

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DELA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE « M'HAMED

BOUGARA »BOUMERDES

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil



Spécialité : STRUCTURES ET CONSTRUCTION

Thème

Etude d'un hotel en R+5+ sous-sol +terrasse
inaccessible à usage multiple (habitation et
service et commerce) à Contreventement mixte
(portique et voile)

Réalisé par :

-SAOUD AHMED

Suivi par :

- TCHAMAKDJI MOUNIR

PROMOTION : 2023/2024

Remerciements

Je remercie, en premier lieu, mon dieu qui a bien voulu me donner la force pour effectuer le présent travail.

Je remercie mon encadrant monsieur TCHAMAKDJ pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de cet ouvrage.

Je remercie également les membres du jury qui me font l'honneur d'examiner mon travail et de participer au jury de soutenance de mon mémoire.

J'exprime ma gratitude et ma reconnaissance à l'ensemble des professeurs du département génie civil qui ont contribué à ma formation d'ingénieur en génie civil.

Je remercie également monsieur KHERRA HICHEM et tous les membres de la société du GCB pour leur aide.

Enfin, je remercie tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE:	1
chapiter I. Présentation de l'ouvrage:.....	2
I.1. Introduction :	2
I.2. Caractéristique géométrique :	2
I.3. Conception :	2
I.4. Caractéristiques des matériaux :	3
I.4.1 Béton :	3
I.5. Hypothèses de calcul des sections en béton arme:.....	7
chapiter II. Pré dimensionnement des éléments :	10
II.1. Introduction :	10
II.2. Les poutres :	10
II.3. Les planchers	11
II.3.1 Plancher à corps creux :	11
II.4. Les voiles :	13
II.5. Evaluation des charges :	14
II.5.1 Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :	14
II.5.2 Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22] :	17
II.6. Pré dimensionnement des poteaux :	18
II.6.1 Principe de calcul :	18
II.6.2 Etapes du prédimensionnement :	18
II.6.3 Pré dimensionnement :	19
II.7. Prédimensionnement des voiles :	27
II.8. Pré dimensionnement des balcons :	28
II.9. Acrotère :	28
II.10. Etude d'escalier :	29
chapiter III. Ferrailage des éléments secondaires	37
III.1. Introduction:	37
III.2. Etude de l'acrotère :	37
III.2.1 introduction :	37
III.2.2 Hypothèse de calcul :	37
III.2.3 Dimension de l'acrotère :	37
III.2.4 Evaluation des charges :	38
III.2.5 Les charges:	38
III.2.6 Détermination des sollicitations	38
III.2.7 Combinaison des sollicitations :	39
III.2.8 Ferrailage de la section :	39

III.2.9 Vérification à l'ELU :	42
III.2.10 Vérification au cisaillement:	42
III.2.11 Vérification de l'adhérence des barres :	42
III.2.12 Vérification de l'encrage :	43
III.2.13 vérification des contraintes à l'ELS :	43
III.3. Calcul du balcon :	45
III.3.1 Hypothèse de calcul :	45
III.3.2 Détermination des efforts :	45
III.3.3 Calcule des sollicitations :	45
III.3.4 Moments et efforts tranchants :	46
III.3.5 Ferrailage du balcon :	46
III.4. Etude du plancher à corps creux :	50
III.4.1 Définition :	50
III.4.2 disposition et pré dimensionnement des poutrelles :	50
III.4.3 Calcul des poutrelles :	51
III.4.4 Méthodes de calcul des poutrelles :	53
III.4.5 Calcul de ferrailage à l'ELU :	60
III.4.6 Ferrailage de la dalle de compression :	68
III.5. Etude du plancher dalle pleine :	69
III.5.1 Introduction :	69
III.5.2 l'épaisseur des panneaux:	69
III.5.3 Evaluation des charges :	69
III.5.4 Calcul des moments isostatiques :	70
III.5.5 calcul de l'effort tranchant :	71
III.5.6 Calcul de ferrailage à l'ELU :	71
III.5.7 Vérification à l'ELU:	73
III.5.8 Vérification à l'ELS:	74
III.6. Calcule des escaliers :	77
III.6.1 Escalier EC et RDC:	77
III.6.2 Etude de la poutre palière :	85
III.7. Etude de la dalle salle machine :	91
III.7.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :	92
III.7.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :	93
III.7.3 Ferrailage :	93
III.7.4 Résumé des résultats	94

chapiter IV. ETUDE SISMIQUE	96
IV.1. Introduction	96
IV.2. Objectif de l'étude dynamique:	96
IV.3. Méthode de calcul :	96
IV.3.1 Méthode statique équivalente:	96
IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale:	97
IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:	97
IV.4. Description de logiciel (Robot Structural Analysis Professional):	98
IV.5. Vérification du RPA :	100
IV.5.1 spécification pour les poteaux : (Art7.4.3.I/RPA 99version 2003).....	100
IV.5.2 système de contreventement :(Art3.4/RPA 99V2003)	101
IV.5.3 Résultantes des forces sismiques de calcul :	102
IV.5.4 Calcul de l'excentricité :	109
IV.5.5 Justification vis-à-vis des déformations :	111
IV.5.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	112
IV.5.7 Vérification de non renversement :	113
chapiter V. Ferrailage des éléments principaux.....	115
V.1. Introduction:	115
V.2. Ferrailage des poteaux :	115
V.2.1 Les combinaisons d'actions:	115
V.2.2 Caractéristiques des matériaux :	116
V.3. Ferrailage des poutres :	126
V.3.1 Recommandation du RPA V2003:.....	126
V.3.2 Recommandation du BAEL 91 :	127
V.3.3 Ferrailage des poutres princepales:.....	128
V.3.4 Ferrailage des poutres secondaires:	130
V.4. Ferrailages des voiles:	136
V.4.1 Introduction :	136
V.4.2 les combinaison d'action :	136
V.4.3 Exposé de la méthode :	136
V.4.4 Détermination des armatures :	137

V.4.5 Identification des voiles :	139
V.4.6 Ferrailage des voiles:	141
V.5. Conclusion :	147
chapiter VI. Etude de l'infrastructure (Fondations).....	149
VI.1. Introduction :	149
VI.1.1 Fondations superficielles :	149
VI.1.2 Fondations semi-profondes :	149
VI.1.3 Fondations profondes :	149
VI.1.4 • Étude de sol :	149
VI.2. Choix du type de fondations :	150
VI.2.2 Semelles filantes :	151
VI.3. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteaux :	152
VI.3.1 Pré dimensionnement la semelle et libage :	152
VI.4. dimensionnement les semelles et libage :	156
VI.4.1 Calcul du ferrailage :	156
VI.4.2 Ferrailage de libage sens Y-Y':	158
VI.4.3 Ferrailage de libage sens XX':	159
VI.5. Etude de voile périphérique : (voile de soutènement)	161
VI.5.1 Dimensionnement :	161
VI.5.2 Détermination des sollicitations:	162
VI.5.3 Calcule de la force de poussée :	162
VI.5.4 Poussée supplémentaire due à la surcharge :	163
VI.5.5 La charge pondérée :	163
VI.5.6 Calcul du ferrailage :	163

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Tableau I.1. les caractéristiques géométriques	2
Tableau I.2. les caractéristiques de béton	3

Chapitre II : Pré dimensionnement et descend des charges

Tableau II.1. l'épaisseur de la dalle.....	12
Tableau II.2. les dimension de la dalle.....	12
Tableau II.3. L'épaisseur minimale.....	14
Tableau II.4. Dégression de charge	18
Tableau II.5. Poteau voisin de rive.....	24
Tableau II.6. Poteau de rive.....	25
Tableau II.7. Poteau d'angle.....	25
Tableau II.8. Vérification des exigences du RPA V2003.....	26
Tableau II.9. Vérification des poteaux au flambement.	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1. Charge et surcharge avant coulage	53
Tableau III.2. moments et efforts à l'ELU et l'ELS.....	54
Tableau III.3. Calcul de μ_{bu} et μ_{lu}	54
Tableau III.4. Charges et surcharges après coulage.	55
Tableau III.5. Moments en travées.ELU.	58
Tableau III.6. Des efforts tranchants	59
Tableau III.7. Moments en travées.ELS.....	60
Tableau III.8. Des efforts tranchants	61
Tableau III.9. Calcul des moments sur appuis.....	72
Tableau III.10. Calcul des moments en travées.....	73
Tableau III.11 Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y..	75
Tableau III.12. Tableau des charges.....	79
Tableau III.13. Combinaison de charges.....	79
Tableau III.14. Moment et effort tranchant	88
Tableau III.15. Ferrailage de la dalle salle machine	96

Chapitre IV: Etude dynamique

Tableau IV.1. L'effort normal réduit.....	100
Tableau IV.2. efforts normale de les voiles.....	101

Tableau IV.3. Classification du Site	103
Tableau IV.4. Périodes et facteurs de participation modale.	104
Tableau V.5. Pénalité P_q en fonction de critère de qualif	106
Tableau V.6. Coefficient d'Accélération	106
Tableau V.7. conclusion.....	109
Tableau V.8. Déplacement inter-étage dans le sens (xx).....	111
Tableau V.9. Déplacement inter-étage dans le sens (yy).....	111
Tableau V.10. Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.	112
Tableau V.11. Vérification de l'effet P-Delta sens transversal	112
Tableau V.12. Vérification de rapport M_s/M_r	113

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

Tableau V.1. Coefficient de sécurité et caractéristiques des matériaux	116
Tableau V.2. Ferrailage maximal et minimal.....	117
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.	119
Tableau V.4. Longueur de recouvrement.	119
Tableau V.5. Armature transversale en zone courante.....	122
Tableau V.6. Armature transversale en zone nodale.....	122
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.	123
Tableau V.8. Vérification des contraintes.	124
Tableau V.9. les moments des poutres principales.	128
Tableau V.10. ferrailage des poutres principales.	119
Tableau V.11. les moments des poutres principales	130
Tableau V.12. ferrailage des poutres principales.	130
Tableau VI.13.1. Vérification de l'adhérence des Poutres principales.....	134
Tableau VI.13.2. Vérification de l'adhérence des Poutres secondaires	135
Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.	147

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Caractéristiques du sol	152
Tableau VI.2. Récapitulatif des efforts internes M et N.....	153
Tableau VI.3. predimensionnement du la semelle et libage.....	154
Tableau VI.4. dimensionnement du la semelle et libage.....	154
Tableau VI.12. dimensionnement de les semelles filante et libage.....	156
Tableau VI.13. les moments de libage sens Y-Y'	158
Tableau VI.14. ferrailage de libage sens Y-Y'	159
Tableau VI.15. . les moments de libage sens X-X'	159
Tableau VI.16. ferrailage de libage sens X-X'	160
Tableau VI.17. ferrailage de la semelle filante	161

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1. diagramme des déformations et contraintes	5
Figure I.2. diagramme contrainte déformation du béton a L'ELS	5
Figure I.3. Diagramme de contrainte- déformation	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et descende des charges

Figure II.1. Dimensions de poutres	10
Figure II.2. Dimensions à respecter pour les poutres	11
Figure II.3. Coupe transversale (section en T)	12
Figure II.4. Coupe de voile en plan	13
Figure II.5 Charge permanente du plancher terrasse	14
Figure II.6. Charge permanente de l'étage courant.	15
Figure II.7 Charge permanente du balcon.	15
Figure II.8. Représentation de poteau b-4.	19
Figure II.9. Représentation du poteau A-5.	20
Figure II.10. Représentation du poteau A-1.	21
Figure II.11. Coupe de voile en plan.	28
Figure II.12. Coupe de voile en élévation.	29
Figure II.13 Acrotère.	30
Figure II.15. Escalier type quart tournant bas	39

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère	39
Figure III.2. Schéma horizontale de l'acrotère	40
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	46
Figure III.4. Schéma statique du balcon	47
Figure III.5. Schéma statique du balcon à l'ELU et à l'ELS	48
Figure III.5.1. Diagramme des sollicitations à l'ELU	48
Figure III.5.2. Diagramme des sollicitations à l'ELS	48
Figure III.6. Schéma de ferrailage du balcon	51
Figure III.7. schéma de poutrelle	52
Figure III.8. Schéma de type de la poutrelle	53
Figure III.9. Diagrammes des moments à l'ELU.	61
Figure III.10. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.	61

Figure III.11. Diagrammes des moments à l'ELS	62
Figure III.12. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS	62
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutrelle.	69
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	70
Figure III.15. Panneau de rive	72
Figure III.16. Coupe verticale de la dalle pleine.	73
Figure III.17. Ferrailage de la dalle pleine	78
Figure III.18. Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	79
Figure III.19. .Diagrammes moment et effort tranchant ELU.	80
Figure III.20. Schéma statique des escaliers à l'ELS..	80
Figure III.21. Diagrammes moment et effort tranchant ELS.....	81
Figure III.22. Schéma de ferrailage des escaliers.	87
Figure III.23. Diagrammes moment et effort tranchant ELU.	88
Figure III.24. Diagrammes moment et effort tranchant ELS.....	88
Figure III.25. . Schéma du ferrailage de la poutre palière..	89
Figure III.26. Cage d'ascenseur.....	93

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Disposition des voiles	99
Figure IV.2. Disposition portique-voile axe (AA).....	99
Figure IV.3. de classification entre systemes de contreventement avic voiles.	101
Figure IV.4. Spectre de réponse.	108
Figure IV.5. . 1 ^{er} mode de translation suivant le sens x x de période T=0.43s.....	109
Figure V.6. 2 ^{ème} mode de translation suivant le sens y y de période T=0. 0.31 s.....	110
Figure V.7. 1 ^{er} mode rotation de période T= 0.23 s.	110

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Section du poteau.	124
Figure V.2. Ferrailage du poteau de section (40x55) cm ²	125
Figure V.3. Ferrailage du poteau de section (40x50) cm ²	125
Figure V.4. Ferrailage du poteau de section (35x40) cm ²	125
Figure V.5. Disposition des voiles dans les étages courant.....	139

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1. semelle filante.....	151
Figure VI.2.Chargement de la semelle filante à l'axe 2.....	153
Figure VI.4. Charges appliqués sur le voile sous sols	162

Liste des notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\bar{r}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
r_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour
f_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Amature de réparation
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
ψ	Facteur de correction d'aotissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
I_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la lus comprimée et les armatures inferieures

D'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids totale de la structure
V	Force sismique totale
W_i	Poids au niveau « i »
C_t	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_t	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
$\bar{f}$	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ϵ	Déformation du béton en compression
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé



Figure .1: Plan de masse



Figure 2:vue en plan de la façade principale de la structure

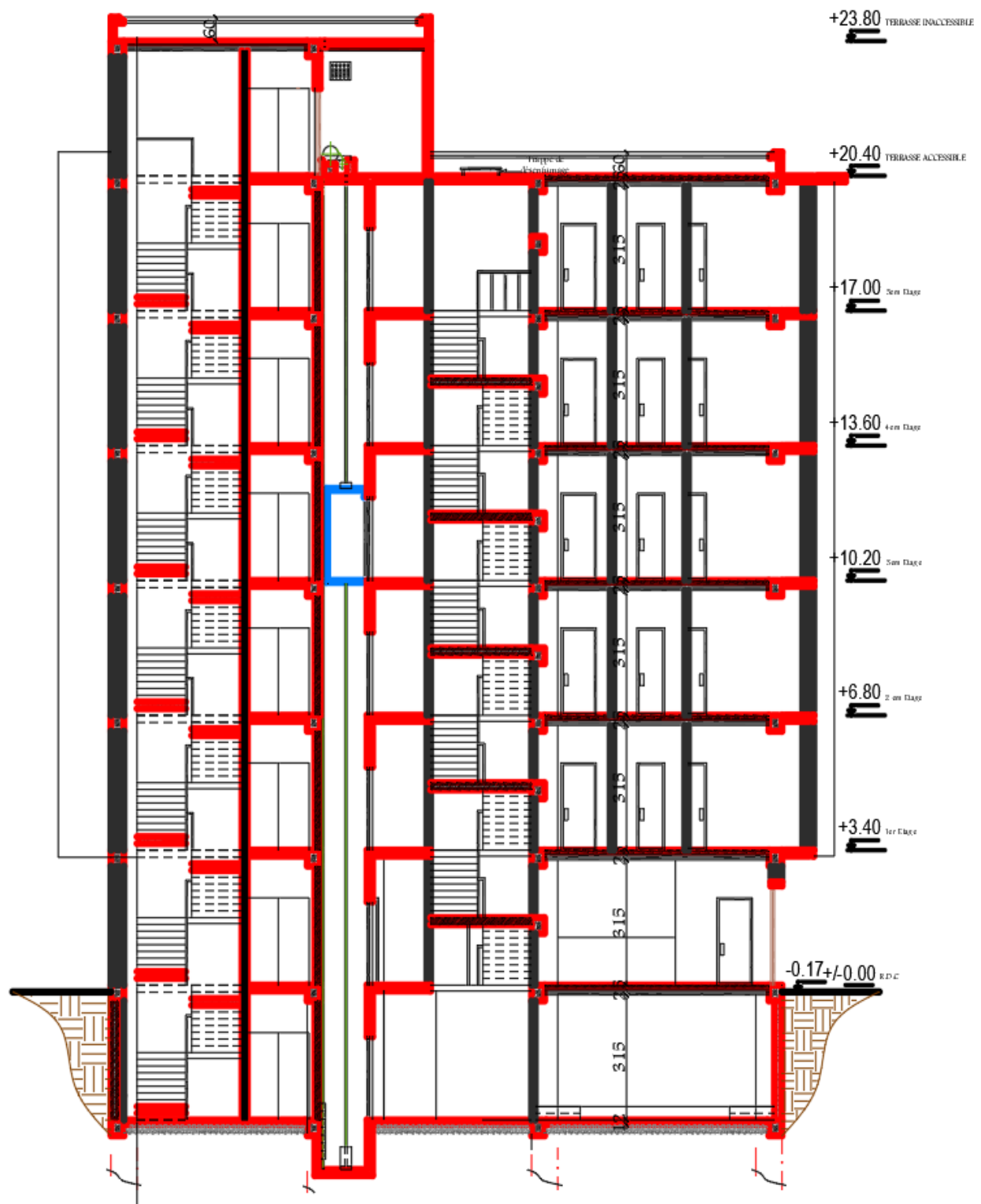


Figure 4 :Coupe B-B de la structure

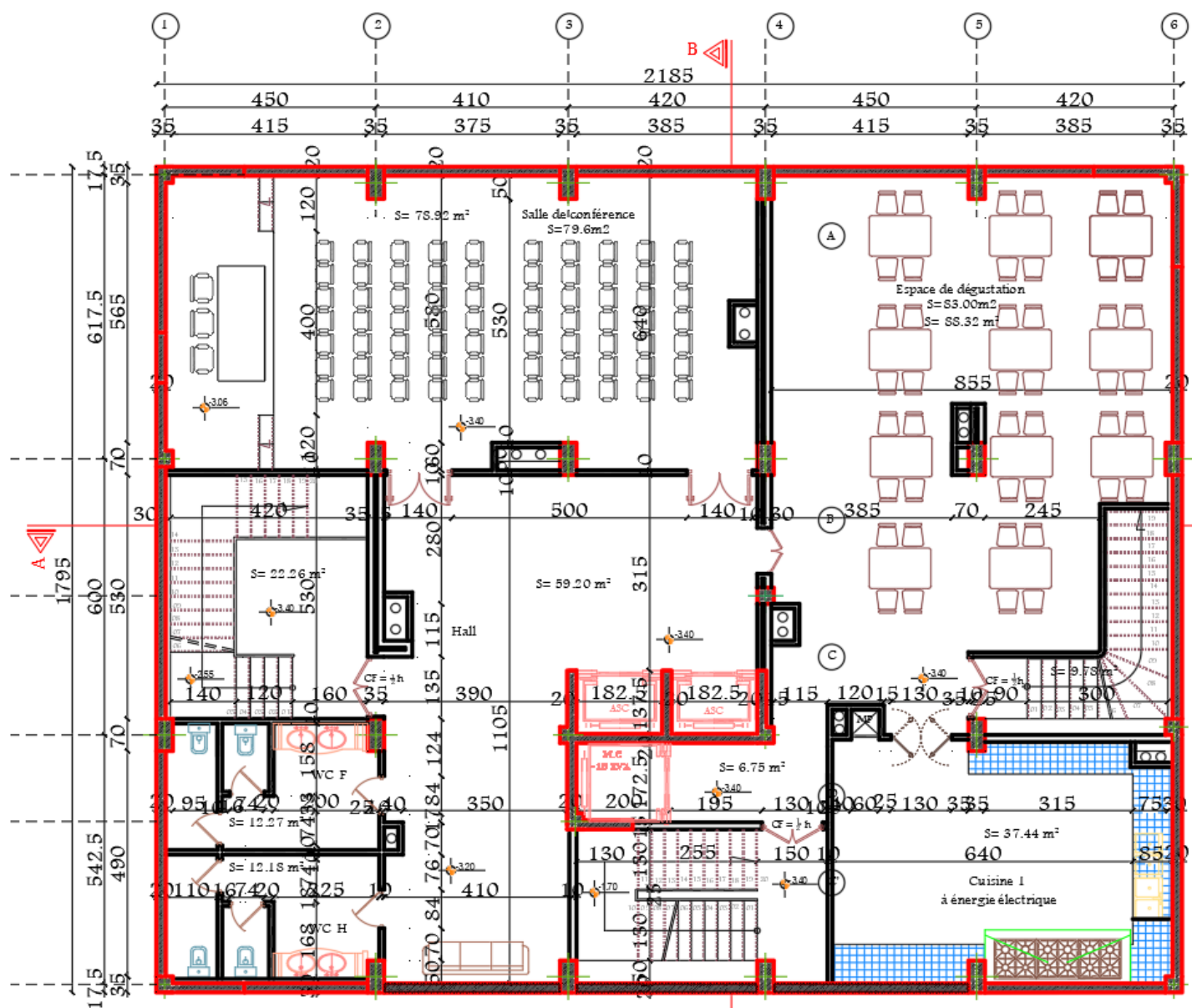


Figure 5: vue en plan niveaux sous sol de la structure

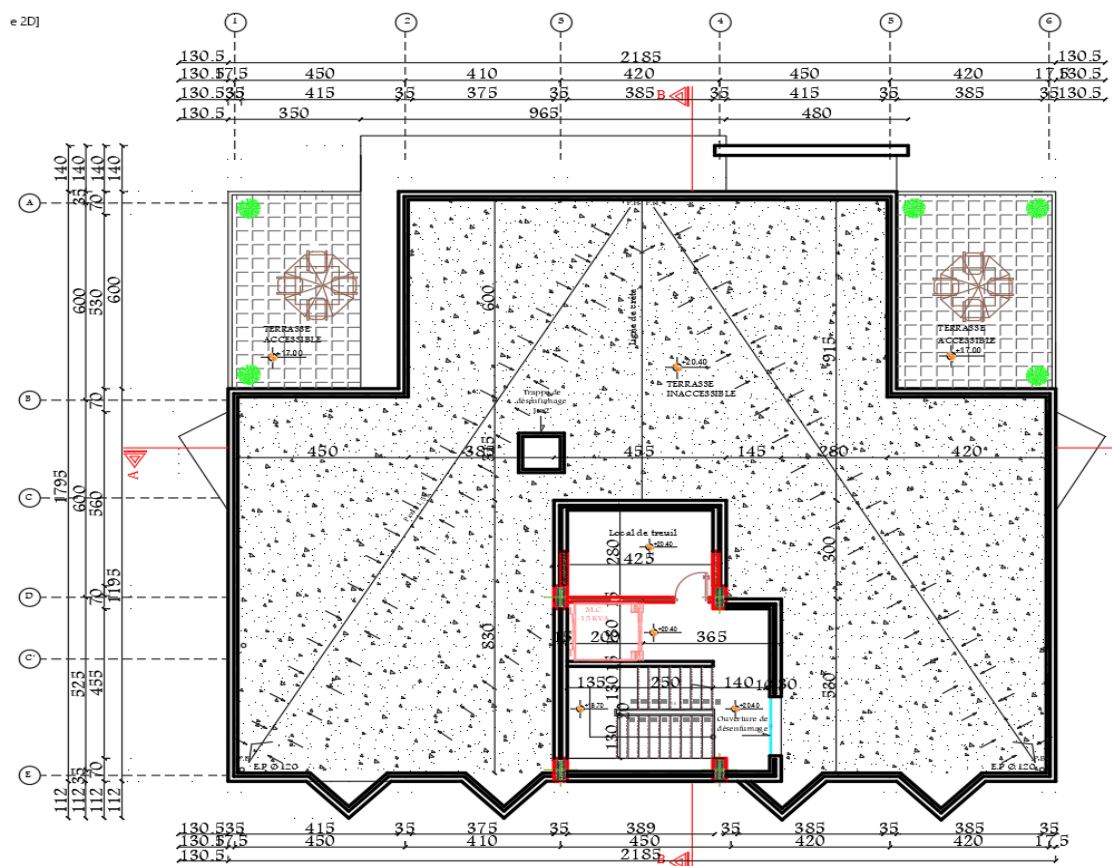


Figure 6: vue en plan niveaux RDC de la structure



Figures 7: vue en plan niveaux de les étages courant de la structure

e 2D)



PLAN NIVEAU +20.40

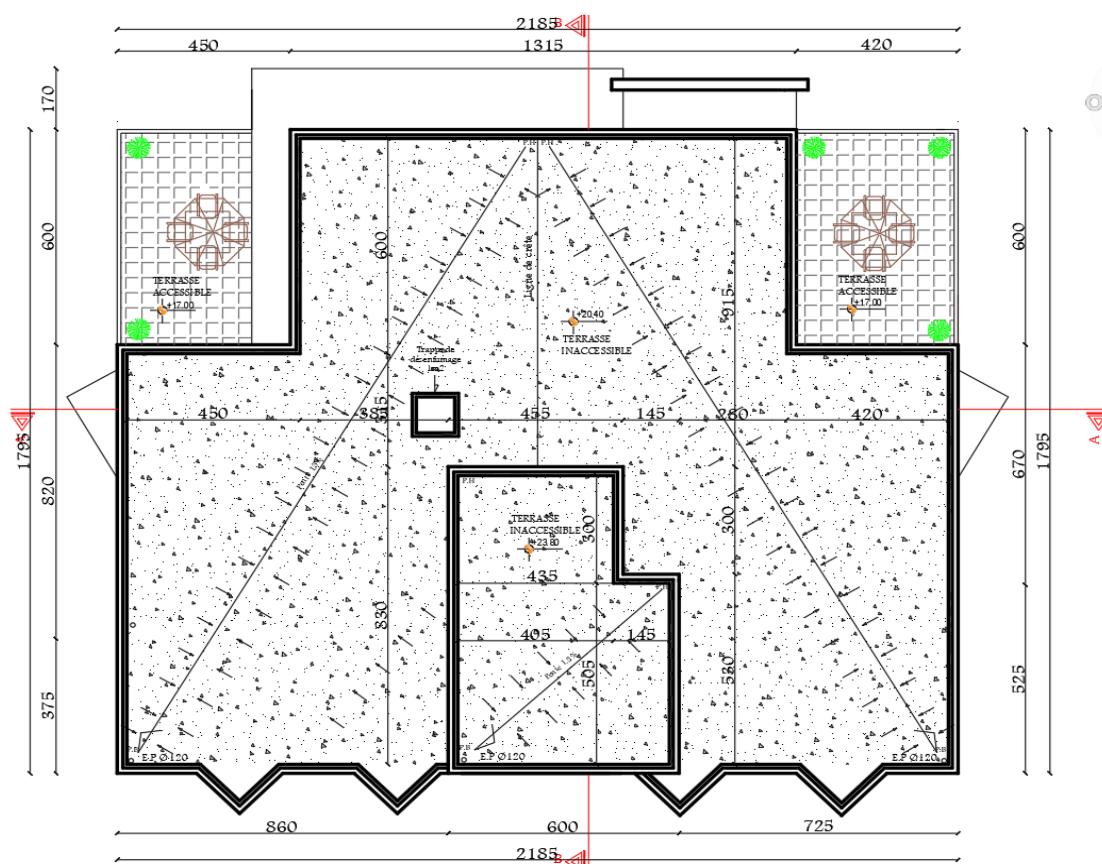


Figure 9: vue en plan de terrasse et niveau +20.4 de la structure



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage



INTRODUCTION GENERALE:

Dans le cadre de l'évolution constante des besoins en infrastructures et de l'urbanisation croissante, le génie civil se trouve au cœur des défis architecturaux et structurels contemporains. Ce mémoire de master d'explorer l'étude civile d'un hôtel de R+5+sous sol , en mettant l'accent sur l'innovation, la sécurité et la durabilité.

