticales:***Sous N_{\max}**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{2046.63}{0.66} + \frac{263.42}{0.6} = 3540.3 \text{Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{2046.63}{0.66} - \frac{263.42}{0.6} = 2661.9 \text{Kn/m}^2$$

Sous N_{\min}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{735.39}{0.66} + \frac{169.43}{0.6} = 1369.6 \text{Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{735.39}{0.66} - \frac{169.43}{0.6} = 831.6 \text{Kn/m}^2$$

Sous M_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{1369.02}{0.66} + \frac{2266.61}{0.6} = 5851.95 \text{Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{1369.02}{0.66} - \frac{2266.61}{0.6} = 1703.4 \text{Kn/m}^2$$

V.4.3. Ferrailage

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le M_{\max} donc la section est entièrement tendue.

Calcul de L_t :

$$L_t = L = 3.3 \text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L \times b = \frac{5851.95 + 1703.4}{2} \times 3.3 \times 0.2 = 2493.26 \text{kn}$$

• **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} = 0.0062 + 0.000424 = 0.00665 \text{m}^2 = \mathbf{66.5 \text{ cm}^2}.$$

Soit donc : **6HA16+13HA14.**

$$\text{Avec : } \begin{cases} S_t = 10 \text{cm} \\ S_t = 15 \text{cm} \end{cases}$$

• **Armature minimale :**• **Vérfications vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min RPA} = \max \left(0.2\% b \times L_t, \frac{B.f_t 28}{f_e} \right)$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times L_t = (0.2\% \times 0.2 \times 2) / = 8 \text{ cm}^2 \\ \frac{B.f_t 28}{f_e} = 21 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \max (8, 21) = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 21 \text{ cm}^2$$

❖ *L'espacement minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :*

Zone d'about : $(200/10) = 20 \text{ cm}$. Avec $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante 160 cm . Avec $St = 15 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- **Armature horizontale :**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_V/4 = 49.75/4 = 12.44 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = 12.44 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 16HA10 = 12.56 \text{ cm}^2 / \text{face/ml}$$

Avec un espacement : $S_H = 25 \text{ cm}$

❖ *L'espacement minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :*

Zone d'about : $(200/10) = 20 \text{ cm}$. Avec $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante 160 cm.

Avec $St = 15$ cm

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- **Armature horizontale :**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_V/4 = 49.75/4 = 12.44 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [RPA. V2003 ; BAEL] = 12.44 \text{ cm}^2$

$$A_H = 16 \text{ HA}10 = 12.56 \text{ cm}^2 / \text{face/ml}$$

Avec un espacement : $S_H = 25 \text{ cm}$

- **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA8**.

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement:**

➤ **Selon le RPA:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 733.78 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.85 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ condition vérifiée.

➤ **Selon le BAEL:**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à L'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = \frac{974.53 \times 10^{-3}}{0.4 + (15 \times 49.75 \times 10^{-4})} = 2.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Résultats trouvés :

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après :

- **Partie I** : entr sol . RDC et 1^{ier} 2^{ème} , étage.
- **Partie II** : 3^{ème} ,4^{ème} ,5^{ème} étage.
- Tout notre voiles sont de mêmes dimension 3.3 m (V_{x3})
- On choisie le voile le plus sollicité dans le cas le plus défavorables c'est le voile V_{x3}

Vérification :**Tableau V.16** :Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicit

Les zones	RPA. v 2003			BAEL		N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obser
	V_u (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)				
Zone 1	733.78	2.85	5	2.04	3.26	974.53	2.05	15	C.V
Zone 2	576.45	2.24	5	1.6	3.26	799.63	1.85	15	C.V

Tableau v.17 : La résultante de calcul pour le voile V_{x3}

Les sollicitations				Choix des barres /Face (armatures verticales)						Choix des barres /Face (armatures horizontales)				
Les zones	L (m)	N(kn)	M (kn.m)	A_{vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Zone D'abo	S_t	Zone cour	S_t	A_{ado} (cm ²)/Face	A_H (cm ²)/Face	A_{min} (cm ²)	S_{tH}	$A_{Hadopté}$ (cm ²)/Face
Zone1	3.3	2046.63	2262.61	66.5	21	6T16	10	13T14	20	27.46	12.43	6	25	16T10=12.56
Zone2	3.3	1120.3	1307.7	35.7	21	6T12	10	13T12	20	18.07	5.44	6	25	11T10=8.63

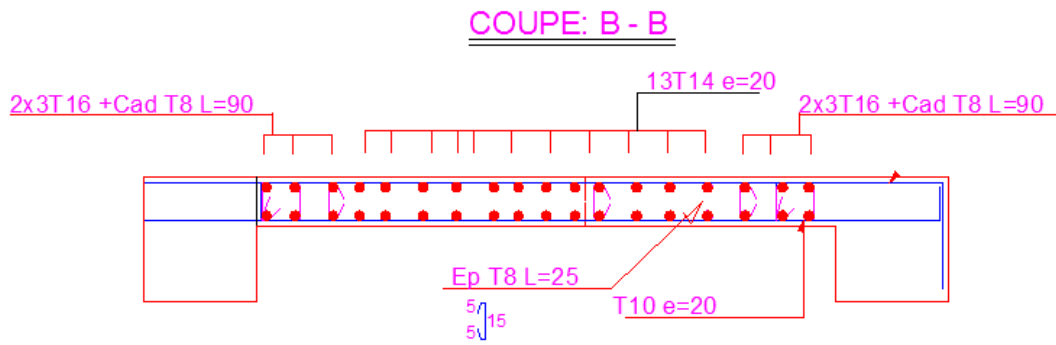


Figure v.3 : Schéma de ferrailage des voiles

V.4.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est maximum donnée par le RPA, il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus importants que celui calculé par le BAEL. LES poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructures

VI.1. Introduction

Le calcul des structures passe obligatoirement par le dimensionnement des fondations ; car elles sont des éléments très importants constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. En effet, ces éléments permettent la transmission des efforts exercés par la structure au sol d'assise. Le choix du type de fondations dépend de l'intensité de l'effort exercé par la structure et de la capacité portante du sol d'assise.