L'objectif principal de cette étude est de concevoir une structure hôtelière qui non seulement répond aux exigences fonctionnelles et esthétiques d'un établissement d'accueil moderne mais qui intègre également des solutions ingénieuses pour garantir la sécurité et le confort des occupants. À travers une approche multidisciplinaire, nous examinerons les aspects structuraux, les matériaux utilisés, ainsi que l'impact environnemental du projet.

La méthodologie adoptée s'appuiera sur des analyses structurelles poussées, en utilisant des logiciels de simulation avancés (Robot Structural) pour modéliser et évaluer la résistance de l'hôtel face aux diverses sollicitations, telles que les charges permanents et exploitations, y compris les séismes potentiels et les contraintes climatiques.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant:

- **Le premier chapitre**, qui est consacré pour le présentation de l'ouvrage
- **Le deuxième chapitre**, traité le pré dimensionnement des éléments structuraux
- **Le troisième chapitre**, aborde l'étude des éléments secondaires.
- **Le quatrième chapitre**, pour l'étude dynamique de la structure.
- **Le cinquième chapitre**, pour l'étude des éléments principaux.
- **Le sixième chapitre**, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

chapiter I. Présentation de l'ouvrage:

I.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un hôtel R+5 + sous sol le RDC pour cafeteria et halle de réception et les 1^{er} étage salle de restauration et les étages 2 et 3 et 4 et 5 habitation

l'hôtel sera implanté à « Lotissement Abdouni Ramdhane N°42, Dar El Beida. Alger » classée par le règlement parasismique algérien « RPA 99 VERSION 2003 » comme une zone de sismicité moyenne « **zone III** ».

I.2. Caractéristique géométrique :

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau. I. les caractéristiques géométriques

Longueur totale	21.85 [m]
Largeur totale	17.95 [m]
Hauteur totale	23.80 [m]
Hauteur d'étage courant	03.40 [m]
Hauteur de RDC	03.40 [m]

I.3. Conception :

Système porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on propose pour son contreventement les variantes différentes :

- Par noyaux en béton armé.
- Contreventement par des voiles en béton armé.
- Portique (poteau – poutre).

Les planchers :

Dans notre projet il y a deux types de plancher :

- ✓ Des dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.
- ✓ Des planchers en corps creux, reposant sur des poutrelles.

Les escaliers :

L'accès aux étages supérieur s'effectue par :

- ✓ Escaliers à paillasse adjacentes et escaliers à paillasse orthogonales.

Maçonneries :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de 10cm d'épaisseurs et une paroi interne de 10cm d'épaisseur ; les deux parois étant séparées par un vide de 5cm d'épaisseurs, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10cm d'épaisseur.

Revêtement :

Le revêtement est constitué par :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour la salle d'eau.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte, en particulière, des caractéristiques, physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractères des matériaux concernent :

- ✓ Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- ✓ Les déformations (allongement et raccourcissement).
- ✓ Les diagrammes déformations contraintes.

I.4.1 Béton :**I.4.1.1 Composition moyenne du béton :**

I En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton, voici une proposition de composition moyenne basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, ainsi qu'un dosage en ciment permettant d'obtenir une résistance à la compression égale à 25 MPa dans des conditions courantes.

Tableau. I.2. Caractéristiques de béton

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

I.4.1.2 La résistance caractéristique du béton :

- En compression $\ll f_{cj} \gg$ C. B. A. 93[A – 2 – 1 – 1 – 1].

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25[MPa]$

$$\text{A un age } j < 28 \text{ jours: } f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40[MPa]$$

- En traction $\ll f_{tj} \gg$ C. B. A 93[A. 2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_y = 2.1[MPa]$ déduite de la formule

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

I.4.1.3 Déformation longitudinales du béton :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

I.4.1.4 Coefficient de poisson C.B.A [A.2.1.3] :

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.4.1.5 Diagrammes déformations –contraintes de béton C.B.A.93 [A.4.3.4] :

On distingue (figure) :

- Le diagramme « parabole rectangle » ;
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi ;
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

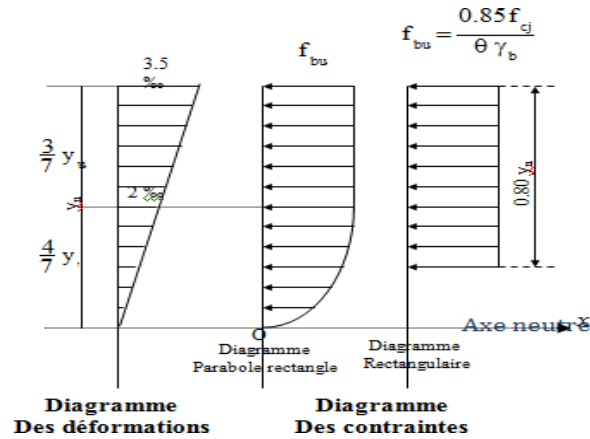


Figure. I.1. diagramme des déformations et des contraintes

Notations :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

- 1 pour une durée d'application des charges $> 24h$
- 0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- 0.85 Si $\text{durée} < 1h$

I.4.1.6 Les contraintes limites :

- Etat limite ultime C.B.A 93 [A.3.3.2] :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \quad \text{Dans notre cas: } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$

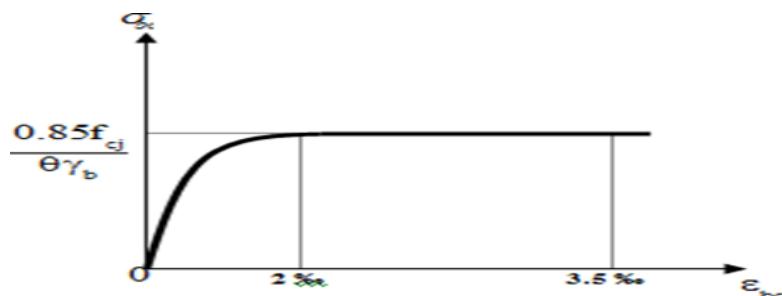


Figure I.2: diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

Notation :

$\theta = 1$ durée > 24h

$\theta = 0.91h < \text{durée} < 24h$ $\theta = 0.85\text{durée} < 1h$

$\gamma_b = 1.5$ Combinaison courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Combinaison saccidentelles.

Etat limite de service :

dans notre cas $\sigma_{bc} = 15[MPa]$

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6f_{cj}$;

Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{F_c 28}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{F_c 28}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

Acier

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales
- Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux

I.4.1.7 Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$

I.4.1.8 Contraintes limites :

Etat limite ultime: ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186.96 [MPa] \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s = 347.83 [MPa] \end{cases}$$

$\gamma_s = 1.15$ Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Etat limite de service : ELS :

- ✓ Cas de fissuration peut préjudiciable $\sigma_s = \frac{2}{3} f_e$, dans notre cas

$$\bar{\sigma}_s = 266.67[\text{MPa}]$$

- ✓ Cas de fissuration préjudiciable
 $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \times F_{tj}} \right\}$
 dans notre cas

$$\bar{\sigma}_s = 201.63[\text{MPa}]$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour rondes lisses ;

$\eta=1.6$ pour acier HA ;

I.4.1.9 Diagramme déformations contraintes :

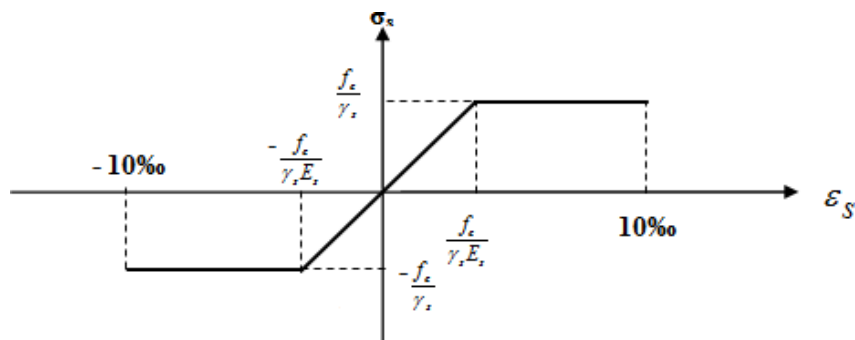


Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation

I.5. Hypothèses de calcul des sections en béton armé:

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

E.L.U :

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.

- On peut supposé concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

E.L.S :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentre en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement $\eta = 15$.



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments



chapiter II. Pré dimensionnement des éléments :

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/version 2003 et le BAEL.93.

Dans ce chapitre, on va faire le pré dimensionnement de chaque type d'élément.

II.2. Les poutres :

Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad (2)$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{Longueur maximale de la poutre} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$

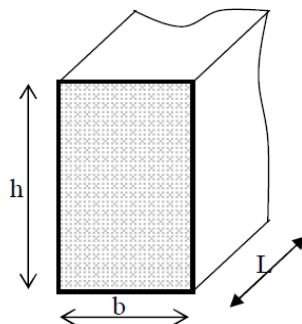


Fig. II.1. Dimensions de poutres

Selon les régies de l'RPA99 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant : $b \geq 20\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b/h \leq 4 \\ B_{\max} = 1,5h_1 + b_1 \leq \text{Max} (b_1/2 ; h_1/2) \end{array} \right.$$

Cas A :

Cas b :

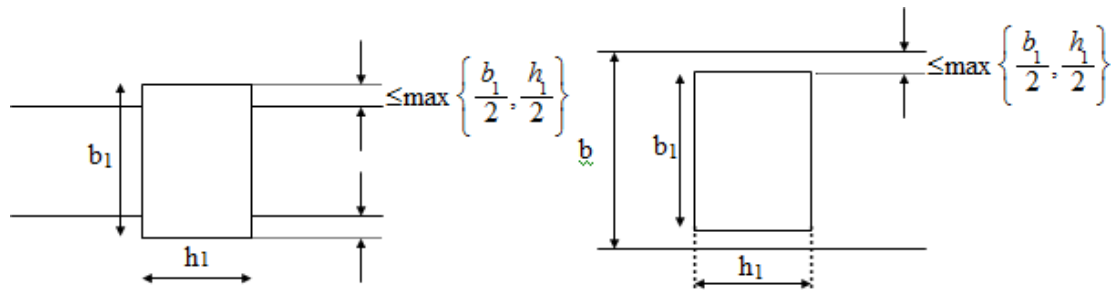


Fig. II.2. Dimensions à respecter pour les poutres

Nous prendrons pour :

➤ **la poutre principale (longitudinale) :**

$L_{\max} = 617.5 \text{ cm}$ $41.16 \leq h_t \leq 61.75$
 $15 \leq b \leq 35$

On prend: $h_t = 50 \text{ cm}$.

On prend: $b = 35 \text{ cm}$.

$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$h/b \leq 4 \Leftrightarrow 45/30 \leq 4 \Leftrightarrow 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

➤ **La poutre secondaire (transversale):**

$L_{\max} = 450 \text{ cm}$ $30 \leq h_t \leq 45$
 $12 \leq b \leq 28$

On prend: $h_t = 40 \text{ cm}$

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

$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$h/b \leq 4 \Leftrightarrow 40/35 \leq 4 \Leftrightarrow 1.142 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

II.3. Les planchers

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

II.3.1 Plancher à corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4]

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec :} \quad L : \text{ plus grande portée libre}$$

Tableau.II.1 l'épaisseur de la dalle

h_x (cm)	$L_x/22.5$ cm	h_t (cm)
420	18.66	20 16+4)

Les nervures :

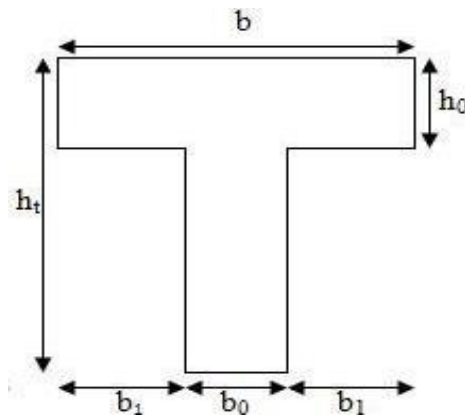
La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2 b_1$

$$\text{Avec: } b_1 = \min\left\{\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right\} \Rightarrow b_1 = \min\{27.5, 44\} \text{ Soit } b = 65\text{cm}, d = 0.9h_t$$

Tableau .II.2 les dimension de la dalle

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	12cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

**Figure II.3.** Coupe transversale (section en T)

II.4. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton arme est justifie par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003 . Ils servent d'une part a contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part a reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu' 'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 << les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. >> Avec : L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

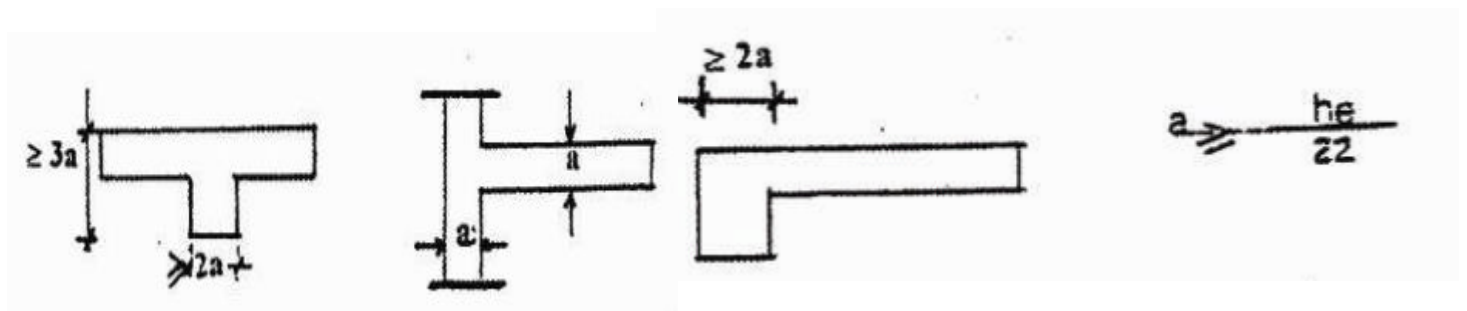


Fig. II.4. Coupe de voile en plan

- L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \text{Max} \{ h_e/25, h_e/22, h_e/20 \}$$

- L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 version 2003 page 56).
➤

Tableau .II.3. L'épaisseur minimale

	RDC	Etage courant
h_e (cm)	300	300
a (cm)	13.64	13.64

Alors on prend une épaisseur égale à : $e = 20\text{cm}$

II.5. Evaluation des charges :

II.5.1 Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :

Plancher terrasse inaccessible :

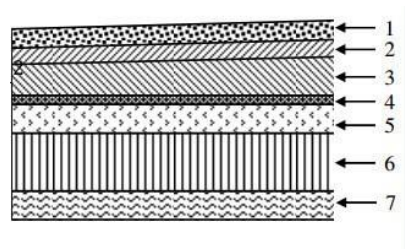
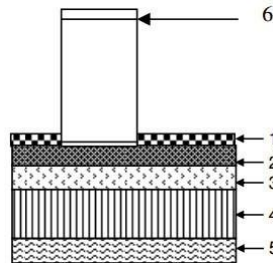


Figure.II.5.Charge permanente du plancher terrasse.

- 1- Protection mécanique en gravier ($e = 5\text{ cm}$)(0,05). (17) = 0,85 KN/m^2
- 2-Etanchéité multicouche.....(0,02). (6) = 0,12 KN/m^2
- 3- Forme de pente ($e_{\text{moy}} = 10\text{ cm}$) (0,10). (22) = 2,2 KN/m^2
- 4- Pare-vapeur (Feuille polyane) 0,01 KN/m^2
- 5- Isolation thermique (liège) ($e = 4\text{ cm}$)(0,04). (4) = 0,16 KN/m^2
- 6- Plancher corps creux (16 + 4)..... (0,2).(14) = 2,80 KN/m^2
- 7- Enduit de plâtre.....(10). (0,02) = 0,20 KN/m^2

$$\Sigma G = 6.34 \text{KN/m}^2$$

Plancher étage courant (corps creux) :**Figure.II.6.**Charge permanente de l'étage courant.

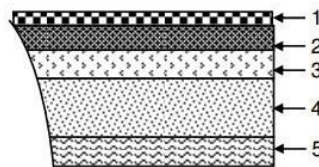
- 1- Carrelage (e=2cm) (0,02). (22) = 0,44 KN/m²
 2- Mortier de Pose (e =2cm) (0,02). (20) = 0,40 KN/m²
 3- Lit de sable (e=3cm) (0,03). (18) = 0,54 KN/m²
 4- Plancher à corps creux (16 + 4) (0.2).(14) = 2,80
 KN/m²
 5- Enduit de plâtre (2cm) (0,02). (13) = 0,26
 KN/m²
 6- Cloisons légères (e = 10cm) (0.1).(10) = 1,00KN/m²

$$\Sigma G = 5,44 \text{ KN/m}^2$$

Plancher à dalle pleine :

- 1- Carrelage (e=2cm) (0,02). (22) = 0,44 KN/m²
 2- Mortier de Pose (e =2cm) (0,02). (20) = 0,40 KN/m²
 3- Lit de sable (e=3cm) (0,03). (18) = 0,54 KN/m²
 4- Dalle pleine (0.20).(25) = 5 KN/m²
 5- Enduit de plâtre (2cm) (0,02). (10) = 0,20 KN/m²
 6- Cloisons légères (e = 10cm) (0.1).(12.5) = 1,25 KN/m²

$$\Sigma G = 7.83 \text{ KN/m}^2$$

Balcon :**Figure.II.7.**Charge permanente du balcon.

- 1- Carrelage (e=2cm) (0,02). (22) = 0,44 KN/m²

- 2- Mortier de Pose (e =2cm)(0,02). (20) = 0,40 KN/m²
 3- Lit de sable (e=3cm)(0,03). (18) = 0,54 KN/m²
 4- Dalle pleine.....(0.15).(25) = 3.75 KN/m²
 5- Enduit de ciment..... (0,02). (10) = 0,20 KN/m²
 6- Cloisons légères (e = 10cm)(0.1).(13) = 1,3 KN/m²

$$\Sigma G = 5.33 \text{KN/m}^2$$

Maçonnerie :

-Mur extérieur à double cloison :

- 1-Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)..... (0.02).(10)=0.20KN/m²
 2-Brique creuse intérieur (e=10cm)... (0.10).(10)= 1KN/m²
 3-Brique creuse extérieur (e=10cm)..... (0.15).(10)=1.5KN/m²
 4-Enduit en ciment extérieur... (0.02).(15)=0.3KN/m²

$$\Sigma G = 3.00 \text{KN/m}^2$$

-Mur intérieur :

- 1-Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)..... (0.02).(10)=0.20KN/m²
 2-Brique creuse intérieur (e=10cm)... (0.10).(9)= 0.9KN/m²
 3-Enduit en ciment extérieur... (0.02).(18)=0.36KN/m²

$$\Sigma G = 1.46 \text{KN/m}^2$$

Les escaliers :

• Palier :

1. Carrelage(0.02).(20) =0.4 KN/m²
2. Mortier du ciment(0.02).(20) =0.4 KN/m²
3. Lit de sable (e=3cm)(0,03). (18) = 0,54 KN/m²
4. Poids propre du palier...(0.15).(20)=3 KN/m²
5. Enduit de plâtre (0.02).(10)=0.2
KN/m²

$$\Sigma G = 4.99 \text{KN/m}^2$$

• Paillasse :

1. Carrelage(0.02).(20) =0.4 KN/m²
2. Mortier du ciment(0.02).(20) =0.4 KN/m²
3. Lit de sable (e=3cm)(0,03). (18) = 0,54 KN/m²
4. Garde-corps..... 0.20KN/m²
5. Poids propre (0.15).(20)=3 KN/m²
6. Poids propre de la marche... (0.17/2).(22)=1.87 KN/m²
7. Enduit de plâtre(0.02).(10)=0.2 KN/m²

$$\Sigma G = 7.73 \text{ KN/m}^2$$

L'acrotère :

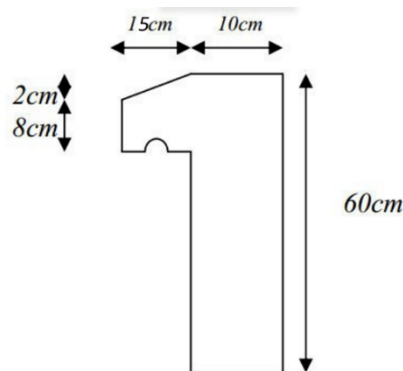
Section transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.15) + \left(\frac{0.02 \times 0.15}{2} \right) \Rightarrow s = 0.0735 \text{ m}$$

$$\text{Poids propre} = 0.0735 \times 2500 = 183.75 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 2000 [0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5] = 59.2 \text{ kg/m}$$

$$G = 231.70 \text{ kg/ml}$$



II.5.2 Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22] :

Le pré-dimensionnement de la section du béton sera effectué en compression simple, basé uniquement sur la descente de charge.

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.

Pour le calcul de la descente des charges, on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « DTRB.C. 2.2 » qui recommande d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante.

- Plancher terrasse (inaccessible) **100 kg /m²**

- Plancher de 1^{er} étage Etage(salle de restauration)..250 kg /m²
- Plancher Etage courant(chambres).....150 kg /m²
- Plancher RDC (cafeteria et salle de reception).....400 kg/m²
- Escalier courant (accessible au public)..... 250 kg /m²
- Sou sol 250 kg /m²
- Balcon accessible ...350 kg /m²

Tableau.II.4.Dégression de charge

	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Terrasse	Q_0	1
étage 5	$Q_0 + Q_1$	2.5
étage 4	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85
étage 3	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
étage 2	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
étage 1	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.8
RDC	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	10.375
Sous-sol	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	11.65

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

II.6.1 Principe de calcul :

Le pré-dimensionnement de la section du béton sera fait en compression simple uniquement basé sur la décente de charge. La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reporté par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches. Pour le calcul de la décente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « DTRB.C. 2.2 » qui recommande d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comport plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante.

II.6.2 Etapes du prédimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanente et d'exploitation revenant à ce poteau.

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA99 V2003**.

II.6.3 Pré dimensionnement :

Poteau voisin de rive : Le poteau le plus sollicité est celui du portique (b) de la file (4)

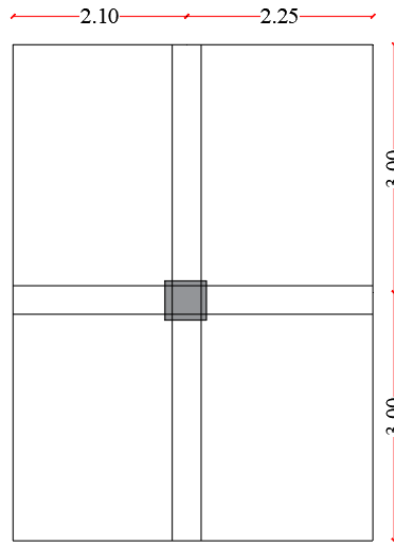


Figure.II.8. Représentation de poteau b-4.

$$S = 4.35 \times 6 = 26.1 \text{ m}^2 \rightarrow \text{La section majorée est } 26.1 \times 1.1 = 28.71 \text{ m}^2$$

Terrasse :

- | | |
|---|---|
| 1. Poids propre du plancher : | $28.71 \times 6.34 = 182.0214 \text{ KN.}$ |
| 2. Poids propre des poutres principales : | $25 \times 6 \times 0.35 \times 0.50 = 20.25 \text{ KN.}$ |
| 3. Poids propre des poutres secondaires | $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.225 \text{ KN.}$ |

Total = 217.496 KN.