Le dimensionnement des fondations doit être effectué de manière à ce que celles-ci vérifient toutes les conditions du bon comportement de la structure et d'avoir une bonne interaction entre la structure et son environnement immédiat qui est le sol en place. Pour atteindre ces objectifs on doit suivre intégralement les prescriptions et les vérifications dictées par les documents techniques réglementaires et les fascicules de calcul de fondations. Dans ce chapitre on va présenter la partie qui concerne le calcul des fondations et du voile périphérique.

VI.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants : La capacité portante du sol, les Charges transmises au sol, la Compressibilité du sol (tassement absolu et différentiel), la profondeur du bon sol. En se basant sur les charges obtenues dans le calcul, et les données géotechniques du sol, on détermine le type de fondation adéquat pour la structure étudiée.

Pour les combinaisons d'actions utilisées, d'après le RPA99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E, \text{ et } 0.8G \pm E. \text{ RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

Selon le rapport du sol, la capacité portante à prendre en considération est 1.5 bar

VI.2.1 Vérification des semelles isolées



Vu en plan de la semelle coupe transversale de la semelle

Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Les poteaux ont des sections rectangulaires (a x b) d'où les semelles sont rectangulaires (A x B) comme montré sur la figure (VI.1.) alors La vérification à faire :

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$$N = N_s + p_s + p_a$$

N_s : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le ETABS V16; $N_s = -800.81 KN$

p_a : Poids de l'avant poteaux : $0.4 \times 0.45 \times 1 \times 25 = 4.5 KN$

p_s : Poids de la semelle estime forfaitairement à $20 KN$

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement $\gamma_{remblai} \times h \times b = 20 \times 1 \times 1 = 20 KN$

$$N = 800.81 + 4.5 + 20 + 20 = 845.31 KN$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol = 2 bar

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{45}{40} \times \frac{800.81}{200}} = 2.12 \text{ m}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure

VI.2.2 Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicitée de 8 poteaux

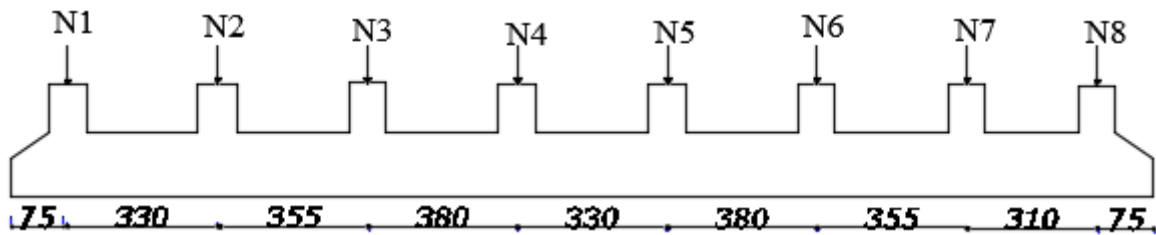


Figure VI.2.Semelle filante.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i »

$N_1=716.72 \text{ KN}$, $N_2= 788.84 \text{ KN}$, $N_3=515.74 \text{ KN}$, $N_4 =511.82 \text{ KN}$, $N_5=786.19 \text{ KN}$

$N_6 = 680.94 \text{ KN}$, $N_7= 365.43 \text{ KN}$, $N_8=521.17 \text{ KN}$,

$N=\sum N_i= 4886.95 \text{ KN}$

Poids de l'avant poteaux : $0.7 \times 0.75 \times 1 \times 25 \times 5 = 65.625 \text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 100 KN

Poids du remblai sur la semelle estimée à : $\gamma_{remblai} \times h \times b \times l = 341 \text{ KN}$

D'où l'effort total à prendre égale a : $4886.95+65.625+100+341= 5393.57 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = B \geq \frac{5393.57}{200 \times 24.4} = 1.1 \text{ m}$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

A. Étude des semelles filantes sous poteaux :

1). Dimensionnement (coffrage) :

- Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = \frac{\sum N_i}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{5393.57}{200} = 26.96 \text{ m}^2$$

S : surface de la semelle.

$$S = L_{Total} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{débordement} ; L_{débordement} = 0.75 \text{ m}$$

$$L = 25.9 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{26.96}{25.9} = 1.04 \text{ m} \quad \text{soit } B = 1.1 \text{ m}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) :**

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par l'équation suivante : $ht = d + c$;

Avec :

- c : enrobage des armatures ; $c = 5 \text{ cm}$;
- d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

- $d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$

- $(a \times b) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$

$$d = 0,25 \text{ m} \Rightarrow ht = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ m} \Rightarrow ht = 0,3 \text{ m}$$

Remarque :

Avec le choix de $d \geq \frac{B-b}{4}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiées.

- **Charges agissantes sur la semelle :**

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans la figure ci-dessous :

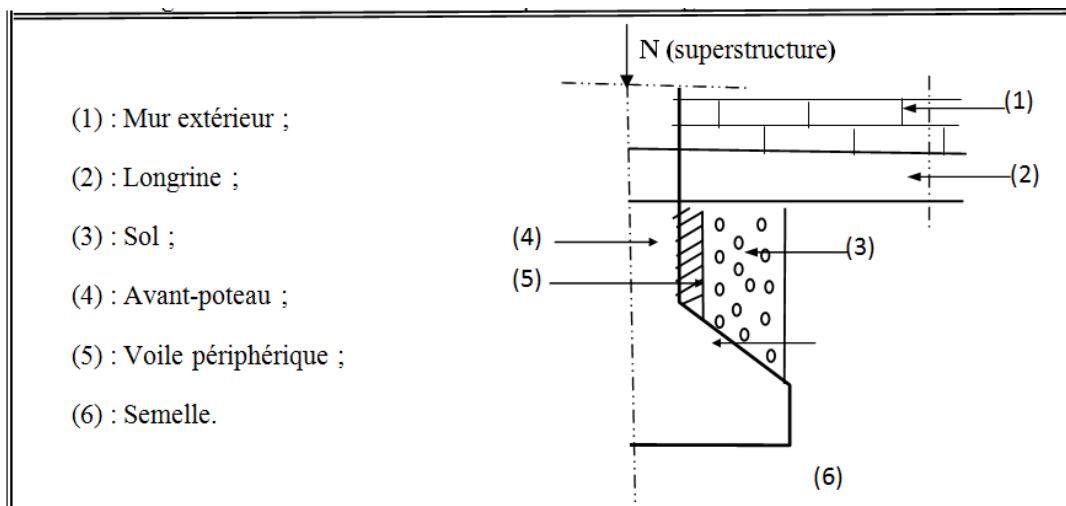


Figure VI.3: Différentes charges agissant sur la semelle.

$$N_{total} = N_{(superstructure)} + N_{(infrastructure)}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{Effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{dallage})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suite :

$$N_{(\text{superstructure})} = 4886.95 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{longline})} = \gamma_b \times S \times \sum l_i;$$

$$N_{(\text{dallage})} = \gamma_b \times (B - 0.3) \times A \times e$$

Avec :

B = Largeur de la semelle.

A = Longueur de la semelle.

e = Epaisseur de la dalle flottante.

S = 30×40 cm² : Surface transversale de la longrine.

$$N_{(\text{longline})} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 25.9 = 77.7 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{dallage})} = 25 \times (1.1 - 0.3) \times 25.9 \times 0.12 = 62.16 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \text{ Avec :}$$

S : Surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 45 \times 40 = 1800 \text{ cm}^2$$

h : Hauteur de l'avant-poteau ; h = 1m.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 8 poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0.45 \times 0.4 \times 1 \times 8 = 36 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 26.96 \times 0.3 = 202.2 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{terre})} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ; \gamma_h : \text{poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 20.9 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(\text{terre})} = 20.9 \times 25.9 \times 1.1 = 595.44 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 5860.45 \text{ KN.}$$

- **Calcul de la surface de la semelle (S) :**

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{5860.45}{200} = 29.3 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L = 25.9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{29.3}{25.9} = 1.13 \text{ m ; soit : } B = 1.2 \text{ m.}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.60-0.6}{4} \\ \frac{1.60-0.6}{4} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow d \geq 0.2 \text{ m}$$

On prend :

$$d \geq 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 0,05 + 0,25 = 0.30\text{m} \Rightarrow h_t = 0,30 \text{ m.}$$

2) Le Ferrailage :

- a)- **Aciers principaux ($A_{//B}$) :**

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

N_u : Effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte d'acier ; $\overline{\sigma}_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$.

D'après SAP 2000, on a : $N_u = 6706.72 \text{ KN}$

- b) **Aciers de répartition ($A_{\perp B}$) :**

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

- **Application numérique :**

$$B = 1,2\text{m}; N_u = 6706.72 \text{ KN}; b = 40\text{cm}; d = 0,25 \text{ cm}$$

$$A_{//B} = \frac{6706.72 \times 10^{-3} \times (1.2 - 0.4)}{8 \times 0.25 \times 348} = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $5\text{HA}14/\text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

$$A_{\perp B} = \frac{77.08}{3} = 25.69 \text{ cm}^2 = 2.56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

- Schéma de ferrailage de la semelle filante

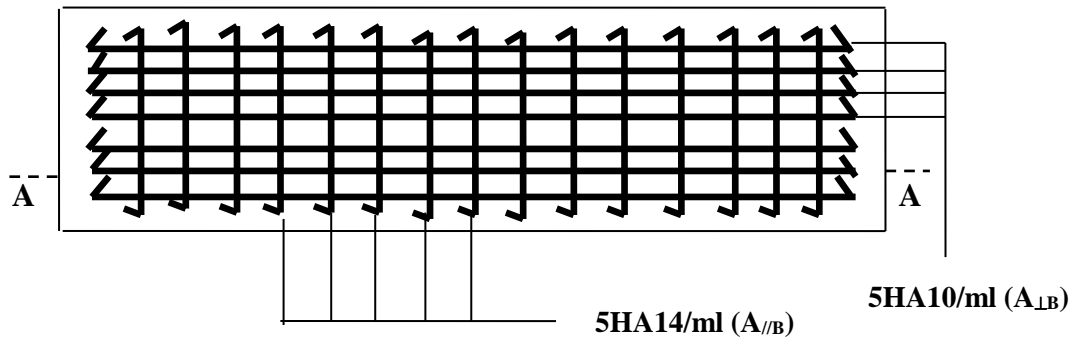


Figure VI.4 :Schéma de ferrailage de la semelle filante

VI.3 Étude des poutres de rigidité :

1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 3.8 \text{ m} \Rightarrow \frac{380}{9} \leq h \leq \frac{380}{6} \Rightarrow 42.22 \leq h \leq 63.33 \text{ cm}$$

Soit : h = 60 cm.

$$b = b_{\text{avant poteau}} \Rightarrow b = 40 \text{ cm}$$

3- Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 4886.95 \text{ KN}, L = 25.9 \text{ m} \Rightarrow Q = 188.68 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul des sollicitations :

- **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

➤ **Poutre de rigidité :**

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1:Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité.