Etages courants:

- | | |
|---|---|
| 1. Poids propre du plancher : | $28.71 \times 5.44 = 156.18 \text{ KN.}$ |
| 2. Poids propre des poutres principales : | $25 \times 6 \times 0.35 \times 0.50 = 20.25 \text{ KN.}$ |
| 3. Poids propre des poutres secondaires : | $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.225 \text{ KN.}$ |
| 4. Poids propre du poteau : | $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.0875 \text{ KN.}$ |

Total = 198.717 KN.

RDC :

- | | |
|---|---|
| 1. Poids propre du plancher : | $28.71 \times 7.83 = 260.69 \text{ KN.}$ |
| 2. Poids propre des poutres principales : | $25 \times 6 \times 0.35 \times 0.50 = 20.25 \text{ KN.}$ |
| 3. Poids propre des poutres secondaires : | $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.2 \text{ KN.}$ |

4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.087 \text{ KN.}$

Total = 303.22KN.

Sous-sol :

1. Poids propre du plancher : $28.71 \times 5.44 = 156.18 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 6 \times 0.35 \times 0.50 = 20.25 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.2 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.087 \text{ KN.}$

Total = 198.71 KN.

Poteau de rive :

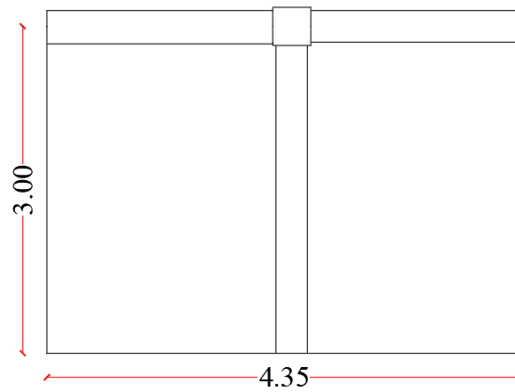


Figure.II.9.Représentation du poteau A-5.

$S = 3 \times 4.35 = 13.05 \text{ m}^2 \rightarrow$ La section n'est pas majorée.

Terrasse :

1. Poids propre du plancher : $13.05 \times 6.34 = 82.737 \text{ KN.}$
 2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.35 \times 0.50 = 10.125 \text{ KN.}$
 3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.225 \text{ KN.}$
- Total = 84.91 KN**

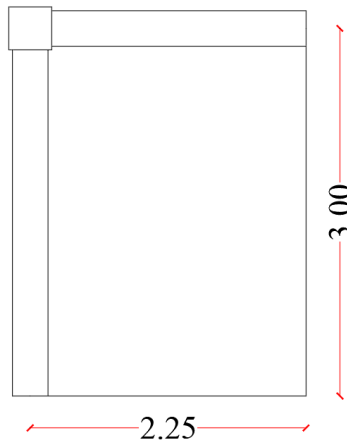
Etages courants :

1. Poids propre du plancher : $13.05 \times 5.44 = 70.99 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.35 \times 0.50 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.225 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.087 \text{ KN.}$

Total = 103.432 KN

Sous-sol :

1. Poids propre du plancher : $13.05 \times 5.44 = 70.99 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.35 \times 0.50 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.2 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.087 \text{ KN.}$

Total = 103.4 KN.**Poteau d'angle :****Figure.II.10.**Représentation du poteau A-1.

$S = 2.25 \times 3 = 6.75 \text{ m}^2 \rightarrow$ La section n'est pas majorée.

Terrasse :

1. Poids propre du plancher terrasse : $6.75 \times 6.34 = 42.795 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.35 \times 0.50 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 2.25 \times 0.35 \times 0.45 = 7.875 \text{ KN.}$

Total = 60.8 KN.**Etages courants :****RDC :**

1. Poids propre du plancher : $13.05 \times 7.83 = 118.49 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.35 \times 0.50 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.2 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.08 \text{ KN}$

Total = 150.9 KN

1. Poids propre du plancher : $6.75 \times 7.83 = 61.29 \text{ KN.}$

- | | |
|---|--|
| 2. Poids propre des poutres principales : | $25 \times 3 \times 0.35 \times 0.50 = 10.13 \text{ KN.}$ |
| 3. Poids propre des poutres secondaires : | $25 \times 2.25 \times 0.35 \times 0.45 = 7.875 \text{ KN.}$ |
| 4. Poids propre du poteau : | $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.08 \text{ KN.}$ |

Total = 86.375 KN.

Sous-sol :

- | | |
|---|---|
| 1. Poids propre du plancher : | $6.75 \times 5.44 = 35.36 \text{ KN.}$ |
| 2. Poids propre des poutres principales : | $25 \times 3 \times 0.35 \times 0.50 = 10.13 \text{ KN.}$ |
| 3. Poids propre des poutres secondaires : | $25 \times 2.25 \times 0.35 \times 0.45 = 7.87 \text{ KN.}$ |
| 4. Poids propre du poteau : | $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.08 \text{ KN.}$ |

Total = 60.44 KN.

RDC :

- | | |
|---|---|
| 1. Poids propre du plancher : | $6.75 \times 7.83 = 52.85 \text{ KN.}$ |
| 2. Poids propre des poutres principales : | $25 \times 6 \times 0.35 \times 0.50 = 20.25 \text{ KN.}$ |
| 3. Poids propre des poutres secondaires : | $25 \times 4.35 \times 0.35 \times 0.45 = 15.2 \text{ KN.}$ |
| 4. Poids propre du poteau : | $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.087 \text{ KN.}$ |

Total = 303.22KN.

Selon le **BAEL 91** : Les dimensions de la section normale du poteau est déterminé en considérant que le poteau est sollicité à la compression simple centrée tel que la section réduite du poteau est donnée par :

$$Br \geq \frac{k \cdot \beta \cdot Nu}{\frac{Fbu}{0.9} + \frac{0.85}{100} Fed}$$

Tel que :

$K = 1.1$: si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours.

$K = 1.2$: si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours. $K = 1$: pour les autre cas.

Pour notre cas : $k = 1$ charge appliquée après 90 jours.

β : coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2 \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.6 (50 / \lambda)^2 \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec : $\lambda = (L_f \sqrt{12}) / a$ a : la plus petite dimension.

Comme le calcul se fait en compression centrée on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

D'où : $\beta = 1 + 0.2 (35 / 35)^2 = 1.2$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaison d'action.

$\theta = 1$ Si $T > 24h$

$\theta = 0.9$ Si $1 h \leq T \leq 24h$

$\theta = 0.85$ Si $T < 1 h$

Pour notre cas : $\theta = 1$ (charge appliquée après 90 jours).

$$F_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} F_{ed} = F_e / \gamma_s$$

Avec: $\gamma_b = 1.5 \gamma_s = 1.15$

F_{c28} : Résistance à la compression du béton. $F_{c28} = 25$

MPa. F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé. $F_e = 400$ MPa.

Br : section réduite du poteau en cm^2 .

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 Nu}{1 \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.95}{100} 348} \times 10^{-3} \times 10^4 = 0.64 \cdot Nu (cm^2)$$

$$Br = 0.64 \cdot Nu$$

$Br = (a-1) \cdot (b-1) \rightarrow$ on pose $a=40cm$

$$b = \frac{Br+39}{39}$$

Les tableaux récapitulatifs :**Tableau.II.5.**Poteau voisin de rive.

étage	N _G Plancher (KN)	N _G poutre (KN)	N _G poteau (KN)	N _G Total (KN)	N _G (KN)	N _G cumulé (KN)
terrasse	182.02	35.47	0	217.49	239.24	0239.24
5	156.18	35.47	7.09	198.72	218.60	0457.84
4	156.18	35.47	7.09	198.72	218.60	0676.44
3	156.18	35.47	7.09	198.72	218.60	0895.04
2	156.18	35.47	7.09	198.72	218.60	1113.64
1	156.18	35.47	7.09	198.72	218.60	1332.24
RDC	260.68	35.47	7.09	303.22	333.54	1665.78
S/S	156.18	35.47	7.09	198.72	218.60	1884.38
étage	Q(KN/m ²)	N _Q (KN)	N _U (KN)	Br(cm ²)	b (cm ²)	a*b(cm)
terrasse	1.00	28.71	0366.04	0234.26	07.89	
5	2.50	71.775	0725.74	0464.47	14.66	35×40
4	3.85	109.96	1078.10	0689.98	21.29	35×40
3	5.05	144.99	1425.80	0912.51	27.84	35×40
2	6.10	175.13	1766.10	1130.30	34.24	35×40
1	7.80	223.94	2135.24	1366.55	41.19	40×50
RDC	10.37	297.87	2695.61	1725.19	51.74	40×55
S/S	11.65	334.47	3045.62	1949.20	58.33	40×55

Tableau.II.6. .Poteau de rive

étage	N _G Plancher (KN)	N _G pout e(KN)	N _G poteau (KN)	N _G Tol (Kn)	N _G (KN)	N _G cumulé (KN)
terrasse	82.74	25.35	0	108.09	118.90	118.90
5	70.99	25.35	7.09	103.43	113.77	232.67
4	70.99	25.35	7.09	103.43	113.77	346.44
3	70.99	25.35	7.09	103.43	113.77	460.21
2	70.99	25.35	7.09	103.43	113.77	573.98
1	70.99	25.35	7.09	103.43	113.77	687.75
RDC	118.49	25.35	7.09	150.90	165.99	853.74
S/S	70.99	25.35	7.09	103.43	113.77	967.51
étage	Q(KN/m ²)	N _Q (KN)	N _U (KN)	Br(cm ²)	b (cm ²)	a*b(cm ²)
terrasse	1	13.05	180.9	115.78	4.4	
5	2.5	32.63	363.05	232.35	7.83	35×40
4	3.85	49.98	542.66	347.30	11.21	35×40
3	5.05	65.90	720.13	460.88	14.56	35×40
2	6.1	79.61	894.29	572.35	17.83	35×40
1	7.8	101.79	1081.15	691.93	21.35	40×50
RDC	10.375	135.39	1355.63	867.60	26.51	40×55
S/S	11.65	152.03	1534.18	983.80	29.93	40×55

Tableau.II.7.Poteau d'angle

étage	N _G Plancher (KN)	N _G pout e(KN)	N _G poteau (KN)	N _G Total (KN)	N _G (KN)	N _G cumulé (KN)
terrasse	42.80	18.00	0	60.80	66.88	66.88
5	35.36	18.00	7.08	60.44	66.48	133.36
4	35.36	18.00	7.08	60.44	66.48	199.84
3	35.36	18.00	7.08	60.44	66.48	266.32
2	35.36	18.00	7.08	60.44	66.48	332.8
1	35.36	18.00	7.08	60.44	66.48	399.28
RDC	61.29	18.00	7.08	86.38	95.01	494.29
S/S	35.36	18.00	7.08	60.44	66.48	560.77
étage	Q(KN/m ²)	N _Q (KN)	N _U (KN)	Br(cm ²)	b (cm ²)	a*b(cm ²)
terrasse	1	06.75	100.41	064.26	2.89	
5	2.5	16.88	205.36	131.40	4.86	35×40
4	3.85	25.85	308.56	197.48	6.8	35×40
3	5.05	34.09	410.67	262.83	8.73	35×40
2	6.1	41.18	510.35	326.62	10.60	35×40
1	7.8	52.65	618.00	395.52	12.63	40×50
RDC	10.375	70.03	772.34	494.30	15.54	40×55
S/S	11.65	78.64	875.00	560	17.47	40×55

Vérification : Selon le RPA99 V2003 art7.4.1

La structure est implantée dans une zone de forte sismicité (**zone III**), il faut vérifier :

- ✓ $\min(a \times b) \text{ cm}^2 \geq 30 \text{ cm}^2$
- ✓ $\min(a, b) \geq h_e/20$
- ✓ $\frac{1}{4} < a/b < 4$

Tableau.II.8.Vérification des exigences du RPA V2003.

Zone	Section (cm ²)	Min(a,b) ≥ 30cm	min (a,b) ≥ h _e /20	0.25 < a / b < 4	condition
I	40×55	40cm > 30cm	40cm > 14.5cm	0.25 < 0.727 < 4	Vérifiée
II	40×50	40cm > 30cm	40cm > 14.5cm	0.25 < 0.8 < 4	Vérifiée
III	35×40	35cm > 30cm	35cm > 14.5cm	0.25 < 0.87 < 4	Vérifiée

Vérification des poteaux au flambement : le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 35$

Avec :

λ : L'élancement du poteau. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7l_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

I : Rayon de giration. $I = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible).

S : Section du poteau.

D'où : $\lambda = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{b} \approx \frac{2.45l_0}{b}$

Tableau.II.9.Vérification des poteaux au flambement

Poteau	B (cm)	l_0 (m ⁴)	$\lambda \leq 35$	condition
1 ^{er} type	40x55	3.00	13.36	Vérifiée
2 ^{eme} type	40x50	3.00	14.7	Vérifiée
3 ^{eme} type	35x40	3.00	18.375	Vérifiée

II.7. Prédimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 du **RPA99V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant d'une part les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autre) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA article 7.7.1** «Les éléments satisfaisant à la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme voiles, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires »

Avec : L : largeur du voile.
 e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante.

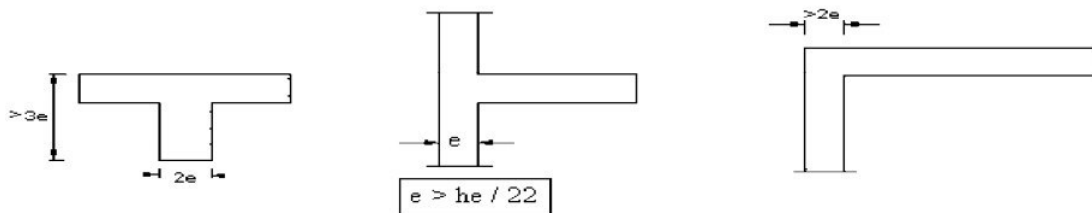


Figure.II.11.Coupe de voile en plan.

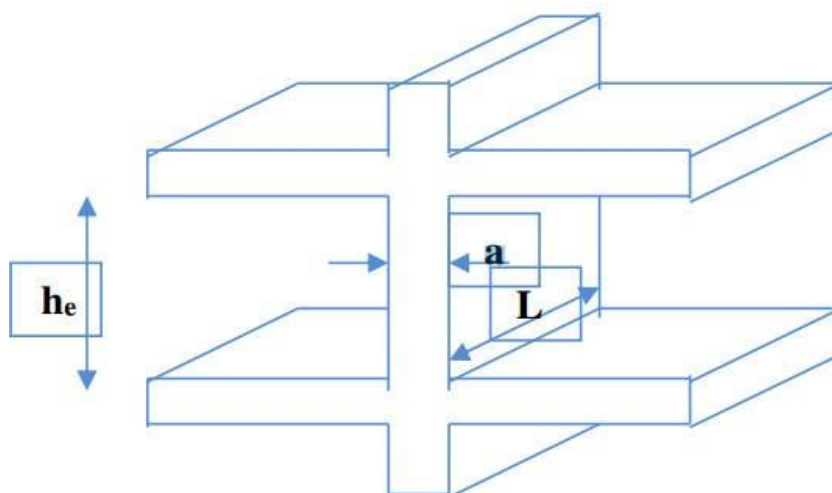


Figure.II.12.Coupe de voile en élévation

On a la condition de rigidité aux extrémités suivantes : $e \geq \frac{he}{22}$

$h_e = h - e$ tel que : h : hauteur de l'étage. e : retombée de la poutre.

Tout étage :

$$h = 340 \text{ m}$$

$$h_e = 340 - 50 = 290 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{he}{20} = \frac{290}{22} = 13.18 \text{ cm}$$

On adopte des voiles de 20 cm d'épaisseur.

Pour la longueur des voiles :

$$L \geq 4e. \rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

on prend : $L = 80 \text{ cm.}$

II.8. Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. Il est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec} \quad L : \text{largeur du balcon}$$

$$L = 170 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{170}{10}$$

$$\Rightarrow e = 17 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e = 17 \text{ cm}$

II.9. Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.15)/2 + (0.08 \times 0.15) + (0.1 \times 0.6) = 0.0735 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est : $G = (0.0735 \times 25) = 1.8375 \text{ KN/m}$

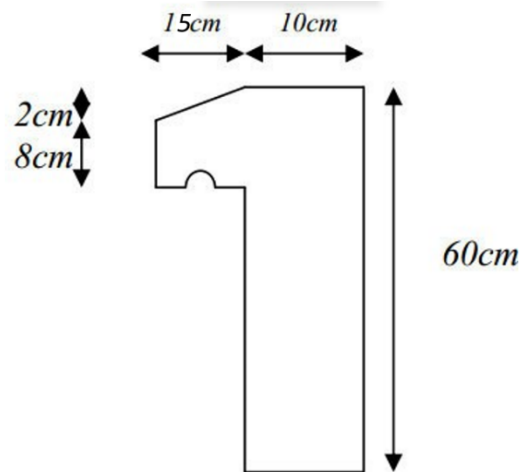


Figure.II.13.Acrotère.

II.10. Etude d'escalier :

a) Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

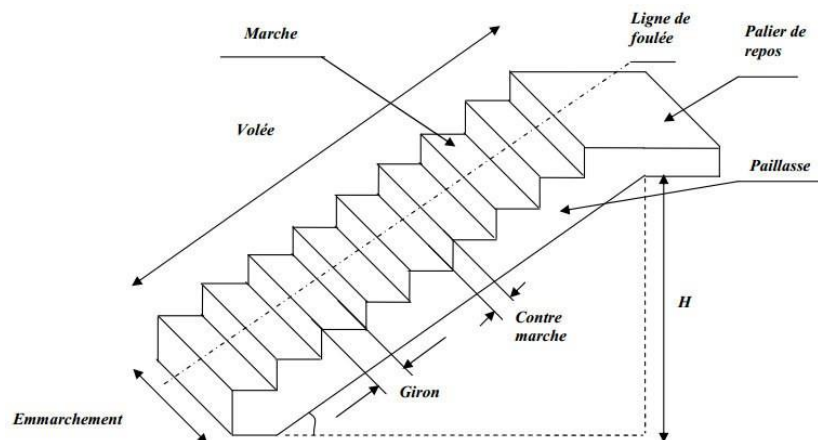


Figure.II.14.Schéma d'escalier.

- **Lamarche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 [cm] pour les escaliers à usage service ou privé.

• **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de 28[cm] au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 60$ à 65 .

• **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

• **Un palier** : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

• **L'embranchement** : représente la largeur de la marche. n :

nombre de contre marches.

m : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulés sur place.

b) Terminologie:

g: Giron

H : Hauteur de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche L1 :

Portée de la paillasse projetée L2 :

Largeur du palier

L : Somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

c) Dimensions des escaliers:

Notre projet comporte 4 escaliers de trois types d'escaliers :

RDC : escalier à 2 volées droites.

Escalier à 0 volées droites

EC : 2 escaliers à deux volées droites.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{D'où } 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{ cm.} \Rightarrow g = 28\text{ cm.}$$

$$\text{Et } 16\text{cm} \leq h \leq 20\text{ cm.} \Rightarrow h = 17\text{ cm.}$$

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

largeur de la marche

➤ pour les 2 escaliers de étage courant

Il est composé de 2 volées :

- Volée 1 : $H=1.70m \Rightarrow n = \frac{170}{17} = 10$
- Volée 2 : $H=1.70m \Rightarrow n = \frac{170}{17} = 10$

Volée 1 : $h=17cm$ $n=10$ marches $g=28cm$

La formule de BLONDEL $60cm \leq g+2h \leq 65cm$
:

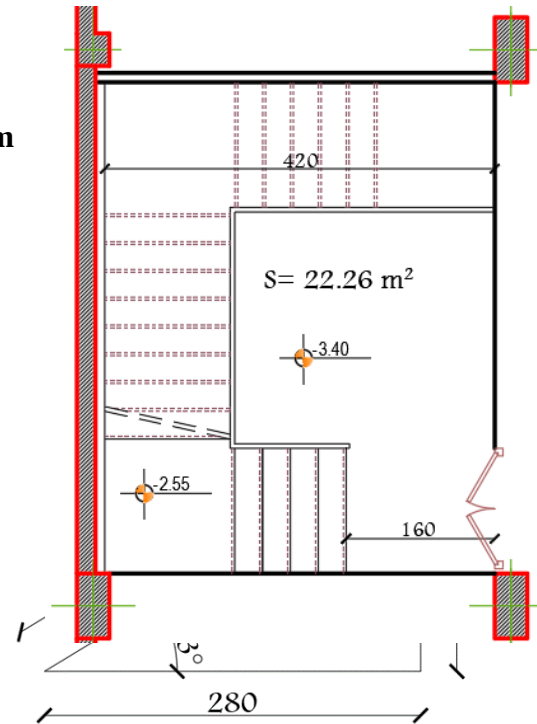
$$60cm \leq 28+2 \times 17 \leq 65cm \Rightarrow 60cm \leq 62 \leq 65cm \quad C.V$$

- L'inclinaison de la paillasse:**

$$Tg\alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec } (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 10 \times 28 = 280cm)$$

$$Tg\alpha = \frac{170}{280} \Rightarrow 0.607 \quad \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad C.V$$



Longueur de la paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{170}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{170}{\sin \alpha} = 327.6cm$$

L'épaisseur du palier:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{327.6}{30} \leq e_p \leq \frac{327.6}{20}$$

$$\Rightarrow 10.92 \leq e_p \leq 16.38$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 18cm$$

Largeur du palier :

$$L_2 = 385 - 280 = 105 cm$$

➤ **3^{eme} escalier:**

Il est composé de 3 volées :

- Volée 1 : $H=0.85\text{m} \Rightarrow n = \frac{0.85}{17} = 5$
- Volée 2 : $H=1.53\text{m} \Rightarrow n = \frac{1.53}{17} = 9$
- Volée 3 : $H=1.02\text{m} \Rightarrow n = \frac{1.02}{17} = 6$

Volée 1 : $h=17\text{cm}$ $n= 5$ marches $g=30\text{cm}$

La formule de BLONDEL : $60\text{cm} \leq g+2h \leq 65\text{cm}$

$$60\text{cm} \leq 28+2 \times 17 \leq 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} \quad \text{C.V}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec } (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 5 \times 30 = 150\text{cm})$$

$$\text{Tg} \alpha = \frac{0.85}{1.50} \Rightarrow 0.5667 \quad \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$

Longueur de la paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{0.85}{\sin \alpha} = 1.6\text{m}$$

L'épaisseur du palier:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{160}{30} \leq e_p \leq \frac{160}{20}$$

$$\Rightarrow 5.46 \leq e_p \leq 8.19$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 10\text{cm}$$

Largeur du palier :

$$L_2 = 2.725 - 1.20 = 1.525\text{m}$$

Volée 2 : $h=17\text{cm}$ $n= 9$ marches $g=30\text{cm}$

La formule de BLONDEL : $60\text{cm} \leq g+2h \leq 65\text{cm}$

$$60\text{cm} \leq 28+2 \times 17 \leq 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} \quad \text{C.V}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec } (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 8 \times 30 = 240\text{cm})$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{0.85}{1.40} \Rightarrow 0.01059 \quad \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$

Longueur de la paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{01.53}{\sin \alpha} = 2.9\text{m}$$

L'épaisseur du palier:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{290}{30} \leq e_p \leq \frac{290}{20}$$

$$\Rightarrow 9.83 \leq e_p \leq 14.75$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 15\text{cm}$$

Largeur du palier :

$$L_2 = \frac{5825 - 240}{2} = 1.712\text{m}$$

Volée 3 : h=17cm n= 6 marches g=30cm

$$\text{La formule de BLONDEL :} \quad 60\text{cm} \leq g+2h \leq 65\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 28+2 \times 17 \leq 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} \quad \text{C.V}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec } (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 5 \times 30 = 150\text{cm})$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{1.02}{1.68} \Rightarrow 0.0159 \quad \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$

Longueur de la paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{1.02}{\sin \alpha} = 2\text{m}$$

L'épaisseur du palier:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2}{30} \leq e_p \leq \frac{2}{20}$$

$$\Rightarrow 6.55 \leq e_p \leq 9.825$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 10\text{cm}$$

Largeur du palier :

$$L_2 = 4.50 - 1.525 - 1.50 = 1.475\text{m}$$

4^{eme} escalier

Escalier type quart tournant bas

$$G + 2h = 63\text{cm}$$

$$\frac{Ht}{17} = \frac{340}{20} = 20$$

Choix du nombre de hauteurs de marches en divisant la hauteur totale par hauteur idéale d'une marche.

Calcul de la hauteur des marches en divisant la hauteur totale par le nombre de marches choisi.

Calcul de la foulée d'une marche sur base d'un pas 63 cm.

Calcul de la longueur de l'escalier en tenant compte qu'il y a une foulée de moins que de hauteur.

$$h=17 \quad n=20$$

$$G = 63 - (2 \times h)$$

$$G = 63 - (2 \times 17)$$

$$G = 29\text{cm}$$

$$\text{Longuer de foulees} \quad 20 \text{ foulees} \times 29 = 580\text{cm}$$

Quand une personne monte ou descend un escalier elle utilise la partie de l'escalier la mieux située soit la ligne de foulée.