Travées	L (m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.M)	q (KN/ml)	M _t (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)
AB	330	1.80	1339.87	984.3	669.93	0	-669.93
BC	355	2.91	1106.15	702.18	611.5	-669.93	-553.07
CD	380	3.02	1277.19	707.59	595.83	-553.07	-638.59
GH	310	1.70	601.04	500.35	638.59	-500.37	0

Schématiser les travées

5- Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.4 \times 0.60 \times 2.1}{400} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2:Ferrailage de la poutre de rigidité

Travées	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{t cal} (cm ²)	A _{a cal} (cm ²)	A _{t adopté (cm²)}	A _{a adopté (cm²)}
AB	669.93	-669.93	15.3	15.6	10HA14=15.39	5HA20=15.71
BC	611.5	-553.07	15.3	15.01	10HA14=15.39	10HA14=15.39
CD	595.83	-638.59	15.22	15.44	10HA14=15.39	5HA20=15.71
GH	638.59	-500.37	15.44	15.45	5HA20=15.71	5HA20=15.71

Schéma de ferrailage

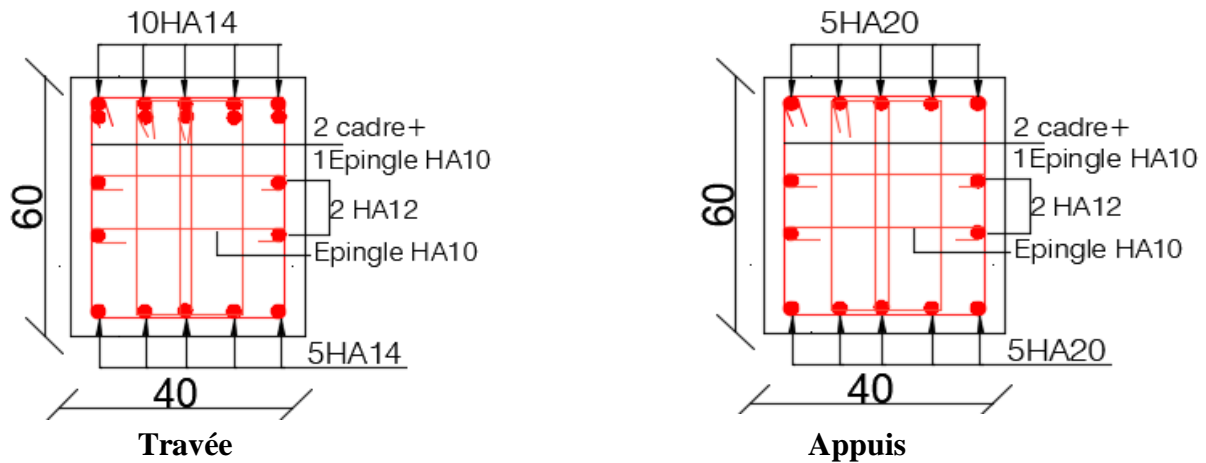


Figure VI.5. Schéma de ferrailage des nervures

VI.4. Voile Périphérique

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable. Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

1) Dimensionnement des voiles

La hauteur $h = 3.06 \text{ m}$

La longueur $L = 3.8 \text{ m}$

L'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

Caractéristiques prise de tout venant

γ_h : Poids spécifique du sol $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 18^\circ$

c : La cohésion $c = 0 \text{ bars}$ (Le cas le plus défavorable)

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée.

Evaluation des charges et surcharges

Calcul se fait selon une bande de 1m de largeur. Nous sommes dans le cas d'un sol cohérent

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,30$$

➤ **Sollicitations :**

a. Poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.06 \times (19 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18^\circ}{2}\right)) = 17.44 \text{ KN/m}^2$$

b. Surcharge accidentelle

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P = K_a' \times Q = Q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

2) Ferrailage

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5P = 28.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5P = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 22.15 \times 1 \text{ ml} = 22.15 \text{ KN/m}^2$$

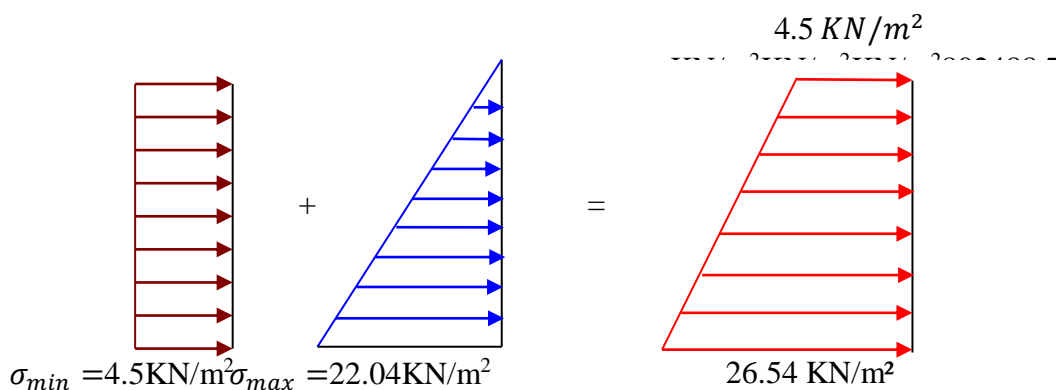


Figure VI.6. Diagramme des contraintes à l'ELU.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable. Le voile Périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis.

$$Lx = 3.06 \text{ m} ; Ly = 3.8 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; h = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 > 0.4 \text{ La dalle Porte dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Lx^2 \times q_u; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

$$M_{0x} = 11.63 \text{ KN/m}^2 \quad ; M_{0y} = 6.92 \text{ KN/m}^2$$

Travée

Appui

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 9.88 \text{ KN/m}^2 \quad M_{apx} = -0.5 \times M_{0x} = -5.81 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.88 \text{ KN/m}^2 \quad M_{apy} = -0.5 \times M_{0y} = -3.46 \text{ KN/m}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\%b \times h$ (condition exigée par le RPA99/2003)