Cette ligne est située au milieu de l'escalier si la largeur est inférieure à 1,10 m. Si l'escalier est plus large, la ligne de foulée est située à 55 cm de la main courante intérieure.

Dans notre cas Si l'escalier est plus large 1.7m donc la ligne de foulée est située à 55 cm de la main courante intérieure.

Valeur de rayon : $55 + 20 = 75$

Longueur de l'arc : $\frac{2 \times 75 \times \pi}{4} = 117.8$

Ligne de foulée : $117.8 + 153 + 300 = 570.8$

Foulée : $\frac{570.8}{20} = 28.54 \approx 29$

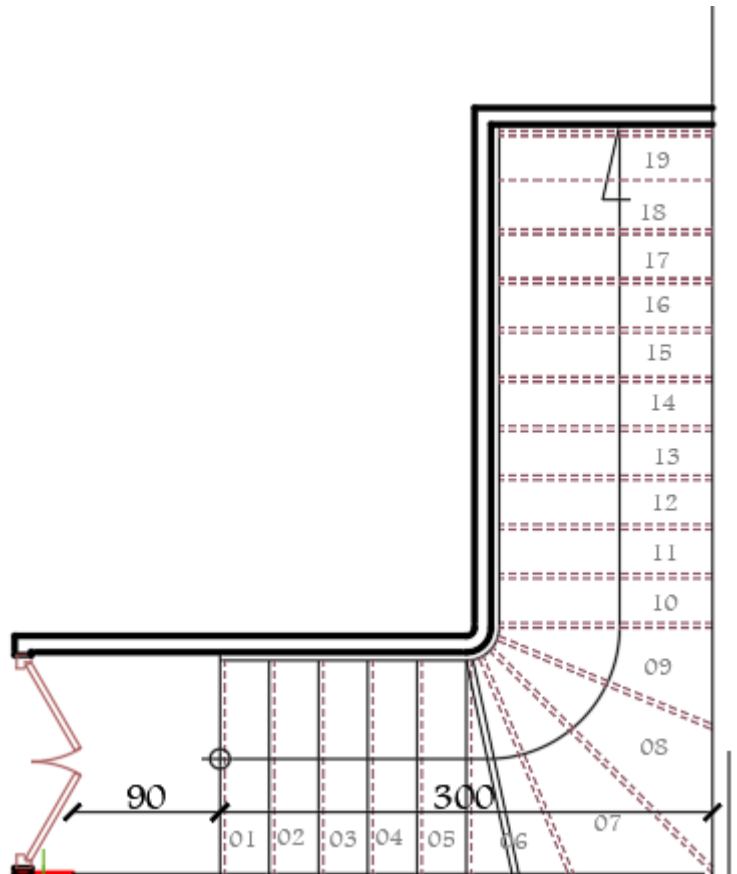


Figure.II.15 Escalier type quart tournant bas



Chapitre III

Ferraillage des éléments secondaires



chapiter III. Ferrailage des éléments secondaires

III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Les balcons.
- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.
- Escaliers.
- Salle machine.

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1 introduction :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

III.2.2 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.2.3 Dimension de l'acrotère :

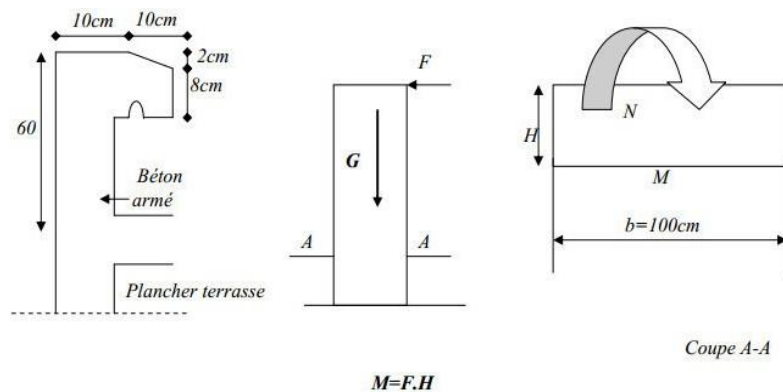


Figure.III.1.L'acrotère

III.2.4 Evaluation des charges :

La force sismique :

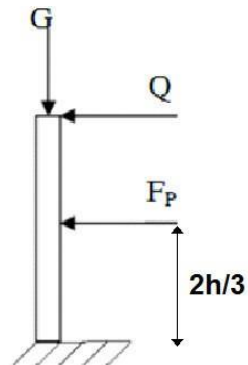


Figure.III.2. Schéma horizontale de l'acrotère.

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone III, $A = 0,25$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$). W_p :

Poids de l'acrotère

$$W_p = 1.836 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.836$$

$$F_p = 1.469 \text{ KN/m}$$

III.2.5 Les charges:

Poids propre : $G = 1.836 \text{ KN/m}$

Poussée de la main courante : $G = 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique : $F_p = 1.469 \text{ KN/ml}$

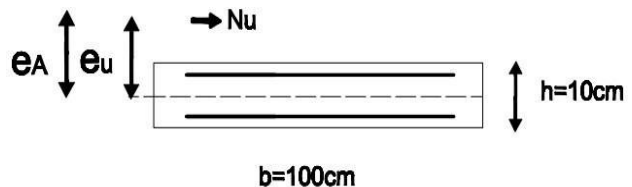
III.2.6 Détermination des sollicitations

:Moments et efforts normaux :

Due à G :

Effort normal : $N_G = G \times 1 = 1.836 \text{ KN/ml}$

Moment : $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Due à Q :Effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$ Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$ **Due à Fp:**Effort normal : $N_{FP} = 0 \text{ KN}$ Moment : $M_{FP} = FP \times \frac{2}{3} h = 1.469 \times \frac{2}{3} \times 0.6 = 0.5876 \text{ KN.m}$ **III.2.7 Combinaison des sollicitations :****Calcul à l'ELU : 1.35G+1.5Q** $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.836 = 2.478 \text{ KN/ml}$ $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$ **Calcul à l'ELS : G+Q** $N_{ser} = N_G + N_Q = 1.836 + 0 = 1.836 \text{ KN/ml}$ $M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$ **Calcul à l'ELA : G+0.75Q+Fp** $N_{\mathcal{E}} = N_G + 0.75N_Q + N_{FP} = 1.836 \text{ KN/ml}$ $M_{\mathcal{E}} = M_G + 0.75M_Q + M_{FP} = 0.75 \times 0.6 + 0.5876 = 1.038 \text{ KN.m}$ **III.2.8 Ferrailage de la section :**Selon (pratique du **BAEL 91**) h : épaisseur de la section : 10cm. b : Largeur de la section : 100cm. c : L'encrage : 2cm. $e_{\mathcal{E}}$: la distance entre le centre de pression et centre de gravité de la section. $d = h - c$: Hauteur utile.**Calcul de l'armature à l'ELU :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nn} = \frac{0.9}{2.478} = 0.36 \text{ m} = 36.3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e_u = 36.3 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ; limite par les armatures et l'effort normal

III.2.8.1 Calcul de flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_{UA} = N_u \times \left(e_u \times \frac{h}{2} - c \right) = 2.478 \left(0.363 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M_{UA} = 0.974 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = 0.1 - 0.02 = 0.08 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot c}$$

f_{bu} : Résistance du calcul du béton en compression à l'ELU.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}}$$

μ_{bu} : Moment fléchissant agissant réduit à l'ELU.

$$\mu_{bu} = \frac{0.974 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.01072 \text{ MPa}$$

-Pour $f_e 400$ et $f_{c28} \leq 30 \text{ MPa}$ on a :

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

μ_{lu} : Moment réduit limite en flexion simple.

θ : Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges.

γ : Rapport du moment ultime au moment de service.

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0.9}{0.6} = 1.5$$

$$\theta = 1$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times 1 \times 1.5 + 49 \times \frac{25}{1} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.33 \text{ MPa}$$

$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow$ Alors $A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

$\mu_{bu} = 0.0108 \text{ MPa} \leq 0.275 \Rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.06 \mu_{bu}) = 0.08(1 - 0.06 \times 0.01072)$$

$$Z_b = 0.0799 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{UA}}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

avec :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{0.974 \times 10^{-3}}{0.0799 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0.01072 \text{ MPa} < 0.03 \Rightarrow \text{pas de vérification de } A_{min}$$

$$\Rightarrow A = A_u = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.2.8.2 Calcul de flexion composée :

$$A_s = A_u - \frac{N_U}{f_{ed}} = 0.35 - \frac{2.478 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4$$

$$A_s = 0.279 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures à l'ELS :

$$\text{On a : } N_{ser} = 1.836 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \times b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}$$

Avec :

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \quad \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63}\right) = 0.527$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \times 0.527 \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) \times 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}.$$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = 0.00046$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.99 \times 201.63} = 0.37 \text{ cm}^2$$

En appliquant la méthode simplifiée on a :

$$A_{ser} = \max(A_{ser}; A_s) = (0.37; 0.279)$$

$$A_{ser} = 0.37 \text{ cm}^2$$

III.2.9 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

$$\text{Avec: } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.836} = 0.327m = 32.7cm$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1Mpa$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{32.7 - 0.45 \times 8}{32.7 - 0.185 \times 8} = 0.9cm^2$$

$$\text{On remarque: } A_{ser} = 0.37cm^2 < A_{min} = 0.9cm^2$$

Donc on fera le ferrailage on utilisant A_{min} .

$$A_s = 4HEA8 = 2.01cm^2/ml > A_{min} = 0.9cm^2/ml.$$

Calcul des espacements :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm.$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50cm$$

III.2.10 Vérification au cisaillement:

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa) = \min(0.15 \frac{25}{1.5}; 4Mpa) = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec:} \quad V_u = 1.5 \times Q = 1.5KN$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ La condition est vérifiée $\Rightarrow$ pas d'armatures transversales.

III.2.11 Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \tau_{se}^- = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\tau_{se}^- = 1.5 \times 2.1 = 3.15Mpa$$

ψ_s : coefficient de scellement ($\psi_s=1.5$ acier fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utilesdes armatures.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 0.1005} = 0.21 \text{Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.21 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ C.V}$$

III.2.12 Vérification de l'encrage :

$$\tau_{se} = 0.6\psi^2 x f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4x\tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{cm}$$

Dans notre cas l'utilisation de crochet n'est pas nécessaire.

III.2.13 vérification des contraintes à l'ELS :

$$N_s = 1.836 \text{KN/ml}$$

$$M_s = 0.6 \text{KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.836} = 0.718 = 71.18 \text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{cm} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier :

1- Les contraintes maximales dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y_1 x K$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{b \cdot y_1}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow (n = 15 \text{ et } A' = 0)$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 15 \times 2.01y_1 - 15(2.01 \times 8) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 1.92 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d)^2 = \frac{100}{3} 1.92^3 + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1350.47 \times 10^{-8}} = 44.44 \text{MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 44.44 \times 1.92 \times 10^{-2} = 0.85 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

2- Les contraintes maximales dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

On a : $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = n \times K(d-y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 44.44(8 - 1.92) \times 10^{-2} = 10.53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

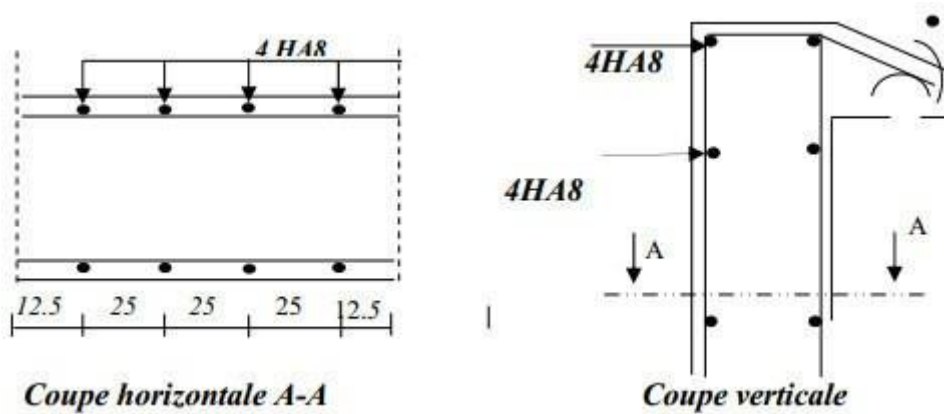


Figure.III.3.Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul du balcon :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastré à son extrémité dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

Dans notre projet on a des balcons de différentes dimensions. Parmi ces balcons, on choisit le cas le plus défavorable et on adopte le ferrailage trouvé pour tous les autres balcons.

III.3.1 Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire de largeur.
- L'épaisseur de la dalle pleine est de 15cm.
- Fissurations préjudiciables.
- Le calcul se fait à la flexion simple.

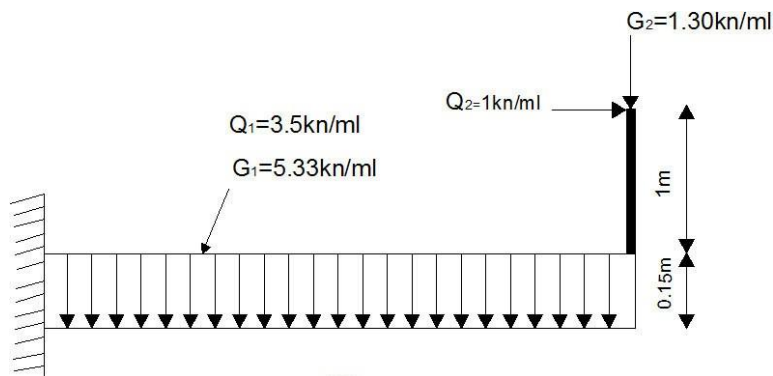


Figure.III.4.Schéma statique du balcon.

III.3.2 Détermination des efforts :

- Charges permanentes : $G_1 = 5.33 \text{ kn/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge due à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kn/m}^2$
- Charge du garde-corps : $G_2 = 1.3 \text{ kn/m}^2$

III.3.3 Calcul des sollicitations :

- Combinaison de charge à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$P_U = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{ kn/ml}$$

$$P = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1.3 = 1.76 \text{ kn/ml}$$

$$q_U = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kn/ml}$$

- Combinaison de charge à l'ELS : $G + Q$

$$p_s = G_1 + Q_1 = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ kn/ml}$$

$$p = 1 \times G_2 = 1.30 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ kn/m}$$

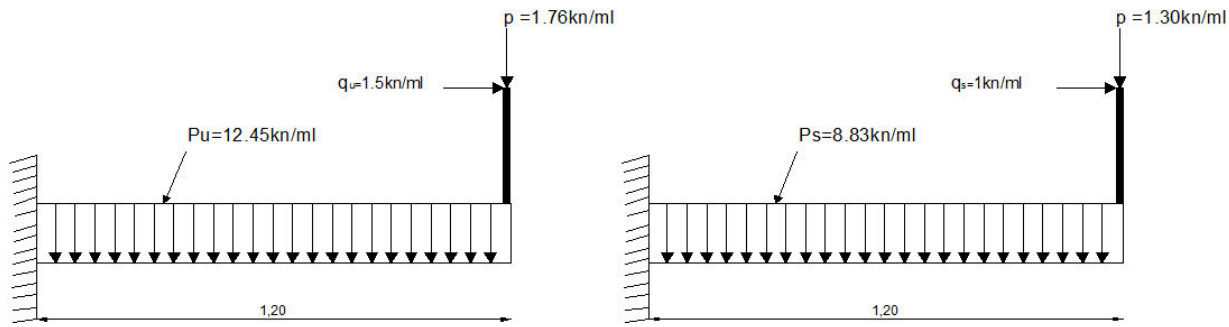


Figure.III.5.Schéma statique du balcon à l'ELU et à l'ELS.

III.3.4 Moments et efforts tranchants :

$$\text{ELU: } M_U = \frac{P_U l^2}{2} + p \times l + q_u = \frac{12.45 \times 1.2^2}{2} + 1.76 \times 1.20 + 1.5 = 12.58 \text{ kn.m}$$

$$V_U = p_u \times l + p = 12.45 \times 1.20 + 1.76 = 16.70 \text{ kn}$$

$$\text{ELU: } M_U = \frac{P_U l^2}{2} + p \times l + q_u = \frac{8.83 \times 1.2^2}{2} + 1.30 \times 1.20 + 1 = 8.92 \text{ kn.m}$$

$$V_U = p_u \times l + p = 8.83 \times 1.20 + 1.30 = 11.9 \text{ kn}$$

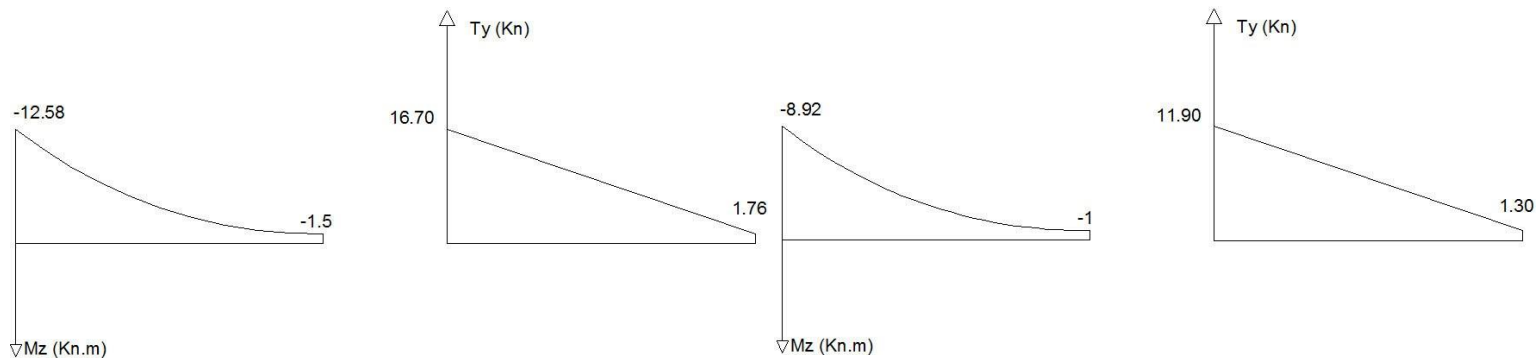


Figure.III.3.3.Diagramme des sollicitations à l'ELU et ELS

III.3.5 Ferrailage du balcon :

$$b = 1\text{m}, h = 0.15\text{m}, d = 0.13\text{m}, e = 0.02\text{m}$$

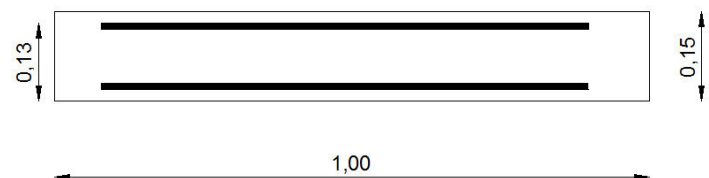
a- Les armatures principales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.58 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

μ_{bu} : Moment fléchissant agissant réduit à l'ELU.

f_{bu} : Résistance de calcul du béton en compression à l'ELU.



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.58}{8.92} = 1.4$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49F_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.4 + 49 \times 25 - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.30$$

μ_{lu} : Moment fléchissant limite réduit à l'ELU

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_{lu} = 0.30 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.13(1 - 0.6 \times 0.05) = 0.126m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{12.58 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.126 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm²/ml avec $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

b- Les armatures de répartition :

$$A_r = A_1/4 = 4.52/4 + 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4H8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml avec } S_t = 25 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : Selon le BAEL art A.4.2.

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

Vérification de l'espacement :

Armatures longitudinales :

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \text{ C.V}$$

Armatures transversales:

$$S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \text{ C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 art5.1.2)

$$T_U = 16.70 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{16.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.128 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15}{1.5} \times 25.4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5, 4) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U = 0.128 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa C.V}$$

Vérification de l'adhérence :

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$V_u = 16.70 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.70 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 0.150} = 0.95 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 12 = 150.80 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V (Pas de risque d'entraînement des barres)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contraintes maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$ avec: $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} \times \eta [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

$$\frac{b y_1^2}{2} + \eta (A + A') y_1 - \eta (A d + A' d) = 0$$

I : moment d'inertie.

Y_1 : Position de l'axe neutre.

$$A = 5.42 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}, n = 15$$

$$50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 881.4 = 0 \quad y_1 = 3.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 3.58^3}{3} + [4.52 (13 - 3.58)^2] = 7545.75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.92}{7545.75} = 118.21 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 3.58 \times 10^{-2} \times 118.21 = 4.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.23MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ C.V}$$

Vérification des contraintes dans l'acier:

La fissuration est considéré comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.63MPa$$

$$\sigma_s = \eta \times k(d - y_1) = 15 \times 118.21(0.13 - 0.0358) = 167.03MPa$$

$$\sigma_s = 167.03MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \quad \text{C.V}$$

Vérification de la flèche:

Selon le BAEL91artB.6.5.1 on doit vérifier que :

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV.}$$

$$2. \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 3.48 \cdot 10^{-3} < \frac{4.2}{400} = 0.0105MPa \quad \text{CV.}$$

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

Schéma de ferrailage :

Les balcons seront ferrailés comme suit :

Armatures principales : 4HA12 Armatures de répartition : 4HA8

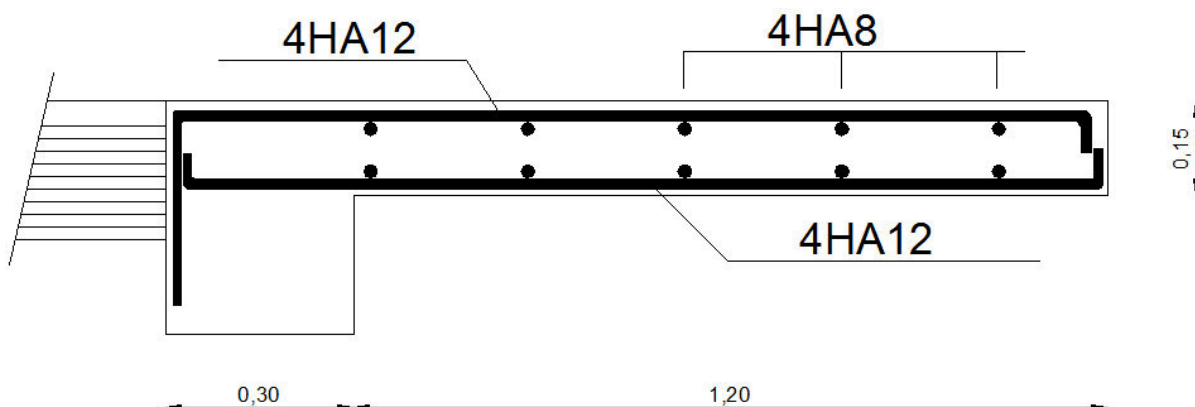


Figure.III.6.Schéma de ferrailage du balcon.

III.4. Etude du plancher à corps creux :

III.4.1 Définition :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction. Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5 \text{Kn/m}^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.4.2 disposition et pré dimensionnement des poutrelles :

Disposition :

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

Le critère de la petite porté.

Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

III.4.2.1 Pré dimensionnement:

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que: ($h=16+4$) cm.

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 55cm de largeur.
- Table de compression de 4cm. Une dalle pleine pour les balcons de 12cm d'épaisseur.

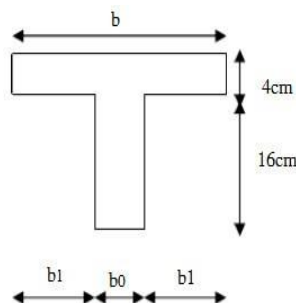


Figure.III.7.schéma de poutrelle.

Détermination de la largeur de la table de compression :

h : Hauteur du plancher = 20cm.

b : Largeur de la table de compression.

L_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x .

Dans le cas de notre projet on a un type de poutrelle a étudié:

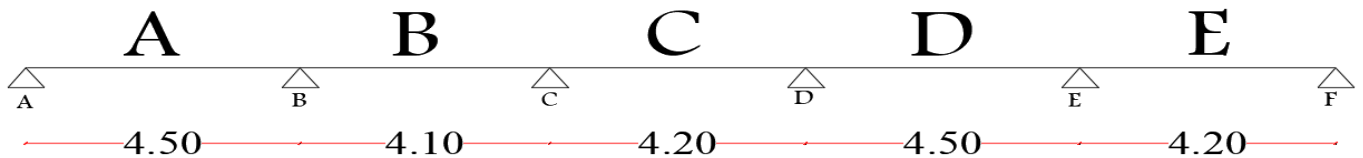


Figure.III.8.Schéma de type de la poutrelle.

III.4.3 Calcul des poutrelles :

Le pré dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

1. Calcul avant coulage.
2. Calcul après coulage

Calcul avant coulage :

Avant coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR .C.2.2)

1). Charges et surcharges :

Tableau.III.1.Charge et surcharge avant coulage.

Charge permanente	poids propre des poutrelles	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/m}$
	poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/m}$
	Total	0.74 KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	1 KN/ml

2). Sollicitation combinaires :

- ELU : $1.35G + 1.5Qq_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1$
 $q_u = 2.5 \text{ KN/m}$
- ELS: $G + Qq_s = 0.74 + 1$
 $q_s = 1.74 \text{ KN/m}$

3). Sollicitation de calcul :**Tableau.III.2.**moments et efforts à l'ELU et l'ELS

	ELU		EL S	
	$M = ql^2/8(\text{KN.m})$	$T = ql/2(\text{KN})$	$M = ql^2/8(\text{KN.m})$	$T = ql/2(\text{KN})$
L = 4.1m	5.25	5.125	3.656	3.57
L = 4.2m	5.51	5.25	3.84	3.65
L = 4.5m	6.33	5.625	4.4	3.92

4). Calcul de ferrailage :

La poutrelle travail à la flexion simple à l'ELU.

$$b_0 = 12\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 4 = 3.6\text{cm}; f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$$

Pour L=4.1m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bxd^2xf_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.25 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.036^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 2.377$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.25}{3.656} = 1.44$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49xf_{c28} - 3050) \times 10^4 = (3440 \times 1.44 + 49 \times 24 - 3050) \times 10^4 = 0.31$$

. Tableau.III.3.Calcul de μ_{bu} et μ_{lu} .

L	μ_{bu}	μ_{lu}	γ
4.1m	2.377	0.31	1.44
4.2m	2.495	0.31	1.51
4.5m	2.866	0.31	1.615

Avec :

$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$
14.2	25	400

$\mu_{bu} \geq \mu_{lu} \Rightarrow A' \geq 0$, la section est doublement armée.

Remarque :

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armature mais on limite par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étalements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

❖ **Calcul après coulage :** Après coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :

- $b = 65 \text{ cm.}$
- $h = 20 \text{ cm.}$
- $h_0 = 4 \text{ cm.}$
- $b_0 = 12 \text{ cm.}$
- $l_0 = 53 \text{ cm.}$
- $b_1 = 26.5 \text{ cm.}$

1). Charges et surcharges :

Tableau.III.3.Charges et surcharges après coulage.

	Terrasse	Etage courant
Charge permanente (KN/m)	6.34	5.44
Charge d'exploitation (KN/m)	1	1.5

2).Sollicitation combinées :

➤ **Terrasse :**

$$\text{ELU : } q_u = (10.06) \times 0.65 = 6.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (7.34) \times 0.65 = 4.77 \text{ KN/ml}$$

Etage courant :

$$\text{ELU : } q_u = (9.594) \times 0.65 = 6.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (6.94) \times 0.65 = 4.51 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Comme le plancher de terrasse est plus chargé que celui de la terrasse et de l'étage courant ; on fait le calcul pour le plancher terrasse seulement.

III.4.4 Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites

1. Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2xG; 5) \text{ KN/m}^2$
2. Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ et $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$
3. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
4. Fissuration peu nuisible.

Vérification des conditions de BAEL

1^{er} condition :

→ Plancher étage courant :

$$G = 5.44 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q \leq \min(2 \times 5.44; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

→ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q \leq \min(2 \times 6.34; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

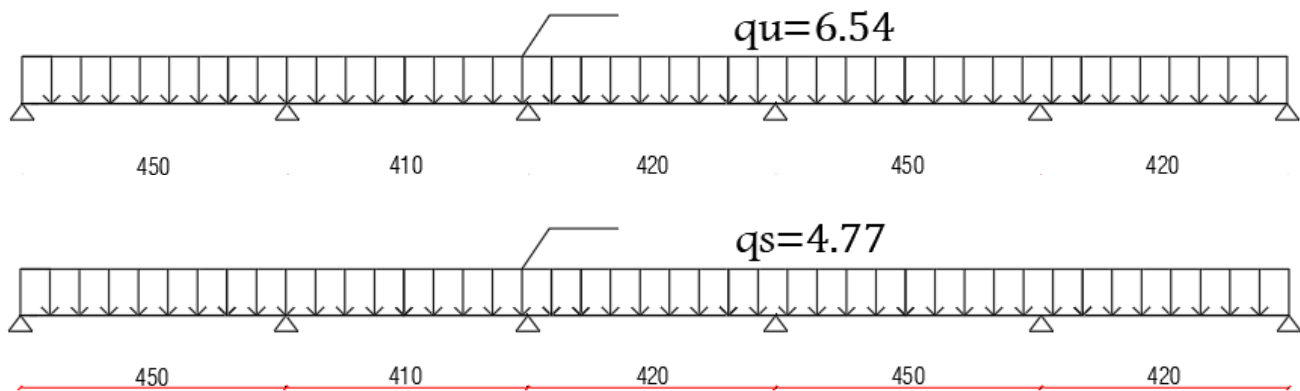
$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.1}; \frac{4.1}{4.2}; \frac{4.2}{4.5}; \frac{4.2}{4.5} \leq 1.25 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Et } 0.8 \leq \frac{4.1}{4.5}; \frac{4.2}{4.1}; \frac{4.5}{4.2}; \frac{4.2}{4.5} \leq 1.25 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

⇒ Alors cette méthode est applicable

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

ELU et ELS :**a)- ELU :****Calcul des moments isostatiques :**

Travée A et D :

$$M_{01} = M_{04} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6.54 \times 4.5^2}{8} = 16.55 \text{ KN.m}$$

Travée C, E :

$$M_{03} = M_{05} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6.54 \times 4.2^2}{8} = 14.42 \text{ KN.m}$$

Travée B :

$$M_{02} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6.54 \times 4.1^2}{8} = 13.74 \text{ KN.m}$$

1. Moment sur appuis:

$$M_a = M_f = 0$$

Remarque : Sur un appui de rive il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs (appelés chapeaux) pour équilibrer un moment $M_a = 0,15M_0$ et la longueur du chapeau est $Li/4$.

$$M_a = 0.15 \times 16.55 = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.15 \times 14.42 = 2.16 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0.5 \times \max(M_{01}; M_{02}) = -0.5 \times \max(16.55; 13.74)$$

$$M_b = -8.275 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0.4 \times \max(M_{02}; M_{03}) = -0.4 \times (13.74; 14.42)$$

$$M_c = -5.768 \text{ m}$$

$$M_d = -0.4 \times \max(M_{03}; M_{04}) = -0.4 \times \max(14.42; 16.55)$$

$$M_d = -6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0.5 \times \max(M_{04}; M_{05}) = -0.5 \times \max(16.55; 14.42)$$

$$M_e = -8.275 \text{ KN.m}$$

2. Moment en travée :

$$M_{t1} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{t2} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_{t2} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

$$\alpha = Q/(G + Q)$$

$$\alpha = \frac{1}{6.34 + 1} = 0.136$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.5. Moments en travées.ELU

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _{t1} (KN.m)	M _{t1'} (KN.m)	M _{t2} (KN.m)	M _t (KN.m)
A	16.55	2.48	08.28	11.84	11.99	10.26	11.99
B	13.74	08.28	05.77	07.28	07.40	07.15	07.40
C	14.42	05.77	06.62	08.81	08.95	07.50	08.95
D	16.55	06.62	08.28	09.77	09.92	08.60	09.92
E	14.42	08.28	2.16	09.79	9.92 1	08.94	9.921

3. Calcul de l'effort tranchant :

On a :

$$L = a + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_w}{M_w + M_t}}} \\ b = L - a \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \\ V_e = 2 \frac{|M_e| + |M_t|}{a} \end{array} \right.$$

Les
récapitulés
tableau

travée	A (m)	B (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
A	2.42	2.08	-11.96	16.75
B	2.1	1.99	-14.93	12.54
C	2.2	2.00	-13.38	14.15
D	2.31	2.19	-14.32	15.76
E	2.39	1.81	-15.23	10.11

résultats sont
dans le
suivant :

Tableau.III.6.Des efforts tranchants

ELS :

1. Calcul des moments isostatiques :

Travée A et D :

$$M_{01} = M_{04} = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{4.77 \times 4.5^2}{8} = 12.07 \text{ KN.m}$$

Travée C, E :

$$M_{03} = M_{05} = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{4.77 \times 4.2^2}{8} = 10.51 \text{ KN.m}$$

Travée B :

$$M_{02} = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{4.77 \times 4.1^2}{8} = 10.023 \text{ KN.m}$$

2. Moment sur appuis:

$$M_a = M_f = 0$$

Remarque : Sur un appui de rive il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs (appelés chapeaux) pour équilibrer un moment $M_a = 0.15 M_0$ et la longueur du chapeau est $Li/4$.

$$M_a = 0.15 \times 12.07 = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.15 \times 10.51 = 1.58 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0.5 \times \max(M_{01}; M_{02}) = -0.5 \times \max(12.07; 10.023)$$

$$M_b = -6.04 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0.4 \times \max(M_{02}; M_{03}) = -0.4 \times (10.023; 10.51)$$

$$M_c = -4.204 \text{ m}$$

$$M_d = -0.4 \times \max(M_{03}; M_{04}) = -0.4 \times \max(10.51; 12.07)$$

$$M_d = -4.828 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0.5 \times \max(M_{04}; M_{05}) = -0.5 \times \max(12.07; 10.51)$$

$$M_e = -6.04 \text{ KN.m}$$

3. Moment en travée :

$$M_{t1} = \max \left\{ (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right.$$

$$\left. 1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right.$$

$$M_{t2} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_{t2} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

$$\alpha = Q/(G + Q)$$

$$\alpha = \frac{1}{6.34 + 1} = 0.136$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.7. Moments en travées.ELS

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _{t1} (KN.m)	M _{t1'} (KN.m)	M _{t2} (KN.m)	M _t (KN.m)
A	12.07	01.81	06.04	08.64	08.75	07.45	08.75
B	10.02	06.04	04.20	05.38	05.04	05.21	05.38
C	10.51	04.20	04.83	06.42	06.52	05.47	06.52
D	12.07	04.83	06.04	07.13	07.24	06.28	07.27
E	10.51	06.04	01.58	07.13	07.23	06.52	07.23

1). Calcul de l'effort tranchant :

On a :

$$L = a + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_w}{M_w + M_t}}} \\ b = L - a \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \\ V_e = 2 \frac{|M_e| + |M_t|}{a} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.8.Des efforts tranchants

travée	A(m)	B(m)	Vw (KN)	Ve (KN)
A	2.41	2.09	-08.76	12.27
B	2.1	2.0	-10.88	9.12
C	2.19	2.01	-09.79	10.37
D	2.31	2.19	-10.48	11.52
E	2.39	1.81	-11.10	7.37

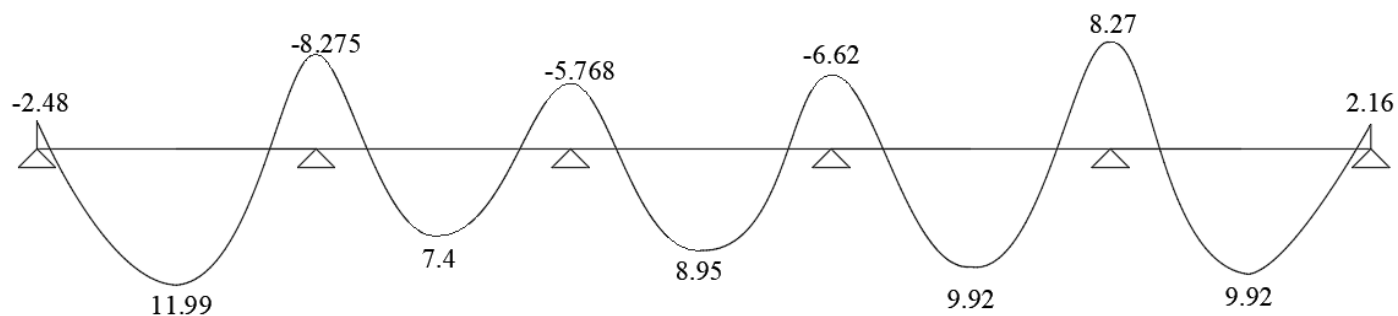


Figure.III.9..Diagrammes des moments à l'ELU.

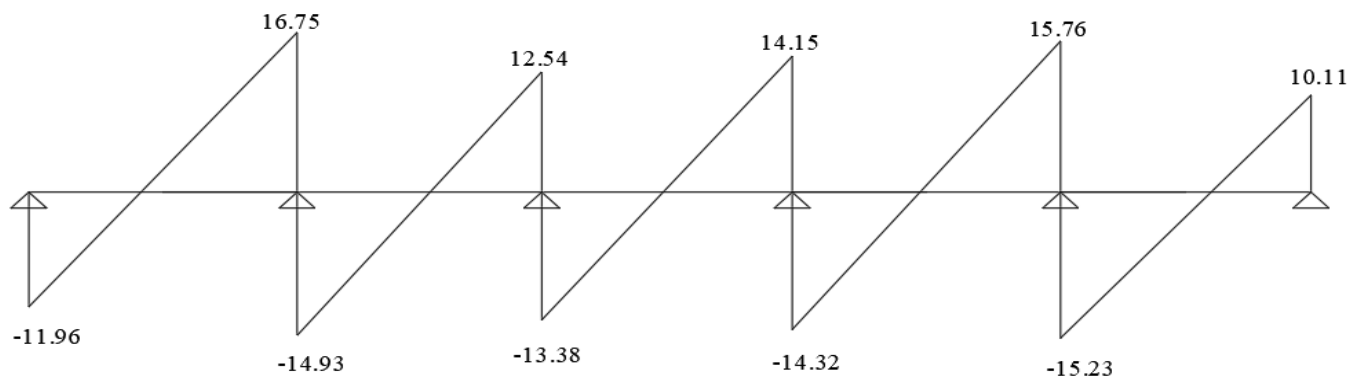


Figure.III.10.Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

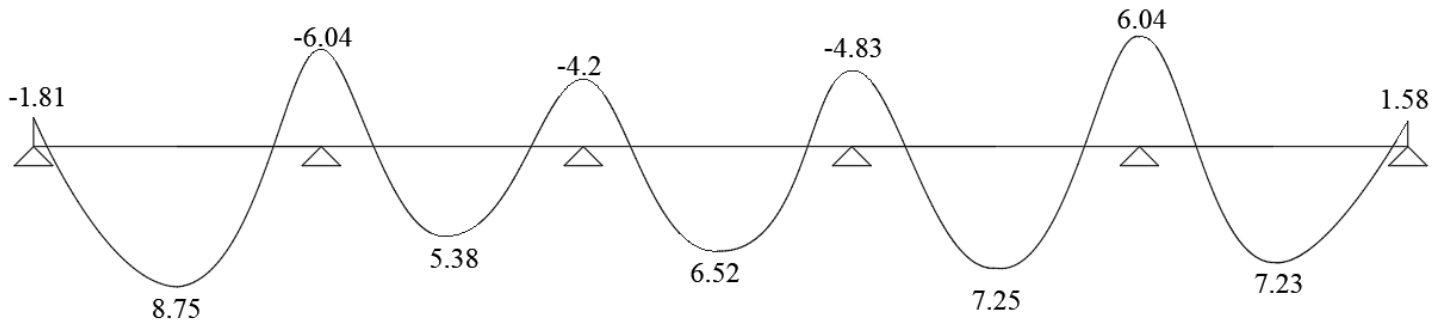


Figure .III.11.Diagrammes des moments à l'ELS

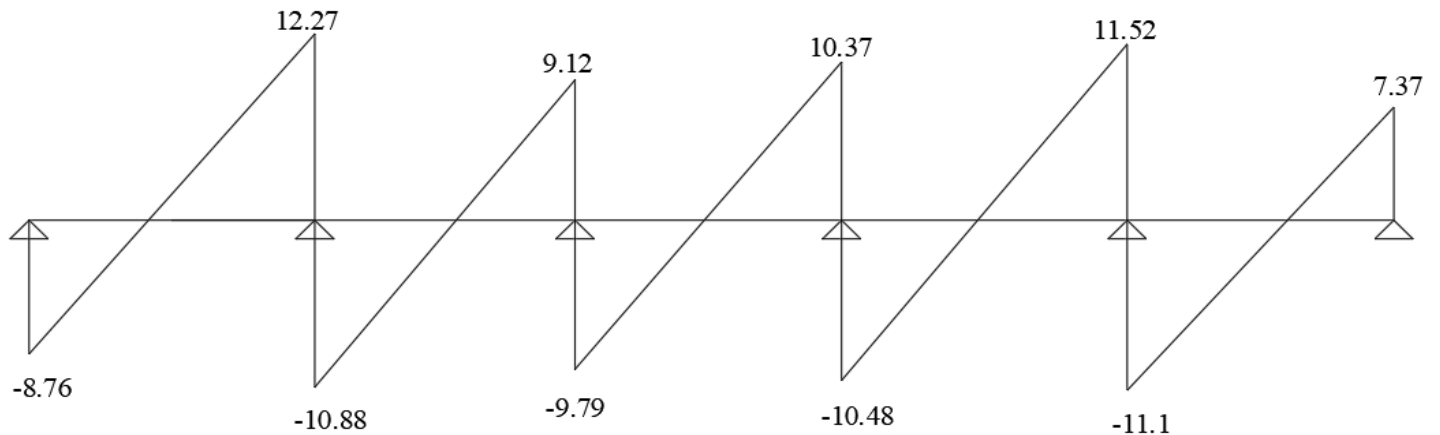


Figure.III.12.Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

III.4.5 Calcul de ferrailage à l'ELU :

→ En travée :

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes :

$b = 65 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $l_0 = 53 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$. On

a:

- Le moment en travée max : $M_t \text{ max} = 11.99 \text{ kN.m}$
- Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$F_{bc} = b \times h \times F_{bu}$$

$$F_{bc} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3$$

$$F_{bc} = 369.2 \text{ kN}$$

$$Z_b = d - (h_0 / 2)$$

$$Z_b = 0.18 - \left(\frac{0.04}{2}\right). \quad Z_b = 0.16m$$

$$M_{tu} = 369.2 \times 0.16$$

$$M_{tu} = 59.07KN.m$$

$$M_t^{max} = 11.99KN.m$$

$M_{tu} > M_t \text{ max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui vous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire (b x h).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.99 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65}$$

$$\mu_{bu} = 0.04$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) \times 10^{-4} = (3440 \times 1.44 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.31$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{\alpha f_{c28}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.04)})$$

$$\alpha = 0.051$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.051)$$

$$Z = 0.176m$$

$$A_t = \frac{M_{ul}}{\alpha f_{ed}} \quad \text{avec:} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

$$A_t = \frac{11.99 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348}$$

$$A_t = 1.957cm^2$$

$$3HA12 = 3.39cm^2$$

III.4.5.1 Vérification à l'ELU:

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{condition vérifiée}$$

→ Ferrailage en appuis :

Appuis de rive :

$$M_0^{\max} = 16.55 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^{\max} = 0.3 \times 16.55 = 4.965 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.965 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.09$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.09)})$$

$$\alpha = 0.118$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.064)$$

$$Z = 0.172$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{Z \times f_{ed}}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{4.965 \times 10^{-3}}{0.172 \times 348} \times 10^4$$

$$A_{\text{rive}} = 0.829 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit: } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 16.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.75 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18}$$

$$\tau_u = 0.775 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_t^{\max}\right)$$

$$\Phi_t \geq \min\left(\frac{24}{35}; \frac{12}{10}; 12\right) = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit: } A_t = 1 \text{ HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement:**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)} \quad \text{CBA 93 (Article.A. 5.22)}$$

Flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de risque de bétonnage $\Rightarrow K = 1$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armature droite :

$$S_t \leq 1.957 \times 10^{-4} \times \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.775 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 359.9 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :

On doit vérifier:

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b}$$

Appuis de rive :

$$V_u = 11.96 \text{ KN}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 0.162 \text{ m}$$

$$V_u = 11.96 \leq 0.4 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.12 \times 0.162 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Appuis intermédiaire:

$$V_u = 14.5 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.12 \times 0.162 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'enchaînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

ψ_s : coefficient de scellement ($\psi_s=1.5$ acier fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = (3 \times 1.2) \times \pi = 11.31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.1131} = 0.79 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.79 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

⇒ Pas de risque d'enchaînement des barres longitudinales.

III.4.5.2 Vérification à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Artc B.6.3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

En appuis :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow (n = 15 \text{ et } A' = 0)$$

$$\Rightarrow \frac{12}{2} \times y^2 + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times (3.39 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 156.69$$

$$\Rightarrow y = 8.82\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d)^2$$

$$I = \frac{12}{3} \times (8.82)^3 + 15 \times 3.39 \times (18 - 8.82)^2$$

$$I = 7029.77\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{6.04 \times 10^{-3}}{7029.77 \times 10^{-8}} = 85.92\text{MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 85.92 \times 8.82 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 7.578\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

condition vérifiée

En travée :

$$\Rightarrow \frac{65}{2} \times y^2 + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times (3.39 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.58\text{cm}$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 348.68$$

$$I = \frac{65}{3} \times (4.58)^3 + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.58)^2$$

$$I = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{12.07 \times 10^{-3}}{11239.46 \times 10^{-8}} = 107.39 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 107.39 \times 4.58 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 4.92 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^{\text{condition vérifiée}}$$

A)- Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y)$$

en appuis :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{6.04 \times 10^{-3}}{7029.77 \times 10^{-8}} (18 - 8.82) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 118.31 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

en travées :

$$\sigma_s = 162.44 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{12.07 \times 10^{-3}}{11239.46 \times 10^{-8}} \times (18 - 4.58) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 118.31 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

B)- Vérification de la flèche : BAEL B.6.5.1

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

l: portée de la travée entre nus d'appuis

h: hauteur totale de la section droite

d: hauteur utile de la section droite

b₀: largeur de la nervure

M_t: moment fléchissant maximal en travée

M₀: moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

f_e: limite élastique en Mpa

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{450} = 0.0555 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{25}{450} = 0.064 \geq \frac{10.69}{10 \times 59.07} = 0.018$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.8}{15 \times 18} = 0.00325 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

La condition est satisfaite donc on ne doit pas faire une vérification de la flèche.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

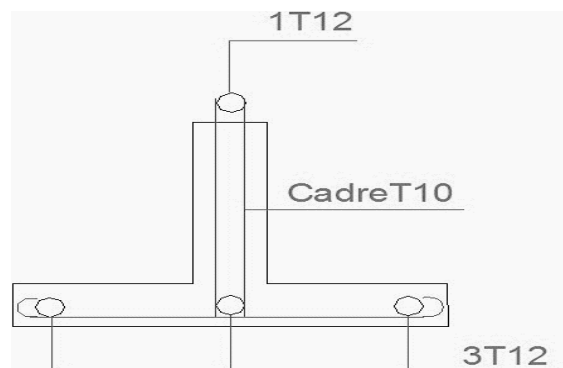


Figure.III.13.Schéma de ferrillage de la poutrelle.

III.4.6 Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4xb}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}^2$$

On choisit: 5 HA 6 = 1.41 cm²

On ferraille pour 1m donc : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

$$A_{II} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.11}{2} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{II} = 3 \text{ HA } 6 = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 28 \text{ cm}^2$

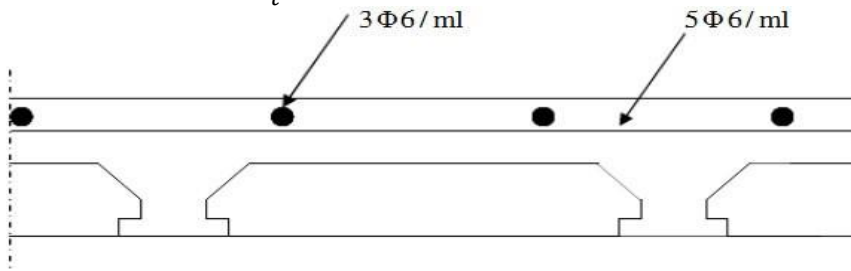


Figure.III.14. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5. Etude du plancher dalle pleine :

III.5.1 Introduction :

La dalle étudiée est celle du rez-de-chaussée de surface 392.21 m² et de dimensions :

$L_x = 21.85$ m et $L_y = 17.95$ m.

C'est un plancher constitué par des dalles continues sans nervures ou poutres supportées directement par les piliers.

III.5.2 l'épaisseur des panneaux:

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

si: $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si: $\alpha \geq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.10}{6.00} = 0.68 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{410}{30} = 13.66 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{l_y}{30} = \frac{600}{30} = 20 \text{ cm}$$

le RPA impose que $h_{\min} = 14$ cm donc on prend $h = 20$ cm.

III.5.3 Evaluation des charges :

$$G = 9.08 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(9.08) + 1.5(4) = 18.258 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{ser} = 9.08 + 4 = 13.08 \text{ KN/m}^2$$

III.5.4 Calcul des moments isostatiques :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 : \text{moment dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x : \text{moment dans le sens de la grande portée.}$$

μ_x et μ_y : sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de α et de coefficient de poisson ϑ :

$$\vartheta = 0 \rightarrow \text{à l'ELU}$$

$$\vartheta = 0.2 \rightarrow \text{à l'ELS}$$

Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.07275 \\ \mu_y = 0.4012 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.07802 \\ \mu_y = 0.5613 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0(x) = q_u \times l_x^2 \times \mu_x = 18.258 \times 4.1^2 \times 0.07275 = 22.33 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = \mu_y \times M_0(x) = 0.4012 \times 22.33 = 8.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0(x) = q_{ser} \times l_x^2 \times \mu_x = 13.08 \times 4.1^2 \times 0.07802 = 17.155 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = \mu_y \times M_0(x) = 0.5613 \times 13.92 = 9.629 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments agissants pour le panneau de rive :

Selon X

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$$

$$M_{aex} = -0.5 M_{0x}$$

$$M_{awx} = -0.5 M_{0x}$$

Selon Y

$$M_{tx} = 0.85 M_{0y}$$

$$M_{aNx} = -0.5 M_{0x}$$

$$M_{aSx} = -0.3 M_{0x}$$

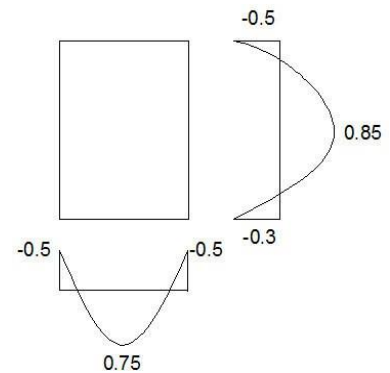


Figure.III.15.Panneau de rive.