- Le calcul se fait à la flexion simple (**Annexe III**)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm ²)	choix
Travée	x-x	9.88	1.67	2	4.52	17	4HA12
	y-y	5.88	0.99	2	4.52	17	4HA12
Appui	x-x	-5.81	0.98	2	2.36	25	3HA10
	y-y	-3.46	0.58	2	2.36	25	3HA10

Vérifications

✓ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ fissuration nuisible.

$$\left\{ \begin{aligned} V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 23.85 \text{ KN} \\ V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.86 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u^x &= \frac{11.86}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.069 \text{ MPa} \\ \tau_u^y &= \frac{23.85}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.14 \text{ MPa} \\ \tau_u^{x,y} &< 2.5 \text{ MPa} \end{aligned} \right. \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

✓ Vérification à l'ELS

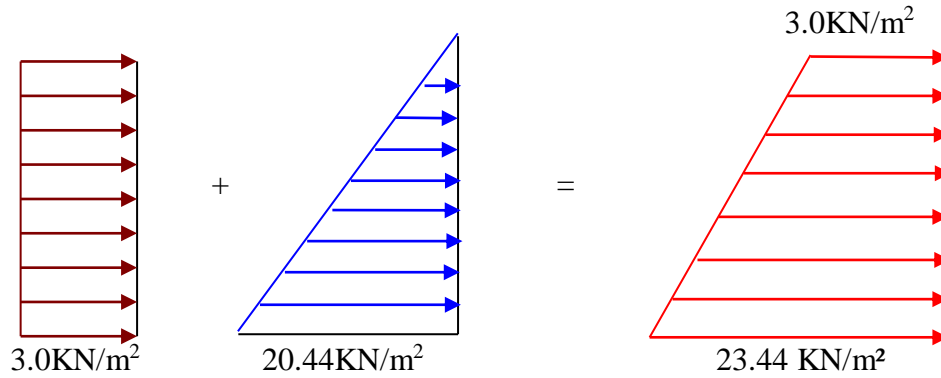


Figure VI.7 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

✓ Vérification des contraintes

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Sens		μ	$M0$ (KN.m)	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	0.0561	11.63	9.88	6.44	15	195.83	201.63	Vérifiée
	Appui			-5.84	4.52	15	184.01	201.63	Vérifiée
y-y	Travée	0.595	6.92	5.88	5.76	15	175.01	201.63	Vérifiée
	Appui			-3.46	4.04	15	164.56	201.63	Vérifiée

Schéma de ferrailage

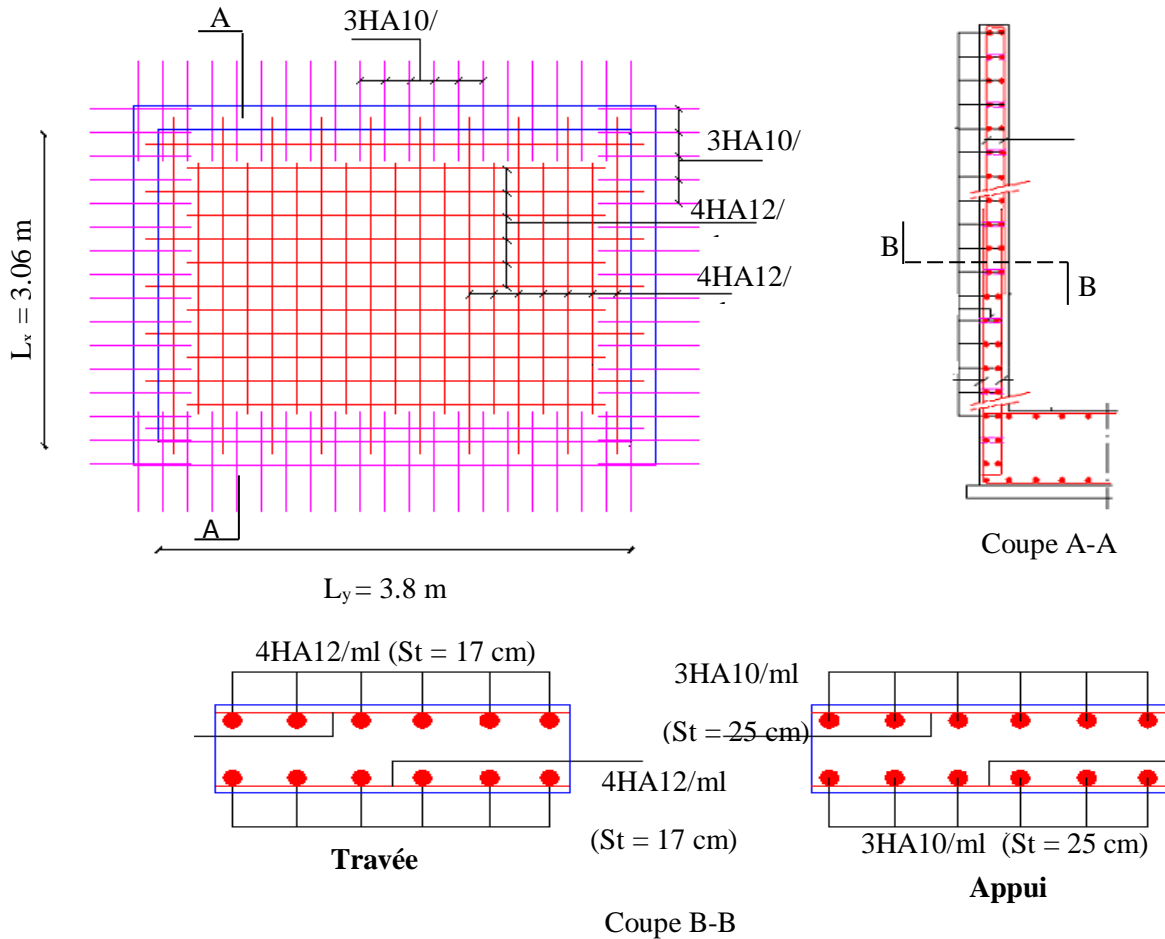


Figure VI.8 :Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

CONCLUSION

Par définition, Une fondation de bâtiment est la partie qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci. Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol .Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de

l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu, nous avons choisis une solution du type fondation, leur géométrie et leur fonctionnement. Selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment, étudié dans ce présent mémoire, doit être implanté, ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment exprimé par les charges appliquées on a choisis le type de fondations considérée adéquates.

Le calcul des fondations s'est fait sur plusieurs étapes. Pour le choix du type de fondations de la structure nous avons procédé, en premier lieu, à un calcul avec semelles isolées. Il s'est avéré après le calcul que ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement. En second lieu nous avons procédé à calculé des semelles filantes en considérant la fille la plus sollicitée

Le ferrailage adopté a été vérifié et c'est avéré satisfaisant. Au niveau de l'infrastructure, un mur périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau de la semelle filante.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur l'exploitation des données du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la maîtrise des matériaux et des produits de construction, conformément aux exigences réglementaires. Le dimensionnement d'une structure commence d'abord par la définition des objectifs de comportement toute en posant des hypothèses de calculs et l'application des règlements en vigueur. La conception architecturale, la nature du site d'implantation, et la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur sont les paramètres sur les quelle repose le dimensionnement de la structure. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis avis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à *lekhdaria* qui est une zone sismique *Ila*.

Le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure en utilisant les données disponibles permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments. La définition de ces éléments et l'affectation des différentes charges selon les prescriptions réglementaires qui régissent le bâtiment permet d'estimer les charges correspondantes qui seront appliquées à ces éléments.

L'étude du bâtiment ne peut s'effectuer sans passer par une étude détaillée des différents éléments. Dans le chapitre trois de ce travail on à aborder le calcul des différents éléments selon les sollicitations et les différentes combinaisons. Ces calculs a permis de déterminer les différentes sections ainsi les ferrailages correspondants.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction. La disposition adéquate nous à donner une disposition de 5 Voiles selon xx et une disposition de 2 Voles selon yy. Les vérifications de l'interaction verticale nous a donné que les voiles reprennent 18.76% et les portiques 81.23 % De la charge verticale. Les vérifications de l'interaction horizontale nous a donné que les voiles reprennent 74.72% et les portiques reprennent 25% de la charge horizontale. La période de la structure obtenue par le calcul numérique est 0.4s est inférieure à la valeur de la période empirique majorée de 30% qui est de 0.52 s dans le sens xx et la période dans le sens yy est de 0.51 s inferieure à la valeur de la période empirique majorée de 30% qui est de 0.66 s Pour les vibrations le premier mode et une translation selon xx , le mode 2 est une translation selon yy

et le troisième mode est une rotation. Le modèle vérifie toutes les conditions sur les déplacements et l'effet de second ordre.

Le calcul des fondations s'est fait sur plusieurs étapes. Pour le choix du type de fondations de la structure nous avons procédé, en premier lieu, à un calcul avec semelles isolées. Il s'est avéré après le calcul que ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement. En second lieu nous avons procédé à calculé des semelles filantes en considérant la poutre la plus sollicitée.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

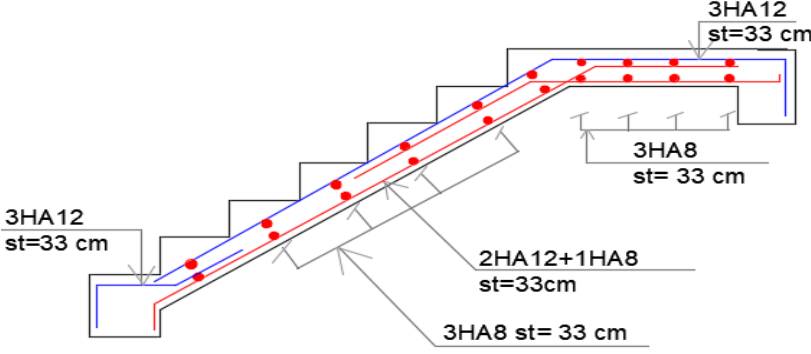
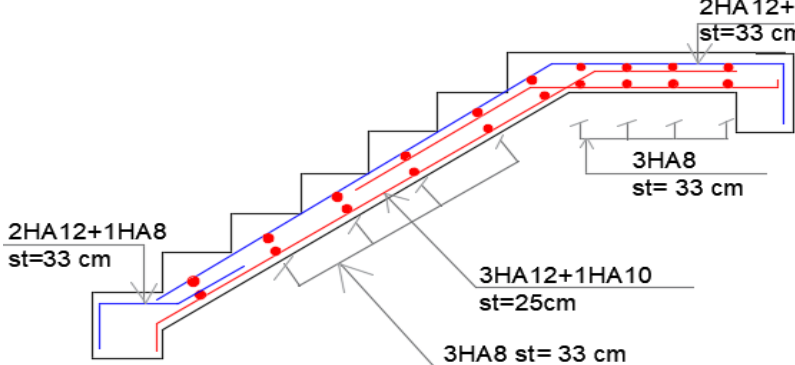
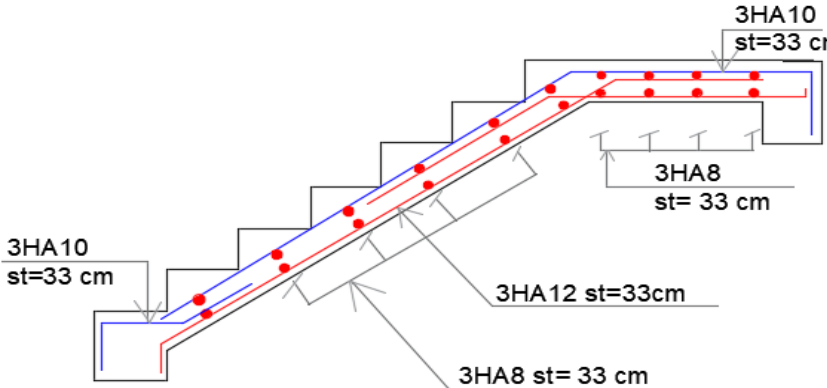
- [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999 ».
- [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges D'exploitation ;
édition 1989 ».
- [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations Superficielles ;
édition 1992 ».
- Cahier de cours béton du cursus, CCI Université de *Bouira*, 2015-2019.
- Ancien mémoires de fin d'étude
- Logiciels utilisés : ETABS Version 2016