Calcul des moments sur appuis :

Tableau.III.9.Calcul des moments sur appuis.

	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_s(KN.m)	M_N(KN.m)
ELU	11.17	11.17	11.17	6.7
ELS	8.58	8.58	8.58	5.15

Calcul des moments en travées :

Tableau.III.10.Calcul des moments en travées.

	$M_{tx}(\text{KN.m})$	$M_{ty}(\text{KN.m})$
ELU	16.75	7.62
ELS	12.67	8.185

III.5.5 calcul de l'effort tranchant :

$$\text{Pour } \alpha \geq 0.4 = \begin{cases} V_x = \frac{qx}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} \\ V_y = \frac{q \times l_x}{2} \leq V_x \end{cases}$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} = \frac{18.26 \times 4.10}{2} \times \frac{1}{1 + 0.68/2} = 27.935 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{18.26 \times 4.10}{3} = 24.96 \text{ KN}$$

III.5.6 Calcul de ferrailage à l'ELU :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

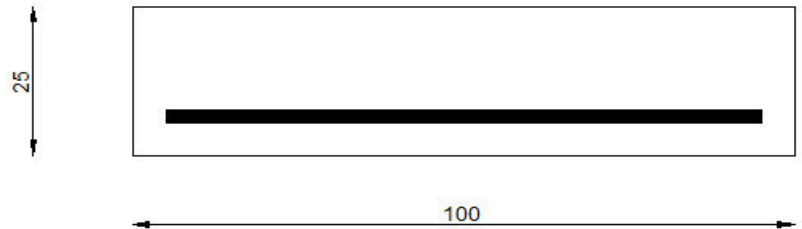


Figure.III.16.Coupe verticale de la dalle pleine.

$$h=20 \text{ cm ; } b=100 \text{ cm ; } d = 20 - 2 = 18 \text{ cm ;}$$

$$f_{bu}= 14.2 \text{ Mpa}$$

1. En travée :

Sens x-x' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{6.75 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 1} = 0.01467$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times \frac{f_{cze}}{\theta} - 3050) \times 10^{-4} = (3440 \times 1.44 + 49 \times 20 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.288$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.31 \Rightarrow \text{Methode simplifiée.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.01467)})$$

$$\alpha = 0.01747$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.01747)$$

$$Z = 0.1787m$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{Zx f_{ed}} \quad \text{avec:} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$A_t = \frac{16.75 \times 10^{-3}}{0.1787 \times 348} \times 10^4$$

$$A_t = 2.69 \text{cm}^2$$

Sens y-y' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 1} = 0.01686$$

$$A = \frac{M_{ty}}{Zx f_{ed}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.01686)})$$

$$\alpha = 0.0213$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0213)$$

$$Z = 0.1785m$$

$$A_t = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.1785 \times 348} \times 10^4$$

$$A_t = 1.2267 \text{cm}^2$$

2. En appuis :

Sens x-x' :

$$M_{ax}^{max} = M_{ay}^{max} = 11.75 \text{KN.m} \rightarrow \text{mê me calcul dans les sens } y - y'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{11.75 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 1} = 0.02554$$

$$A = \frac{M_{ax}}{Zx f_{c28}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2x\mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2x0.0255)})$$

$$\alpha = 0.0323$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.323)$$

$$Z = 0.157\text{m}$$

$$A_t = \frac{11.75 \times 10^{-3}}{0.157 \times 348}$$

$$A_t = 2.15\text{cm}^2$$

Tableau.III.11.Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y.

	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_{tcal}(\text{cm}^2)$	$A_{a cal}(\text{cm}^2)$	$A_{t adp}(\text{cm}^2)$	$A_{a adp}(\text{cm}^2)$
Sens x-x'	16.75	11.75	1.2267	2.15	6 HA 8 =3.02	4HA 10 =3.14
Sens y-y'	12.67	11.75	2.69	2.15	6 HA 8 =3.02	4HA 10 =3.14

III.5.7 Vérification à l'ELU:

a)- Vérification de la condition de non fragilité :

1. En appuis :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 2.78\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.78\text{cm}^2 < A_{t adp} = 3.14 \text{ condition vérifiée}$$

2. En travée :

$$A_{\min} = 2.78\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.78\text{cm}^2 < A_{t adp} = 3.02 \text{ condition vérifiée}$$

b)- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 27.72\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{27.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23} = 0.121\text{Mpa}$$

On a une fissuration peu préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_h}; 5\text{Mpa}) = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$$

$\tau_u = 0.121 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée $\Rightarrow$ pas d'armatures transversales.

c)- Vérification des espacements : Dans le cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable
on a: (BAEL 91)

- **Armature dans le sens x-x' :**

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

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3xh}{33 \text{ cm}} \quad S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3x25}{33 \text{ cm}} = 75 \text{ cm} \right. \right.$$

$$S_{tx} \min = 33 \text{ cm} \geq S_{tx} = 20 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Armature dans le sens y-y' :**

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

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \frac{3xh}{45 \text{ cm}} \quad S_{ty} \leq \min \left\{ \frac{3x25}{45 \text{ cm}} = 75 \text{ cm} \right. \right.$$

$$S_{ty} \min = 45 \text{ cm} \geq S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

d)- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.57 \text{ cm} \quad \tau_{se} = \frac{27.94 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.1257} = 1.074 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.074 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$= 3.15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ la condition est vérifiée.

III.5.8 Vérification à l'ELS:

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification sur l'état de l'ouverture des fissures ; la vérification se limite à :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travées :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow (n = 15 \text{ et } A' = 0)$$

$$\Rightarrow \frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times 2.51 \times y - 15 \times (2.51 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 417.86$$

$$\Rightarrow y = 3.80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.80)^3 + 15 \times 2.51 \times (3.80 - 18)^2$$

$$I = 15708.36 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{12.67 \times 10^{-3}}{15708.36 \times 10^{-8}} = 88.66 : \text{MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 3.80 \times 10^{-2} \times 88.66$$

$$\sigma_{bc} = 3.37 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\Rightarrow \frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times (3.14 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 467.84$$

$$I = \frac{100}{3} \times (4.21)^3 + 15 \times 3.14 \times (4.21 - 18)^2$$

$$I = 19116.60 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{8.85 \times 10^{-3}}{19116.6 \times 10^{-8}} = 46.29 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 4.21 \times 10^{-2} \times 46.299$$

$$\sigma_{bc} = 1.95 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa condition vérifiée}$$

a)- Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_s$

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

En travées :

$$\sigma_s = n \times \frac{M_t^{\max}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{12.67 \times 10^{-3}}{15708.36 \times 10^{-8}} \times (18 - 4.21) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 227.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\sigma_s = n \times \frac{M_a^{\max}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{8.85 \times 10^{-3}}{19116.60 \times 10^{-8}} (18 - 4.21) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 130.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

b)- Vérification de la flèche : BAEL B.6.5.1

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On doit vérifier que :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{410} = 0.062 \geq \frac{1}{16} = 0.062$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_{0x}} \Rightarrow \frac{25}{410} = 0.062 \geq \frac{12.67}{10 \times 16.75} = 0.07$
3. $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 23} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$

Les conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche

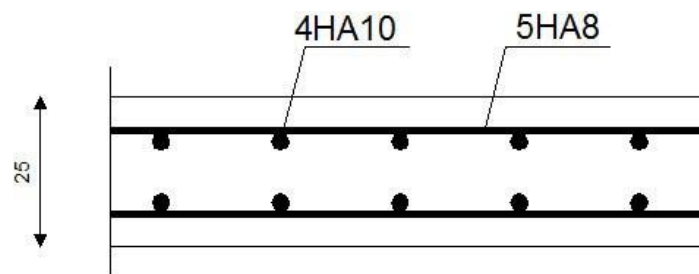


Figure.III.17.Ferrailage de la dalle pleine.

III.6. Calcule des escaliers :

Détermination des charges :

Tableau.III.12.Tableau des charges.

Elément	Palier	Paillasse
Charge permanente	$g = 4.99 \text{ KN/m}^2$	$g = 7.73 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$q = 2,50 \text{ KN/m}^2$	$q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons des charges : ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Paillasse : ELU : $Q_{u1} = (1.35 \times 7.73 + 1.5 \times 2.5) = 14.185 \text{ kn/ml}$

ELS : $Q_{s1} = (7.73 + 2.5) = 10.23 \text{ kn/ml}$

Palier : ELU : $Q_{u2} = (1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5) = 10.49 \text{ kn/ml}$

ELS : $Q_{s2} = (4.99 + 2.5) = 7.49 \text{ kn/m}$

Tableau.III.13.Combinaison de charges.

	ELU	ELS
Paillasse	$Q_{u1} = 14.185 \text{ kn/ml}$	$Q_{s1} = 10.23 \text{ kn/ml}$
Palier	$Q_{u2} = 10.49 \text{ kn/ml}$	$Q_{s2} = 7.49 \text{ kn/ml}$

III.6.1 Escalier EC et RDC:

Calcul du moment et effort tranchant :

à l'ELU :

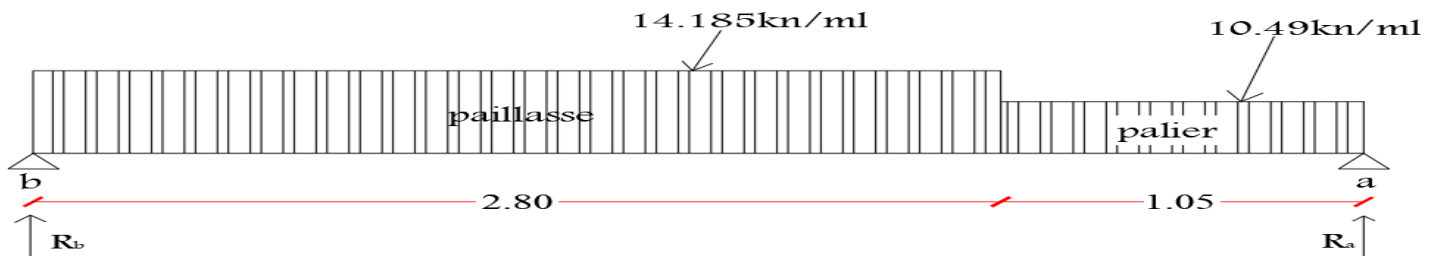


Figure.III.18.Schéma statique des escaliers à l'ELU

Calcul des réactions :

$$Q_{u1} = 10.49 \times 1.05 = 11.01 \text{ KN}$$

$$Q_{u2} = 14.185 \times 2.8 = 39.718 \text{ KN}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 50.408 \text{ kn}$$

$$\sum^M/A = 0 \rightarrow Q_{u1} \times 0.525 - Q_{u2} \times 2.45 + R_B \times 3.85 = 0 \rightarrow R_B = 26.5 \text{ kn}$$

$$\sum^M/B = 0 \rightarrow Q_{u1} \times 3.325 + Q_{u2} \times 1.4 - R_A \times 3.85 = 0 \rightarrow R_A = 24.3 \text{ kn}$$

Pour $0 \leq x \leq 2.80$ on a :

$$V(x) = -14.185x + 26.77 \quad \rightarrow V(0) = 26.8 \text{ kn} \quad \rightarrow V(2.8) = -12.9 \text{ kn}$$

$$M(x) = -7.09x^2 + 26.77x \quad \rightarrow M(0) = 0 \text{ kn.m} \quad \rightarrow M(2.8) = -19.4 \text{ kn.m}$$

Pour $2.8 \leq x \leq 3.85$ on a :

$$V(x) = -10.49x + 16.431 \quad \rightarrow V(2.8) = -12.9 \text{ kn} \quad \rightarrow V(3.8) = -24 \text{ kn}$$

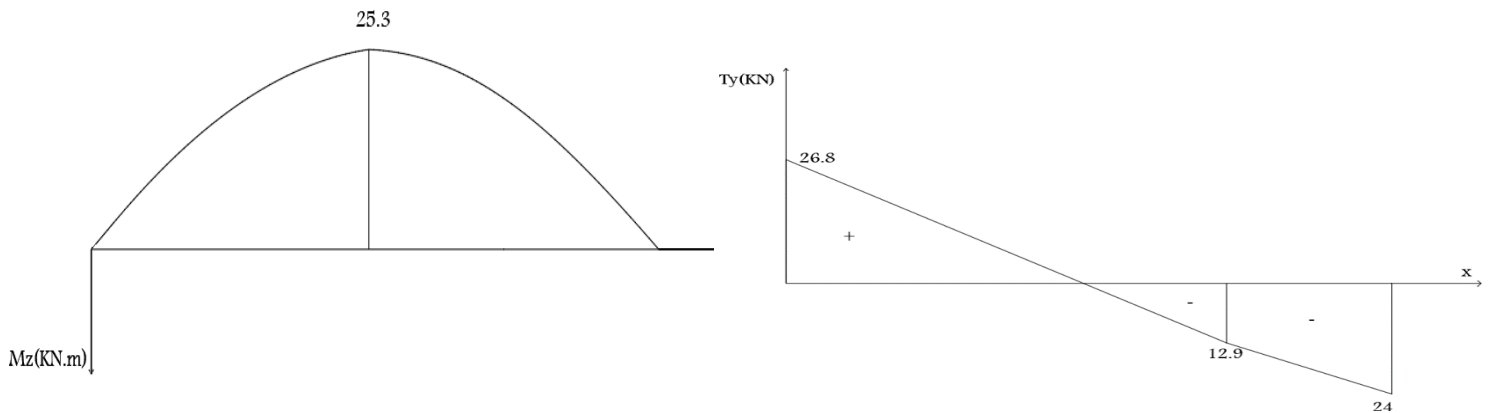
$$M(x) = -5.245x^2 + 16.43x + 14.48 \quad \rightarrow M(2.8) = -19.4 \text{ kn.m} \quad \rightarrow M(3.85) = 0 \text{ kn.m}$$

Calcul de M_{max} : $V(x) = 36.72 - 13.69(x - 1.8)$

Pour $V(x) = -14.185x + 26.77 = 0 \rightarrow x = 1.887 \quad M(1.887) = 25.3 \text{ kn.m}$

$$V_{max} = 26.8 \text{ kn}$$

Figure.III.19. Diagrammes moment et effort tranchant ELU.



à l'ELS :

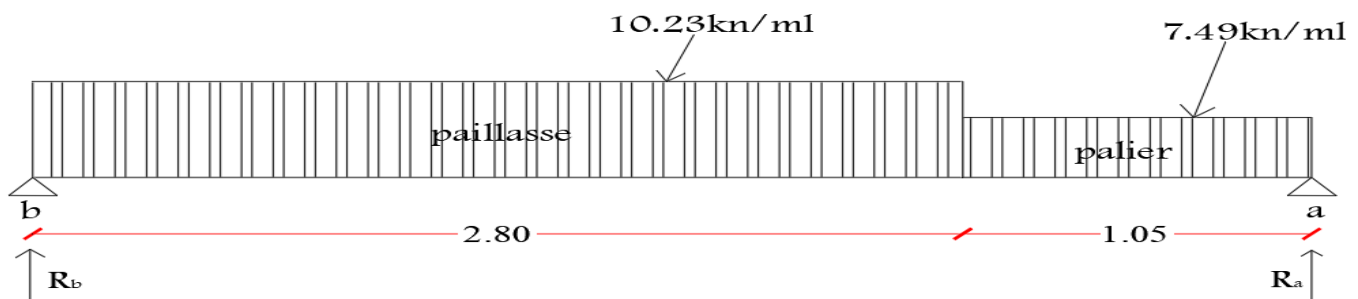


Figure.III.20. Schéma statique des escaliers à l'ELS.

Calcul des réactions :

$$Q_{u1} = 7.49 \times 1.05 = 7.86 \text{ KN}$$

$$Q_{u2} = 10.23 \times 2.8 = 28.64 \text{ kN}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 37.9 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow Q_{u1} \times 0.525 - Q_{u2} \times 2.45 + R_B \times 3.85 = 0 \rightarrow R_B = 19.3 \text{ kn}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow Q_{u1} \times 3.325 + Q_{u2} \times 1.4 - R_A \times 3.85 = 0 \rightarrow R_A = 17.2 \text{ kn}$$

Pour $0 \leq x \leq 2.80$ on a :

$$V(x) = -10.23x + 19.3 \quad \rightarrow V(0) = 19.3 \text{ kn} \quad \rightarrow V(2.8) = -9.34 \text{ kn}$$

$$M(x) = -5.12x^2 + 19.3x \quad \rightarrow M(0) = 0 \text{ kn.m} \quad \rightarrow M(2.8) = -13.9 \text{ kn.m}$$

Pour $2.8 \leq x \leq 3.85$ on a :

$$V(x) = -7.49x + 11.628 \quad \rightarrow V(2.8) = -9.34 \text{ kn} \quad \rightarrow V(3.85) = -17.2 \text{ kn}$$

$$M(x) = -3.75x^2 + 11.63x + 10.74 \quad \rightarrow M(2.8) = -13.9 \text{ kn.m} \quad \rightarrow M(3.85) = 0 \text{ kn.m}$$

Calcul de $M_{\max}$:

$$\text{Pour } V(x) = -10.23x + 19.3 = 0 \quad \rightarrow x = 1.886 \quad M(1.887) = 18.2 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = 19.3 \text{ kn}$$

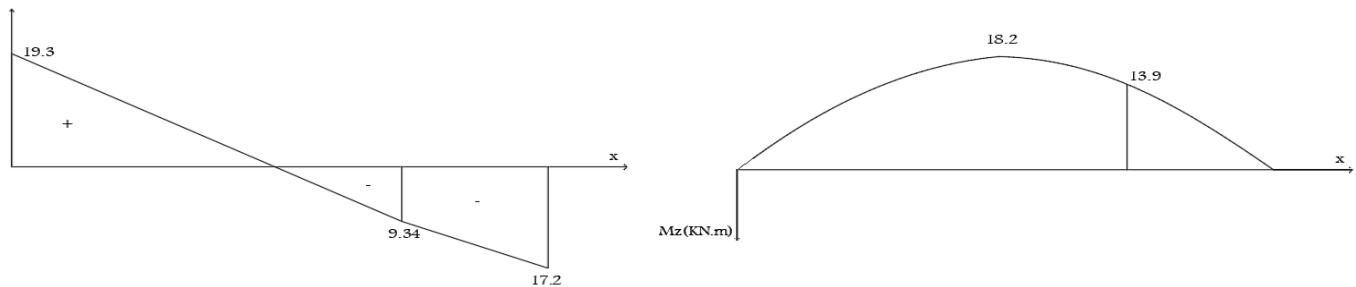


Figure.III.21.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment en appuis et en travée :

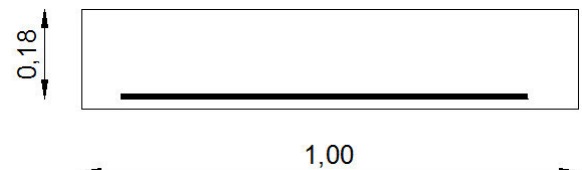
$$\text{ELU :} \quad M_{Ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 25.3 = -7.59 \text{ kn.m}$$

$$M_{Ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 25.3 = 21.505 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS :} \quad M_{Sa} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 18.2 = -5.46 \text{ kn.m}$$

$$M_{St} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 18.2 = 15.47 \text{ kn.m}$$

Calcul du ferrailage à l'ELU :



a- Armature longitudinales :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd_{bu}^2 f} = \frac{21.51 \times 10^{-3}}{1.0 \cdot 15^2 \cdot 14.2} = 0.067$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{21.51}{15.47} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.067 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 15(1 - 0.6 \times 0.067) = 14.397 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{21.51 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.1458 \times 348} = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 17 \text{ cm}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd_{bu}^2 f} = \frac{7.59 \times 10^{-3}}{1.0 \cdot 15^2 \cdot 14.2} = 0.0237$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{7.59}{5.46} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.0237 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 15(1 - 0.6 \times 0.0237) = 14.85 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{7.59 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.1485 \times 348} = 1.469 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 17 \text{ cm}$$

b- Armatures de répartition:

Diamètre des armatures :

$$\text{Travée : } A_r = A_t/4 = 6.79/4 = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_r = A_a/4 = 4.71/4 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité :

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.835 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{En appuis: } A = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.835 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

$$\text{En travée: } A = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.835 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

b- Ecartement des barres : 0BAEL91 art A.8.2.42

L'écartement des armatures d'une nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures longitudinales : $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45, 33) = 33 \text{ cm}$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

Armatures de répartition : $S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60, 45) = 45 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

c- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{F.P.P}$$

$$V_u = T_{\max} = 26.8 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{26.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.179 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

1. Influence sur le béton (BAEL91 art 5.1.3.21)

$$V_u \leq 0.4b0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 900 \text{ kn}$$

$$V_u = 26.8 \text{ kn} < 1080 \text{ kn} \text{ C.V}$$

2. Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right] = \frac{1.15 \times 10}{400} \left[26.8 + \frac{7.59}{0.9 \times 0.15} \right] = 2.39 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 2.239 \text{ cm}^2$$

e- Vérification de l'adhérence d'appuis : BAEL art A6.13

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{26.8 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.15 \times 18.85} = 1.053 \text{ MPa}.$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se}^- = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.053 \text{ MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V (Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales).}$$

Vérification a l'ELS :

a- Contraintes de compression dans le béton :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$

Contraintes maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$ avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} \times \eta [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

$$\frac{b y_1^2}{2} + \eta (A + A') y_1 - \eta (A d + A' d') = 0$$

I : moment d'inertie.

y_1 : Position de l'axe neutre.

Aux appuis :

$$50 y_1^2 + 15(4.71) y_1 - 15(4.71 \times 18) = 0$$

$$50 y_1^2 + 70.65 y_1 - 1271.7 = 0 \rightarrow y_1 = 4.39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 4.39^3}{3} + [15 \times 4.71 (15 - 4.39)^2] = 10773.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.46 \times 10^{-3}}{10773.37 \times 10^{-8}} = 50.68 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 50.68 \times 10^{-2} \times 4.39 = 1.507 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.225MPa < \sigma_{bc} = 15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

En travée:

$$50y_1^2 + 15(6.79)y_1 - 15(6.79 \times 18) = 0$$

$$50y_1^2 + 101.85y_1 - 1833.3 = 0 \rightarrow y_1 = 5.12cm$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + [15 \times 6.79(15 - 5.12)^2] = 14415.95cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15.47 \times 10^{-3}}{14415.95 \times 10^{-8}} = 107.31MN/m^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 107.31 \times 10^{-2} \times 5.12 = 5.49MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.49MPa < \sigma_{bc} = 15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

b- Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400MPa$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée :

$$\sigma_s = 15 \frac{15.47 \times 10^{-3}}{14415.95 \times 10^{-8}} (15 - 4.23) \cdot 10^{-2} = 173.36MPa$$

$$\sigma_s = 173.36MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis:

$$\sigma_s = 15 \frac{5.46 \times 10^{-3}}{10773.37 \times 10^{-8}} (18 - 3.64) \cdot 10^{-2} = 86.36MPa$$

$$\sigma_s = 86.36MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \text{ Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{385} = 0.0467 < 0.0625 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.0467 < 0.1 \times \frac{15.47}{18.2} = 0.085 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{At}{b \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 15} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \cdot \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 9.86 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 15 = 17727.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 6.79 = 1901.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17727.75}{1901.85} = 9.321 \text{ cm}$$

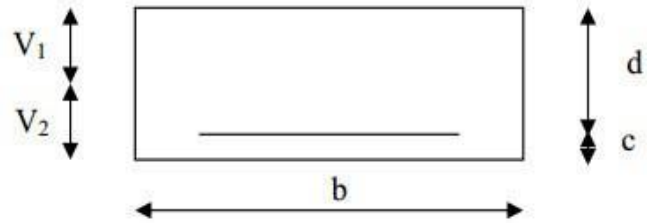
$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.321 = 8.69 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (9.321^3 + 8.69^3) + 15 \times 6.79 (8.69 - 3)^2 \rightarrow I = 52165.94 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'ou: } f = \frac{5}{384} \times \frac{9.86 \times 3.85^4}{10818.86 \times 10^3 \times 52165.94 \times 10^{-8}} = 0.004998 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm.}$$

$$f = 0.005 \text{ cm} < \bar{f} = 0.77 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$



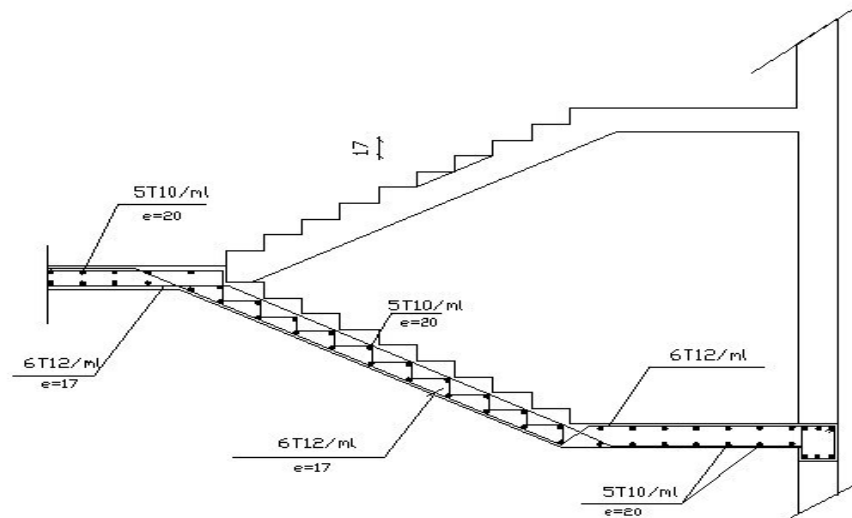


Figure.III.22.Schéma de ferrailage des escaliers.