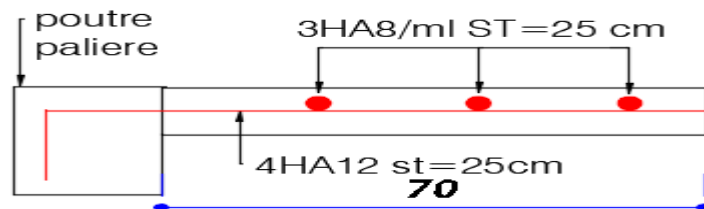
Annexes

Annexe IV

Types des panneaux	Schéma de ferrailage des panneaux	
DP1		
DP3 et DP4		
DP5		
DP6		
DP8		

Annexe V

Types et localisation	Schémas de ferrailage des escalier
Volée 1 souple	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a flexible flight (Volée 1 souple). The reinforcement consists of:</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA12 st=33 cm at the top of the flight. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the flight. 2HA12+1HA8 st=33cm at the top of the landing. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the landing.
Volée 1 sous-sol	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a fixed flight (Volée 1 sous-sol). The reinforcement consists of:</p> <ul style="list-style-type: none"> 2HA12+1HA8 st=33 cm at the top of the flight. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the flight. 3HA12+1HA10 st=25cm at the top of the landing. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the landing.
Volée 2 2 sous-sol	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a fixed flight (Volée 2 2 sous-sol). The reinforcement consists of:</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA10 st=33 cm at the top of the flight. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the flight. 3HA12 st=33cm at the top of the landing. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the landing.



Schémas de ferrailage de palier de repos

Annexe VI

Table de PIGEAUD

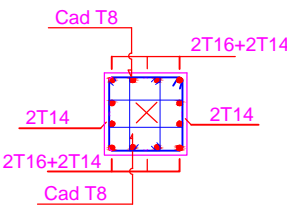
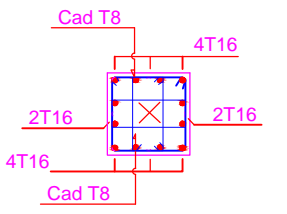
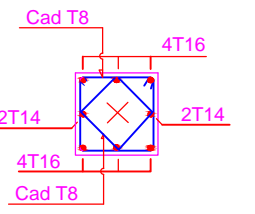
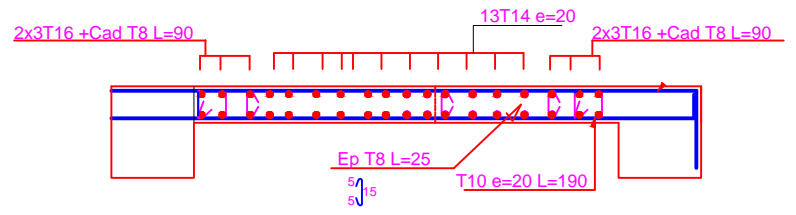
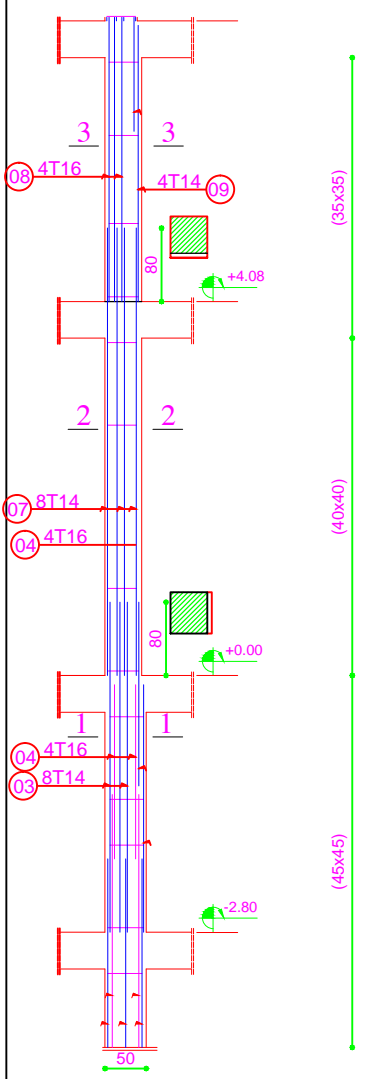
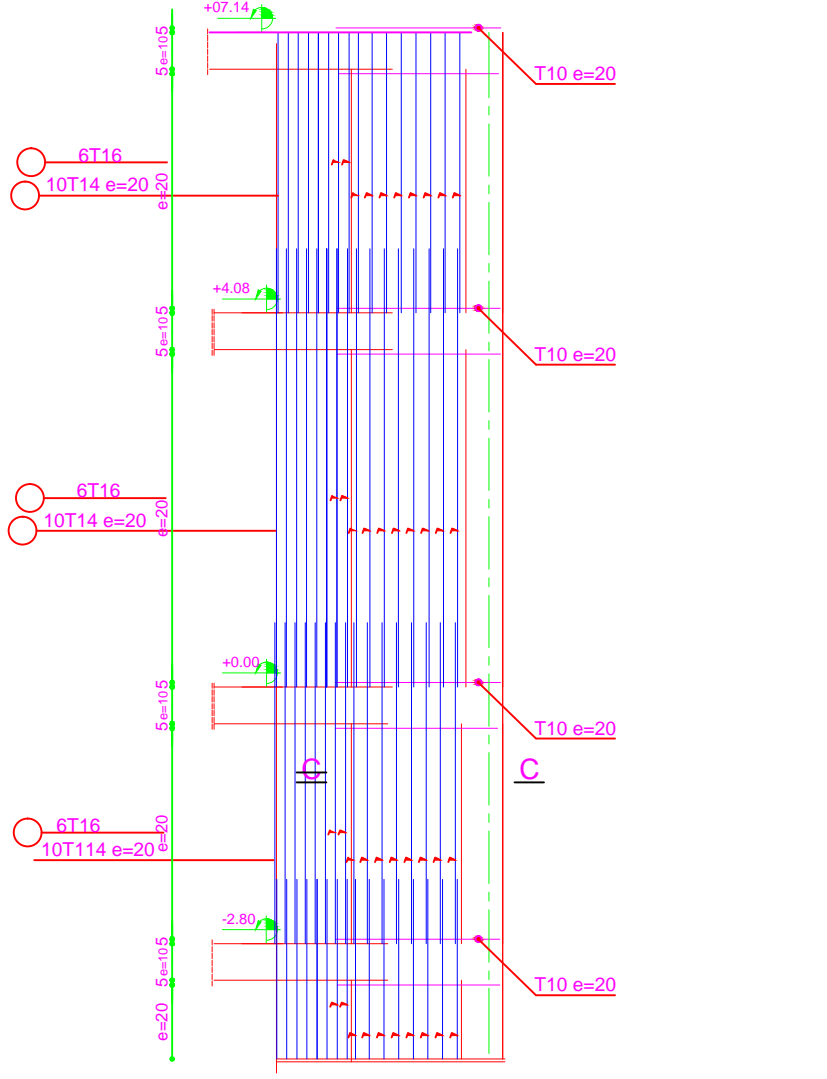
M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

<p style="text-align: center;"><u>SECT 1 - 1</u></p> 	<p style="text-align: center;"><u>SECT 2 - 2</u></p> 	<p style="text-align: center;"><u>SECT 3 - 3</u></p> 	<p style="text-align: center;"><u>COUPE: B - B</u></p> 
<p style="text-align: center;">poutreau (45*45)</p>	<p style="text-align: center;">poutreau (40*40)</p>	<p style="text-align: center;">poutreau (35*35)</p>	<p style="text-align: center;">voile l=2m et e=20 cm</p>
			

poutre principales (40*30)		poutre principales (40*30)	
en appuis	en travée		
poutre secondaires (35*30)		poutre secondaires (35*30)	
en appuis	en travée		

ملخص:

هذا المشروع يشمل تقديم دراسة تفصيلية لعمارة تتكون من خمس طوابق و طابق ارضي و المقرر إنشاءه ببلدية الاخضرية ولاية البويرة و تصنف هذه المنطقة ضمن المناطق الزلزالية المتوسطة وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 .

الهدف هو تنسيب مختلف مكونات المبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومتهم مختلف الإجراءات التي قد يتعرض لها ولهدا كان علينا اللجوء الى القواعد التالية:

CBA93, RPA99/2003, BAEL91/99

لتحديد القوى الداخلية لكل الحمولات و الدراسة الديناميكية لحساب و سائط الاهتزاز استخدمنا ETABS2016 برنامج الحساب و في الجزء الأخير من دراسة المدكرة تم حساب و تصميم الاساسات .

الكلمات المفتاحية: بناء، الخرسانة المسلحة، 2003 ,RPA99modifié ,BAEL91 ,modifié99 ,ETABS

Abstract:

This project includes presenting a detailed study of a building consisting of five floors and a ground floor, which is to be built in the greenery of the wilaya of Bouira. This area is classified within the intermediate seismic zones according to the Algerian anti-seismic rules 99 version 2003.

The goal is to place the various components of the building to determine the appropriate reinforcement to withstand it from the various actions it may be subjected to

For this we had to resort to the following rules:

CBA93, RPA99/2003, BAEL91/99

To determine the internal forces of all loads and to study the dynamics of vibration modes, we used ETABS2016

Calculation program In the last part of the notebook study, the foundations were calculated and designed.

Keywords: Building, reinforced concrete, ETABS, modifié99, BAEL91, RPA99modifié, 2003.

Résumé :

Ce projet comprend la présentation d'une étude détaillée d'un bâtiment composé de cinq étages et d'un rez-de-chaussée, qui doit être construit dans la verdure de la wilaya de Bouira. Cette zone est classée dans les zones sismiques intermédiaires selon les règles antisismiques algériennes 99 version 2003.

Le but est de placer les différentes composantes du bâtiment afin de déterminer le renfort approprié pour lui résister aux différentes actions auxquelles il peut être soumis

Pour cela, nous avons dû recourir aux règles suivantes :

CBA93, RPA99/2003, BAEL91/99

Pour déterminer les efforts internes de toutes les charges et étudier la dynamique des modes de vibration, nous avons utilisé ETABS2016

Programme de calcul Dans la dernière partie de l'étude du cahier, les fondations ont été calculées et conçues.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, ETABS, modifié99, BAEL91, RPA99modifié, 2003.