III.6.2 Etude de la poutre palière :

Le pré-dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{336}{15} \leq h \leq \frac{336}{10} \rightarrow 22.4cm \leq h \leq 33.6cm \quad \text{on prend } h=40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \rightarrow 12cm \leq b \leq 32cm \quad \text{on prend } b=30 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA99V2003 :

$$b \geq 20cm \rightarrow 30cm \geq 20cm \text{ C.V}$$

$$h \geq 30cm \rightarrow 40cm \geq 30cm \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad \text{C.V}$$

La section adoptée est de $(b \times h) = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

Détermination des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ kn/ml}$$

Réactions des escaliers :

$$\text{ELU : } R_{au} = 26.5 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } R_{as} = 17.2 \text{ /ml}$$

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R_u = 1.35 \times 3 + 1.5 \times 2.5 + 26.5 = 34.3 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q + R_s = 3 + 2.5 + 17.2 = 22.7 \text{ kn/ml}$$

Calcul du moment en appuis et en travées :

Tableau.III.14. Moment et effort tranchant.

	$M_t = ql^2/24 \text{ (kn. m)}$	$M_a = ql^2/12$	$T = ql/2 \text{ (kn)}$
ELU	16.135	32.27	58.14
ELS	10.68	21.36	38.14

Figure.III.23. Diagrammes moment et effort tranchant ELU.

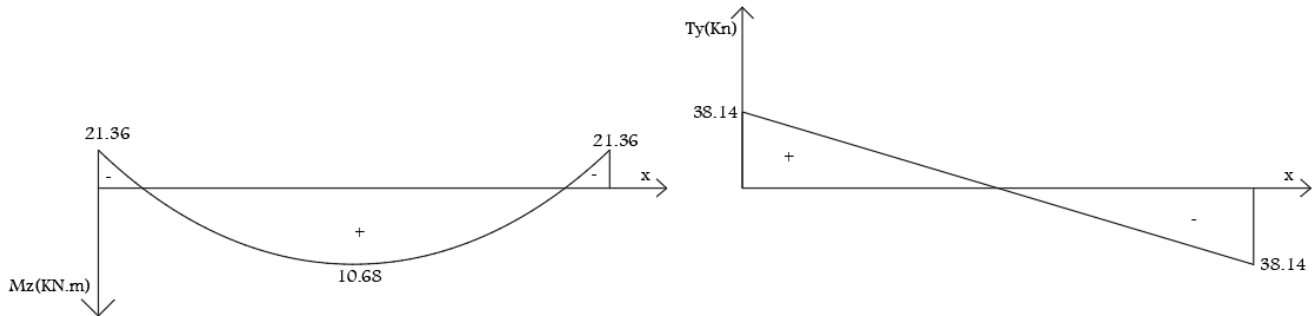
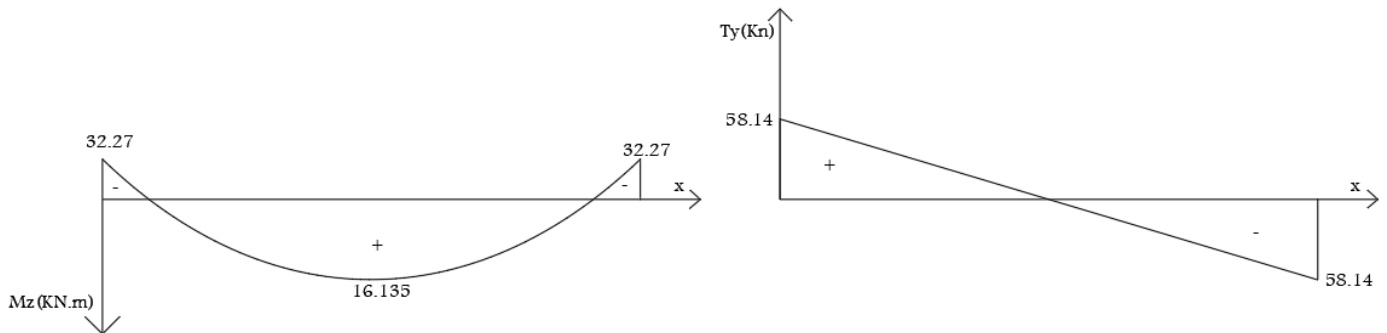


Figure.III.24. Diagrammes moment et effort tranchant ELS.



Calcul du ferrailage à l'ELU :

a) Armature longitudinales :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

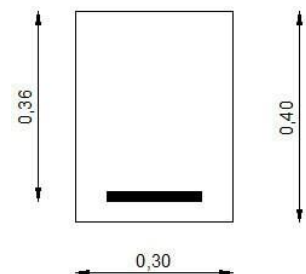
En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.135 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{16.135}{10.63} = 1.518$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.34$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$



$$\mu_{bu} = 0.029 < 0.34 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.029) = 35.37 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{16.135 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.3537 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.27 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.06$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{32.27}{21.36} = 1.51$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.337$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.06 < 0.337 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.06) = 34.7 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{32.27 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.347 \times 348} = 2.672 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 + 3HA14 \text{ Chapeaux} \quad \text{avec : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

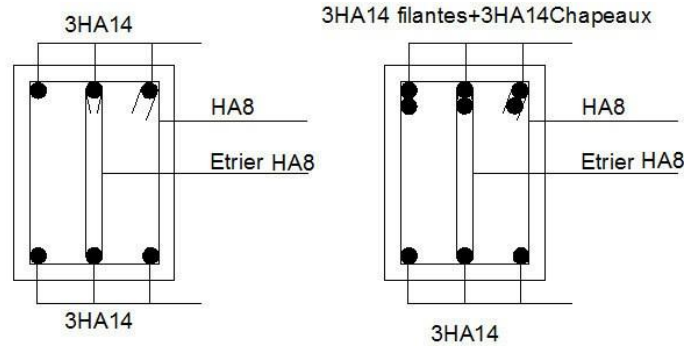


Figure.III.25.Schéma du ferrailage de la poutre palière.

Le RPA exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$13.85 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2 \text{ C. V}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$13.85 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2 \text{ C. V}$$

b-Armatures de répartition: Diamètre des armatures

$$\Phi_l \leq \min \begin{cases} \frac{\Phi_l}{h_t} \\ \frac{35}{b} \\ \frac{10}{10} \end{cases} \rightarrow \Phi_l \leq \min \begin{cases} \frac{14mm}{400} \\ \frac{35}{300} \\ \frac{300}{10} = 30mm \end{cases} = 11.43mm \rightarrow \Phi_l \leq 11.43mm$$

On adopte $\Phi 8 = 0.5cm^2$

c-Espacement des barres :

A partir des conditions de CBA 93, les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \rightarrow S_t \leq \min(32.4, 40cm) = 32.4cm$$

A partir de l'article 7.5.2.2 du RPA99V2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t = 10cm \text{ on prend } S_t = 10cm$$

$$\text{En zone courante : } S_t < \frac{h_t}{2} = 20cm \text{ on prend } S_t = 15cm$$

Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

On doit vérifier que $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30cm^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1MPa$$

$$\text{En appuis : } A = 9.23 cm^2 > 1.30 cm^2 \quad \text{C.V En}$$

$$\text{travée : } A = 4.62 cm^2 > 1.30 cm^2 \quad \text{C.V}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min \begin{cases} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa \text{ F.P.P} \\ 5MPa \end{cases}$$

$$V_u = T_{max} = 126.69kn$$

$$\tau_u = \frac{126.69 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 1.20MPa$$

$$\tau_u = 1.20MPa < \tau_u = 3.33MPa \text{ C.V}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence d'appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{126.69 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.36 \times 13.19} = 2.96 MPa.$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \emptyset = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.19 cm$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = 2.96 MPa < \tau_{se} = 3.15 MPa \quad C.V \text{ (Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales).}$$

Vérification a l'ELS :

a- Contraintes de compression dans le béton :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$.

Contraintes maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$ avec: $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{by_1^3}{3} \times \eta [A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

$$\frac{by_1^2}{2} + \eta(A + A')y_1 - \eta(Ad + A'd) = 0$$

I : moment d'inertie.

Y_1 : Position de l'axe neutre.

En travée :

$$15y_1^2 + 15(4.62)y_1 - 15(4.62 \times 36) = 0$$

$$15y_1^2 + 69.3y_1 - 2494.8 = 0 \rightarrow y_1 = 10.79 cm$$

$$I = \frac{30 \times 10.79^3}{3} + [15 \times 4.62(36 - 10.79)^2] = 56605.37 cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{29.50 \times 10^{-3}}{56605.37 \times 10^{-8}} = 52.12 MN/m^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 52.12 \times 10^{-2} \times 10.79 = 5.62 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.62 MPa < \sigma_{bc} = 15 MPa \quad C.V$$

Aux appuis:

$$15y_1^2 + 15(9.23)y_1 - 15(9.23 \times 36) = 0$$

$$15y_1^2 + 138.45y_1 - 4984.2 = 0 \rightarrow y_1 = 14.18 cm$$

$$I = \frac{30 \times 14.18^3}{3} + [15 \times 9.23(36 - 14.18)^2] = 94429.82 cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{74.60 \times 10^{-3}}{94429.82 \times 10^{-8}} = 62.48 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 62.48 \times 10^{-2} \times 14.18 = 8.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

b- Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En appuis :

$$\sigma_s = 15 \frac{59 \times 10^{-3}}{94429.82 \times 10^{-8}} (36 - 14.18) \cdot 10^{-2} = 204.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 204.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

En travée:

$$\sigma_s = 15 \frac{29.50 \times 10^{-3}}{56605.37 \times 10^{-8}} (36 - 10.79) \cdot 10^{-2} = 197.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.11 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.11 > 0.1 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7. Etude de la dalle salle machine :

Un ascenseur est un dispositif conçu pour le transport vertical de passagers ou de marchandises à travers les différents niveaux d'un bâtiment, équipé généralement de systèmes de sécurité. Les premières versions étaient connues sous le nom de monte-charges et existent encore aujourd'hui, bien qu'elles aient été perfectionnées.

La structure d'un ascenseur comprend une plateforme ou une cabine qui se déplace verticalement sur des rails dans un espace confiné, souvent désigné comme la gaine d'ascenseur. Selon le plan architectural du projet, il y a deux ascenseurs. La superficie de chacun d'eux est de $S = 1,82 \times 1,375 = 2,5m^2$

, avec une capacité de charge pour trois personnes et une vitesse modeste de $V = 1m/s$

. Le poids total que peut supporter le système de levage, y compris la cabine chargée, est de 9 tonnes. Il est essentiel d'y associer les mécanismes nécessaires pour manœuvrer la cabine.

Le machinisme et l'espace où se trouvent tous les composants moteurs qui contrôlent les mouvements et les arrêts de l'ascenseur sont généralement situés au-dessus du puits. Le plancher est alors conçu pour soutenir le poids des composants moteurs, de la cabine, des câbles et des divers accessoires.

➤ Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{160}{30} = 5.33cm$$

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

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15c

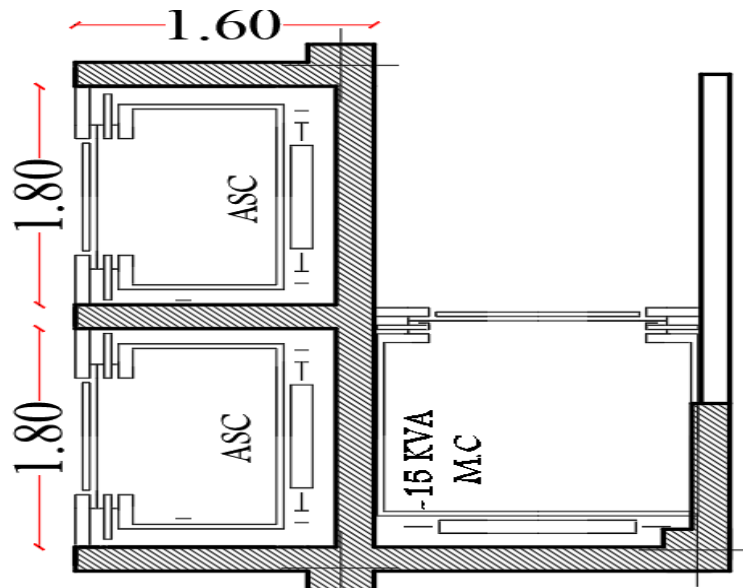


Figure.III.26.Cage d'ascenseur.

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.7.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de M_{x1} M_{x2} :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2) \quad \nu : \text{Coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD

À l'ELU :

$$\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{1,80} = 0,88 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,656 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0,583 \end{cases}$$

D'où $M_1 = 0,0968, M_2 = 0,0772$ (Tableau de PIGEAUD)

À l'ELU :

$$\nu = 0$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 1,35G$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 121,5 \times 0,0968 = 11.76 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,0772 = 9.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.7.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 6,56 \times (1,60)^2 = 0,769 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,769 = 0,598 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,76 + 0,769 = 12,53 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,38 + 0,598 = 9,98 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis par (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles

III.7.3 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x :

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 12,53 = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,26 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,26 \times 10^3}{0,987 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,40 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA8 = 2,51 cm²

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 12,53 = 9,40 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,039 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,039 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{9,40 \times 10^3}{0,980 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 2,12 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA8 = 2,51 cm²

Sens y-y :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_y = 0,75 \times 9,98 = 7,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{7,48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,031 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{7,48 \times 10^3}{0,984 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA8 = 2,01 cm²

III.7.4 Résumé des résultats

Tableau.III.15. Ferrailage de la dalle salle machine

zone	sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée
En appuis	x-x	6,26	0,026	0,987	1,40	5HA8
	y-y	6,26	0,026	0,987	1,40	5HA8
En travée	x-x	9,40	0,039	0,980	2,12	5HA8
	y-y	7,48	0,031	0,984	1,68	5HA8



Chapitre IV

ETUDE SISMIQUE



chapiter IV. ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Les secousses sismiques ont des effets particulièrement destructeurs dans les zones urbanisées, ce qui rend nécessaire la construction de structures capables de résister à de tels phénomènes. Pour ce faire, une étude dynamique sera réalisée en modélisant la structure en trois dimensions à l'aide du logiciel SAP2000. Nous utiliserons la méthode dynamique modale spectrale, qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le R.P.A 99 V2003.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3. Méthode de calcul :

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

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

IV.3.1 Méthode statique équivalente:

Principe:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003. La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale:

Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

IV.3.3.1 Choix de la méthode de calcul :

Le bâtiment étudié régulier en élévation et en plan. Cet immeuble est implanté en zone III et de groupe d'usage 1B mais il dépasse 10m. Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, donc on utilise la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003

On intègre 15 Combinaisons préconisées par les règles BAEL et R.P.A 99/2003 PP

G , Q , ELS , ELU, $G + \beta Q$ (Avec $\beta=0.2$), $G + Q \pm Ex$, $G + Q \pm Ey$, $0.8G \pm Ex$, $0.8G \pm Ey$

IV.4. Description de logiciel (Robot Structural Analysis Professional):

Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot) est un logiciel servant à analyser et à dimensionner les structures. Il permet d'analyser une structure de tout type et de toute géométrie et de dimensionner les éléments de cette structure (éléments acier, BA, bois).

Les algorithmes implémentés dans Robot permettent d'analyser la géométrie d'un modèle de structure défini dans Revit. Ils permettent également le maillage avancé des éléments surfaciques (plaques, murs, coques) inclus dans le modèle. Il est possible d'analyser les structures suivantes :

- les murs et planchers/panneaux courbes situés dans un plan quelconque
- les voiles et les noyaux des bâtiments
- les murs et les planchers contenant des ouvertures aux formes arbitraires
- les modèles de matériaux composés

Voici quelques-unes de ses fonctionnalités spécifiques :

- **Flux de travail intégrés au BIM** : Permet l'échange de données avec Revit et d'autres outils de conception.
- **Simulation des charges de vent** : Teste les charges de vent pendant la conception pour éviter les modifications coûteuses.
- **Capacités d'analyse étendues** : Teste le comportement des structures statiques, modales et non linéaires.
- **Maillage automatique par éléments finis** : Crée un maillage de haute qualité pour des résultats d'analyse plus précis.
- **Normes de conception spécifiques à chaque pays** : Utilise les formes de coupe et les codes de construction spécifiques à chaque pays.
- **API ouverte et flexible** : Permet de créer des structures paramétriques personnalisées et d'étendre les capacités d'analyse et de vérification du code.

Les figures suivantes présentent la vue tridimensionnelle de la structure avant modélisation

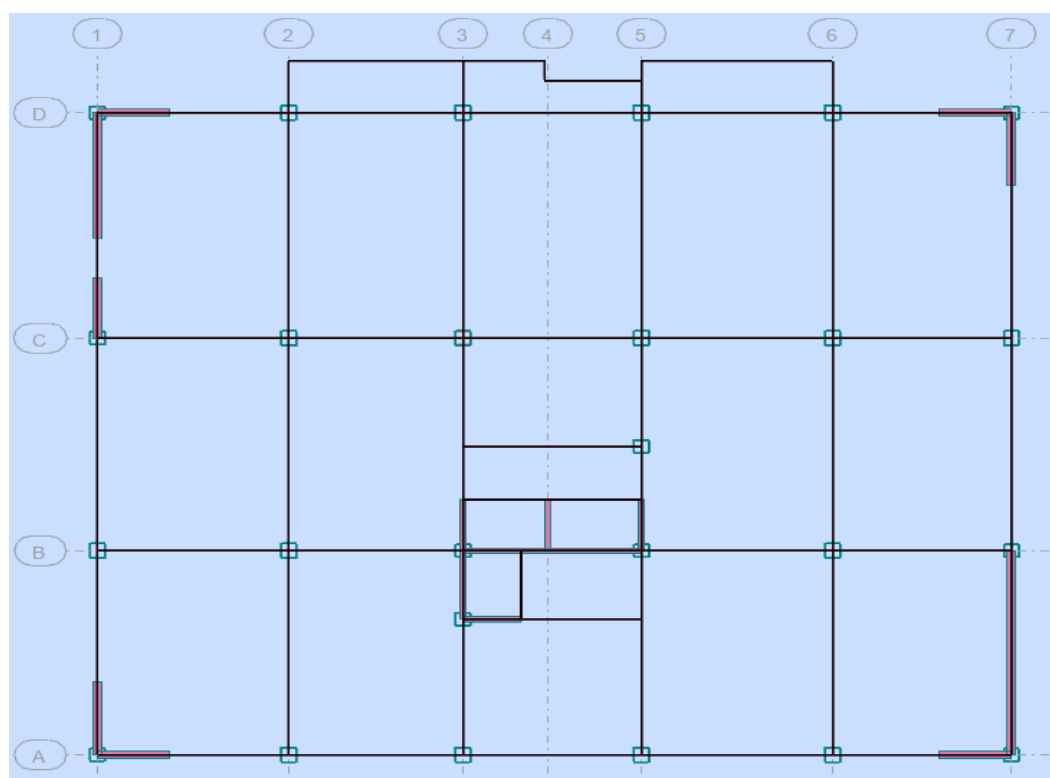


Figure .IV.1 : Disposition des voiles

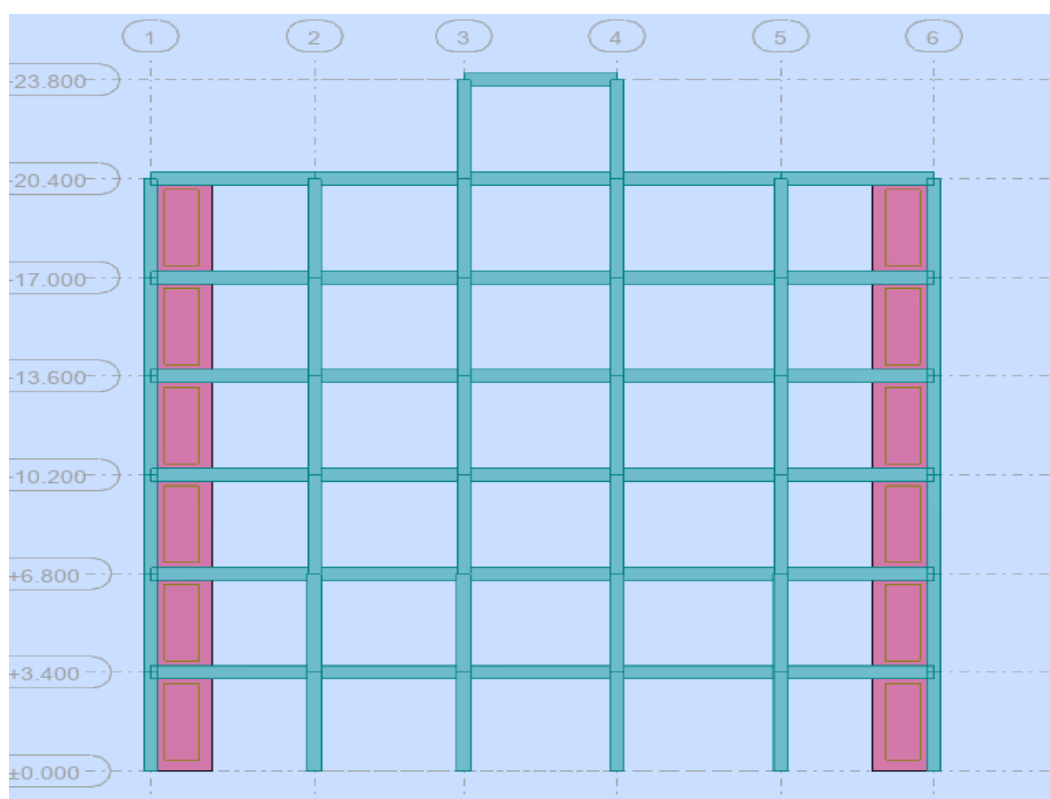


Figure .IV.2 : Disposition portique-voile axe (AA)

IV.5. Vérification du RPA :

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable. D'où la vérification des conditions suivantes est nécessaire :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement.
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Calcul de l'excentricité.
- Le déplacement inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ) soit négligé.

IV.5.1 spécification pour les poteaux : (Art7.4.3.I/RPA 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{1446.63 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.55 \times 25} = 0.26 < 0.3 \quad \text{pour les poteaux de section (40x55) cm}^2.$$

$$V = \frac{1074.40 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.5 \times 25} = 0.21 < 0.3 \quad \text{pour les poteaux de section (40x50) cm}^2.$$

$$V = \frac{833.77 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.40 \times 25} = 0.238 < 0.3 \quad \text{pour les poteaux de section (35x40) cm}^2.$$

Tableau.IV.1.L'effort normal réduit.

Zone	Section	N(KN)	f_{c28} (MPa)	Nrd(KN)	Vérification
I	40 x 55	1446.63	25	0.26	CV
II	40 x 50	1074.40	25	0.21	CV
III	35 x 40	833.77	25	0.238	CV

IV.5.2 système de contreventement :(Art3.4/RPA 99V2003)

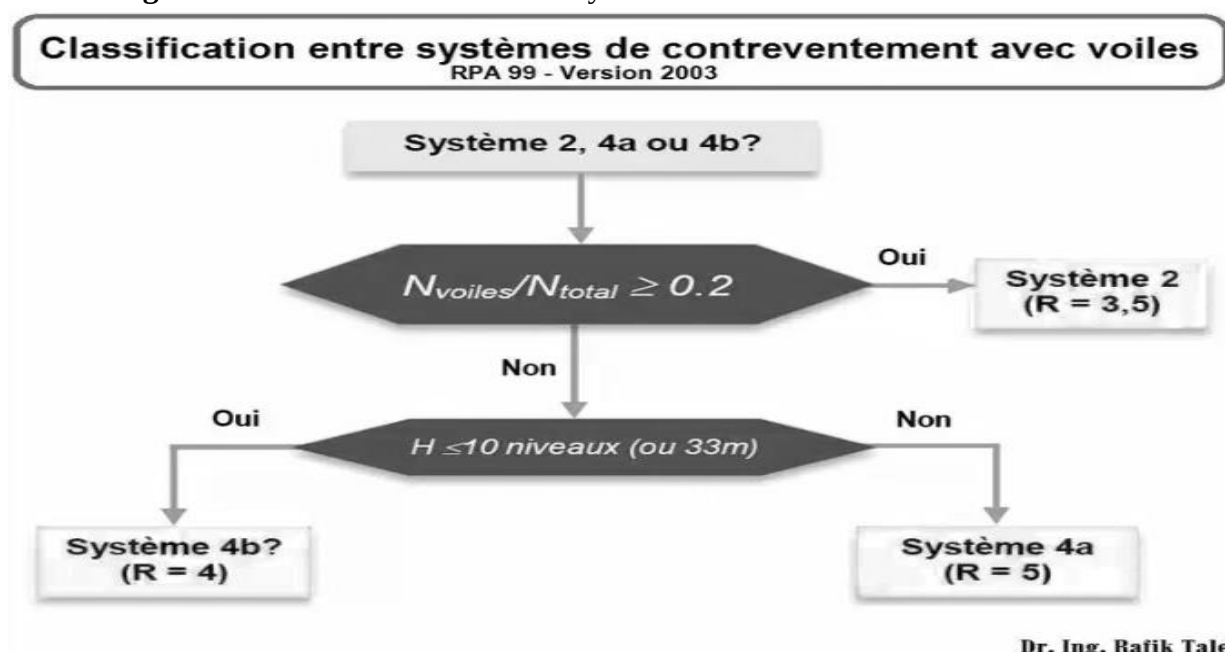
L'objet du choix du système de contreventement se traduit dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4. a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Figure.VI.3. de classification entre systèmes de contreventement avec voiles



Justification du système de contreventement :

Tableau.IV.2. efforts normale de les voiles

cas/etageG	Aucun	FZ (KN)	FZ sur les poteaux (KN)	FZ sur les voiles (KN)
6 (C)/ 1	-24628.79	-17838.04	-6790.75	-24628.79
6 (C)/ 2	-19044.67	-13321.58	-5723.08	-19044.67
6 (C)/ 3	-15083.55	-10437.41	-4646.15	-15083.55
6 (C)/ 4	-11962.62	-8199.45	-3763.17	-11962.62
6 (C)/ 5	-8033.78	-5327.83	-2705.95	-8033.78
6 (C)/ T	-3972.43	-2553.67	-1418.75	-3972.43
	-442.07	-52.66	-389.41	-442.07

$$\frac{\sum N_{voile}}{\sum N_{total}} \geq 0.2$$

$$\frac{24649.51}{82433.07} = 0.299 > 0.2$$

$$N_{voile} = 44\% \quad N_{poteaux} = 54\%$$

Alors 2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

R= 3.5

- Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option **Section Cut**.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges sismiques.

IV.5.3 Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA} .

V_{robot} : Effort tranchant à la base obtenue par Robot Structural Analysis

V_{RPA} : Effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

IV.5.3.1 Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

❖ La direction X

Classification des sites :

D'après l'article 3.3 (RPA99/2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).

- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Tableau VI .3 Classification du Site

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

Notre structure est située dans un site de catégorie S3

$$T_1 = 0.15\text{sec}$$

$$T_2 = 0.5\text{sec}$$

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure.

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7.RPA 99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (siteS3)

- **Estimation de la période fondamentale de la structure** : Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t h_n^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Avec :

h_N : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$C_T = 0.05 \quad h_N = 23.8 \text{ m}$$

D'où : $T_1 = 0.05 \times (23.8)^{3/4} = 0.539 \text{ s}$

$$D = 21.50 \text{ m}$$

$$T_2 = 0.09 \times 23.8 / \sqrt{21.5}$$

$$T_2 = 0.462$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.462$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % : $T_1 = 1.3 \times 0.462 = 0.6 \text{ s} \Rightarrow T = 0.6 \text{ s}$

Le nombre de mode à considérer :

Tableau IV.4 : Périodes et facteurs de participation modale.

cas/ mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.43	65.03	3.00	65.03	3.00	1558634.63
2	0.31	67.83	64.09	2.81	61.10	1558634.63
3	0.23	68.40	67.45	0.57	3.36	1558634.63
4	0.14	70.59	67.46	2.19	0.01	1558634.63
5	0.11	87.84	67.64	17.24	0.18	1558634.63
6	0.09	87.87	81.39	0.03	13.75	1558634.63
7	0.07	87.89	81.82	0.02	0.42	1558634.63
8	0.07	88.93	82.89	1.04	1.08	1558634.63
9	0.06	88.93	82.90	0.00	0.01	1558634.63
10	0.06	88.93	82.90	0.00	0.00	1558634.63
11	0.06	94.27	85.76	5.34	2.86	1558634.63
12	0.06	94.28	85.84	0.01	0.08	1558634.63
13	0.06	94.28	85.84	0.00	0.00	1558634.63
14	0.05	94.28	85.84	0.00	0.00	1558634.63
15	0.05	94.94	86.91	0.66	1.08	1558634.63
16	0.05	94.94	86.92	0.00	0.00	1558634.63
17	0.05	94.94	86.93	0.00	0.01	1558634.63
18	0.05	94.94	86.96	0.00	0.03	1558634.63
19	0.05	95.54	91.60	0.60	4.64	1558634.63
20	0.05	95.54	91.61	0.00	0.01	1558634.63

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que

La somme des masses modales effectives pour des modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Période donnée par ROBOT :

$$T_{\text{analytique}} = 0.43\text{s (mode 3)} < T_{\text{empirique}} = 0.6\text{s C.V}$$

Facteur de correction d'amortissement “ η ”:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Formule 4.3:RPA 99}$$

$$\xi = 7\%$$

$$\eta = 0.88 > 0.7 \quad \text{C.V}$$

$$T_2 \leq T = 0.5\text{s} \leq 0.46\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.88 = 2.205$$

❖ La direction Y

$$T_{\text{analytique}} = 0.31\text{ s (mode 2)} < 1.3T_{\text{empirique}} = 0.656\text{s C.V}$$

$$T_2 = 0.5 > T_{\text{empirique}} = 0.505 > T_2 = 0.5 < 3$$

$$D = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left[\frac{0.5}{0.505} \right]^{2/3} = 2.185$$

	Direction X	Direction Y
D	2.205	2.185

IV.5.3.2 Facteur de qualité Q :

Tableau.IV.5.Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.

critère q	P_q	
	Obs	N/Obs
Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
redondance en plan	0.05	0.05
régularité en plan	0.05	0.05
régularité en élévation	0.05	0.05
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0.01	0.1

$$Q_x = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q(\text{Tableau 4.4:RPA 99V2003})$$

$$Q_x = 1 + \sum_{i=1}^6 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.5, Q = 1.05$$

$$Q_y = 1 + \sum_{i=1}^6 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.5, Q = 1.1$$

IV.5.3.3 Coefficient d'Accélération de Zone A :

A : Donné par le Tableau IV.1 RPA 99/ 2003

Tableau VI .6 : Coefficient d'Accélération

	zone		
Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Dans notre cas le bâtiment se trouve en zone 1B et avec un groupe d'usage 3, donc $A=0.30$

1B : hotel recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes

Zone(3) D'après la classification sismique de wilaya

IV.5.3.4 Coefficient de Comportement Global de la Structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

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

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=3.5$

IV.5.3.5 Poids total de la structure :

W: Nous avons pris le poids total calculé par le logiciel Robot. D'après la formule (4.5) du RPA99/03 : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$.

Tableau VI.7 : conclusion

	Direction X	Diriction Y
A	0.3	0.3
D	2.205	2.185
Q	1.05	1.10
R	3.5	3.5
W	15284.98	15284.98

Application numérique :

$$V_x = \frac{0.3 \times 2.205 \times 1.05}{3.5} \times 15284.98 = 3033.3KN$$

$$V_y = \frac{0.3 \times 2.185 \times 1.1}{3.5} \times 15284.98 = 3148.92KN$$

On doit vérifier la condition suivante : $V_{dyn} > 0.8V_{RPA}$

$$V_{X_{dyn}} = 2754.01KN > 0.8V_{RPA} = 2426.64KN \quad C.V$$

$$V_{Y_{dyn}} = 2583.93KN > 0.8V_{RPA} = 2519.14KN \quad C.V$$

Conclusion:

La résultante des forces sismiques à la base **V_{dyn}** obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V_{RPA}**.

- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) (2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

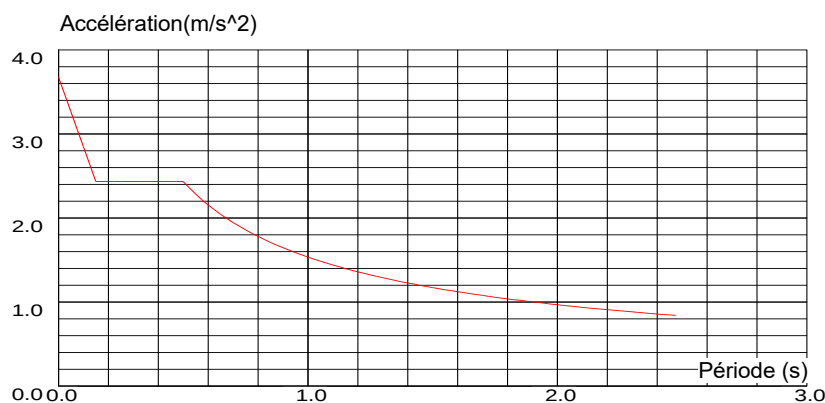
S_a/g : Accélération spectrale.

g: Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone III: forte sismicité.
- Groupe 1b : Ouvrages de grande importance
- Site S3 : T₁= 0,15 s et T₂=0,5 s
- Système de contreventement : R=3.5 (voiles)
- Coefficient d'accélération de la zone A=0,3
- Facteur de qualité Q=1,10

b. le spectre de réponse :



c. **Figure.IV.3.**Spectre de réponse.

IV.5.4 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion. Pour toute structure 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 est égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique :

$$e_{xn} = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_{yn} = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Modes de vibrations obtenus :

Premier mode de vibration : Translation suivant X

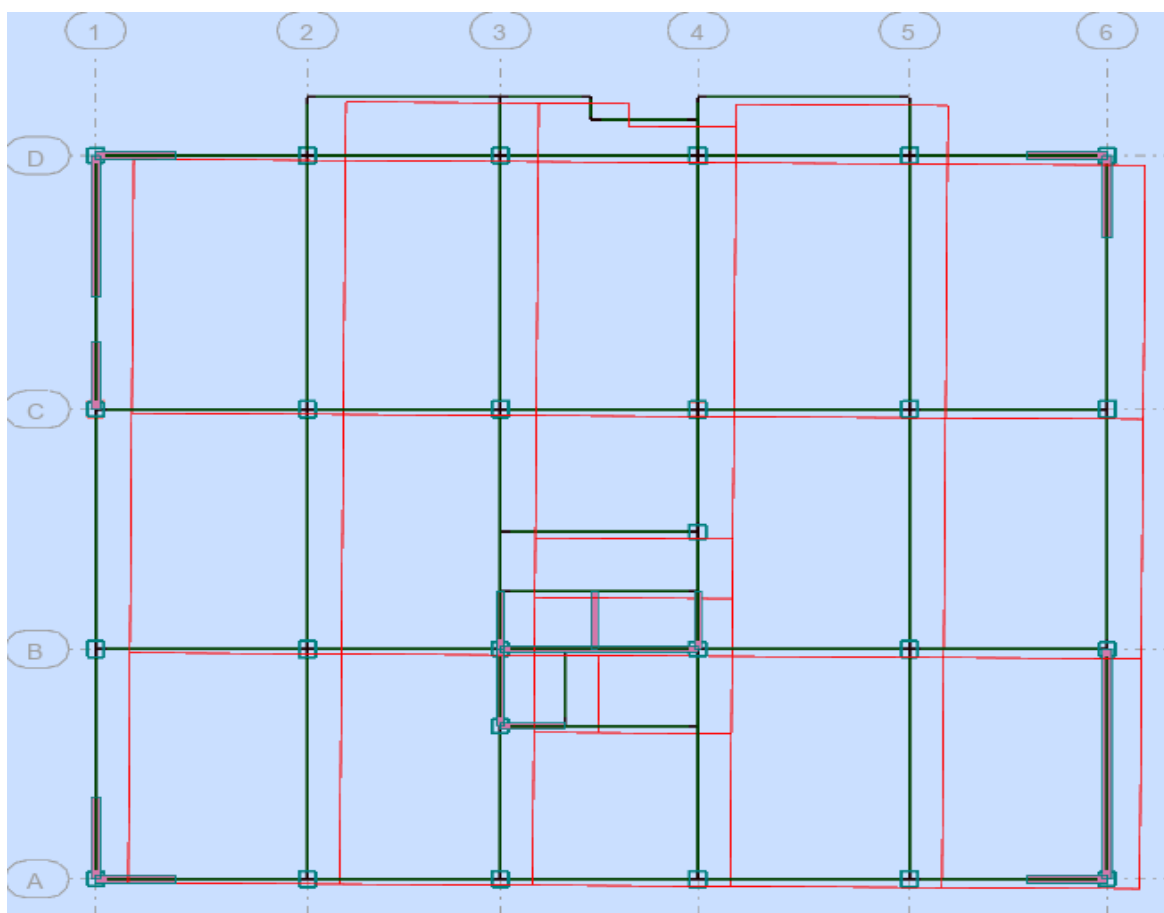


Figure.IV.4. 1^{er} mode de translation suivant le sens x x de période T=0.43s

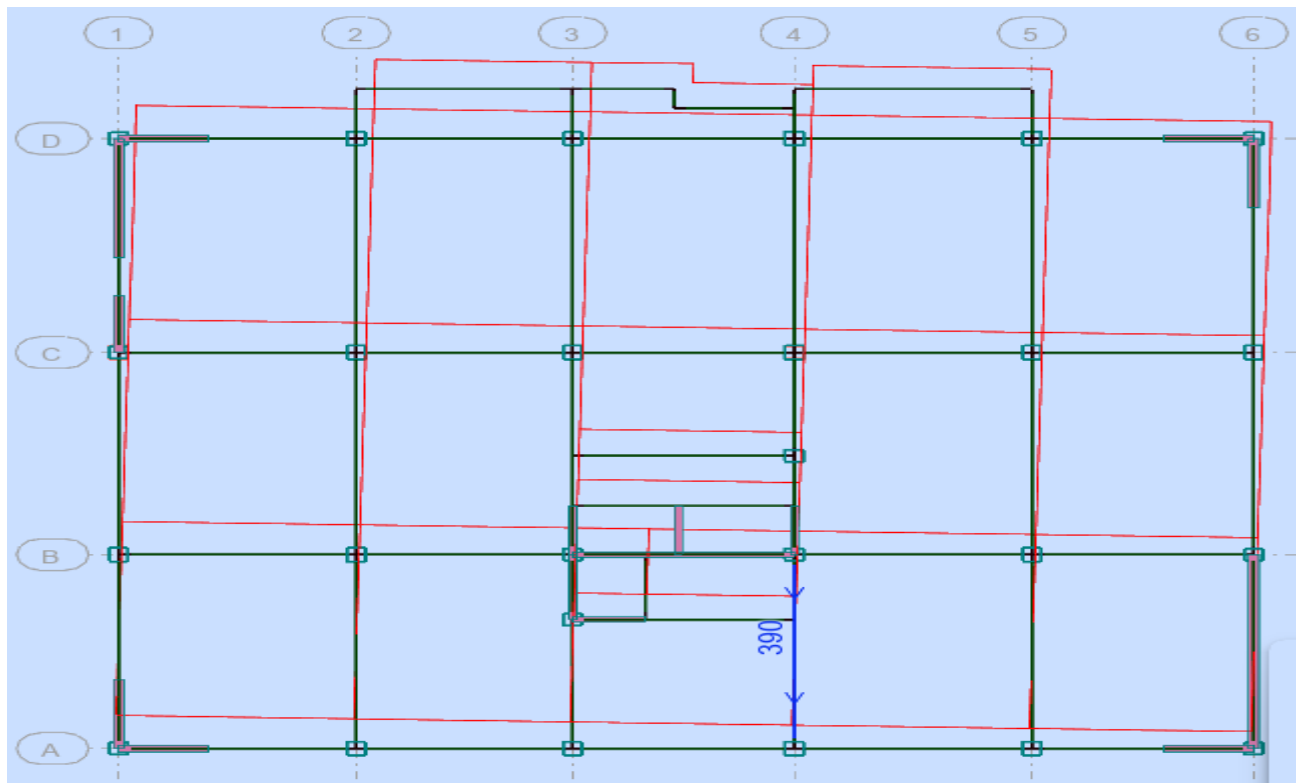
Deuxième mode de vibration : Translation suivant y

Figure.IV.5. 2^{ème} mode de translation suivant le sens y y de période $T= 0.31$ s.

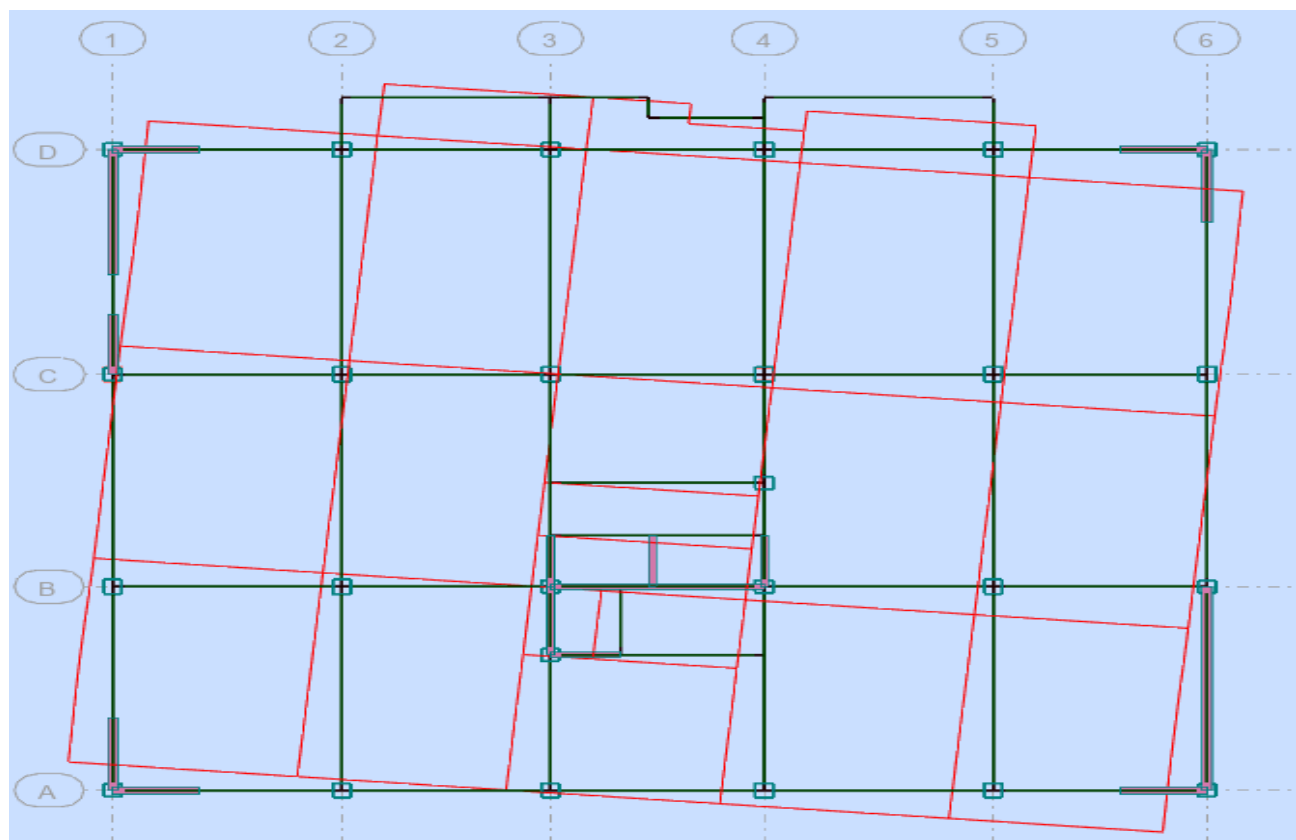
le troisième mode de vibration : Rotation

Figure.IV.6. 1^{er} mode rotation de période $T= 0.23$ s.

IV.5.5 Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage **h**.

Calcul des déplacements :

D'après le **RPA art 4.4.3** le chaque niveau **K** de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement. Le déplacement relatif au niveau **k** par rapport au niveau

K-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

On vérifie : $\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{kadm} = 1.0\%(h_j)$

Tableau.IV.8. Déplacement inter-étage dans le sens (xx).

cas/ etage	R	δ_k [cm]	Δ_k UX [cm]	Δ_k adm[cm]	Observation
RDC	3.5	0.398	0.398	3.4	CV
1	3.5	1.171	0.773	3.4	CV
2	3.5	2.157	0.986	3.4	CV
3	3.5	3.229	1.072	3.4	CV
4	3.5	4.302	1.072	3.4	CV
5	3.5	5.227	0.925	3.4	CV

Tableau.IV.9. Déplacement inter-étage dans le sens (yy).

cas/ etage	R	δ_k [cm]	Δ_k UY [cm]	Δ_k adm[cm]	Observation
RDC	3.5	0.198	0.198	3.4	CV
1	3.5	0.582	0.384	3.4	CV
2	3.5	1.074	0.491	3.4	CV
3	3.5	1.613	0.539	3.4	CV
4	3.5	2.164	0.551	3.4	CV
5	3.5	2.687	0.524	3.4	CV

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

IV.5.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans l cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

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

Δ_k : déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1**. (voir art4.4.3 calcul de Δ_k (RPA99)). h_k : Hauteur d'étage **k**.

Tableau.IV.10.Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.

SENS X-X						
etage	P_k	V_x	H	Δ_k	θ_x	Observation
RDC	15305.70	2190.73	3.40	0.00398	0.001817	Vérifiée
ETAGE 1	12043.67	2184.49	3.40	0.00773	0.002785	Vérifiée
ETAGE 2	9665.05	1941.99	3.40	0.00986	0.003207	Vérifiée
ETAGE 3	7409.87	1690.11	3.40	0.01072	0.003072	Vérifiée
ETAGE 4	5044.34	1318.15	3.40	0.01072	0.002681	Vérifiée
ETAGE 5	2600.09	902.69	3.40	0.00925	0.001741	Vérifiée

Tableau.IV.12.Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.

SENS Y-Y						
etage	P_k	V_y	H	Δ_k	θ_y	Observation
RDC	15305.70	2150.20	3.40	0.00198	0.0009211	Vérifiée
ETAGE 1	12043.67	2119.36	3.40	0.00384	0.0014262	Vérifiée
ETAGE 2	9665.05	1918.23	3.40	0.00491	0.0016169	Vérifiée
ETAGE 3	7409.87	1673.75	3.40	0.00539	0.0015596	Vérifiée
ETAGE 4	5044.34	1319.82	3.40	0.00551	0.0013764	Vérifiée
ETAGE 5	2600.09	790.57	3.40	0.00524	0.0011263	Vérifiée

Conclusion :

Les effets de second ordre peuvent être négligés car la condition $\theta < 0.10$ est vérifiée.

IV.5.7 Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction

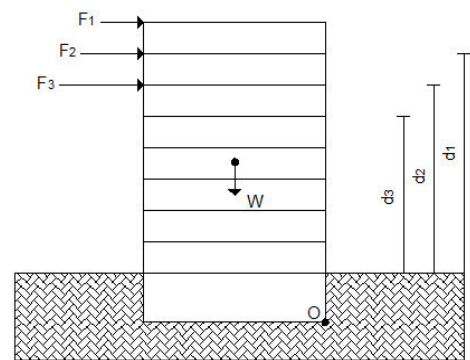
Avec :

Ms : moment stabilisant est égal à :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/o} = W \times b$$

Mr : moment de renversement est égal à :

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



On vérifie:

$$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Tableau.IV.13.Vérification de rapport Ms/Mr.

sens	W (KN)	b(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms / Mr	Vérification
X X	15284.98	10.69 6	163488.15	105920.234	1.54	OK
Y Y	15284.98	9.219	140912.23	86858.194	1.62	OK

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions



Chapitre V

Ferraillage des éléments principaux



chapiter V. Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction:

Ce chapitre qui est à venir est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédant.

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations. Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 91, et RPA 99 et CBA de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les sollicitations sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont les suivants :



V.2.1 Les combinaisons d'actions:

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont:

- Selon BAEL91 : (Situation durable)

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- Selon RPA : (Situation accidentelle)

$$\left(\frac{G + Q + E}{0.8G \pm E} \right) \rightarrow \text{RPAV2003(art 5.2)}$$

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

- 1- Situation durable.
- 2- Situation accidentelle.

V.2.2 Caractéristiques des matériaux :

Tableau.IV.1.Coefficient de sécurité et caractéristiques des matériaux.

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	$f_{c28}(\text{MPa})$	25	25
	γ_b	1.5	1.15
	$\sigma_b(\text{MPa})$	14.2	21.74
	θ	1	0.85
Acier	$f_e(\text{MPa})$	400	400
	γ_s	1.15	1
	$\sigma_s(\text{MPa})$	348	400

1. Armatures longitudinales :

Étant donné que la structure comporte trois(03) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

Zone 1 : S-SOL-RDC : pour les poteaux de section (40x55) cm²

Zone 2 : 1^{er} étage : pour les poteaux de section (40x50) cm²

Zone 3 : 2^{eme} -3^{eme} 4^{eme}-5^{eme} étage : pour les poteaux de section (35x40) cm²

❖ Recommandation du RPA (V2003.art7.4.2) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,9% de la section du béton en zone III qui veut dire $A_{\min} = 0.009(bxh)$.

Leur pourcentage maximal sera de

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section du béton en zone de recouvrement. Le diamètre minimum est de

12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de:

- 50 ϕ en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 20 cm en zone III Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ **Recommandation du BAEL99 :**

Ferrailage minimum d'après le BAEL est :

$$\begin{cases} A_{min} = \max(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases} \quad \text{Avec : B est la section du poteau.}$$

❖ **Recommandation du CBA :**

Ferrailage minimum d'après le CBA est :

$$A \geq \frac{0.23f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

$$A \geq \frac{0.23f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \quad \text{Avec : } d = 0.9h$$

Tableau.V.2.Ferrailage maximal et minimal.

		BAEL 91		CBA 93	RPA99/2003		
section	Section	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Acnf (cm ²)	Amin (cm ²)	A _{max} (cm ²) en Zone courante	A _{max} (cm ²) en Zone de recouvrement
I	(40x55)	4.9	122.5	2.66	22.05	98	147
II	(40x50)	4.2	105	2.28	18.9	84	126
III	(35x40)	4	87.5	1.9	15.75	70	105

CALCULER SECSION D'ARMATEUR

On a utiliser logiciel **ROBOT EXPR BA** pour calculer la la section d armature A_{s1} et A_{s2}

Zone 1: 40×55

COMBO	N	MY	MZ
ELU/Nmax	1446.63	11.29	1.36
ACC/Mymax	579.20	60.96	6.60
ACC/Mzmax	348.98	13.65	51.69
ACC/Nmin	82.33	39.01	8.88

$A_{s1} = 3.2\text{cm}^2$ et $A_{s2} = 0.6\text{cm}^2$

Zone 2 : 40×50

COMBO	N	MY	MZ
ELU/Nmax	1074.40	8.28	2.48
ACC/Mymax	579.20	60.96	6.60
ACC/Mzmax	234.24	39.97	91.11
ACC/Nmin	99.51	20.83	8.58

$A_{s1} = 1.5\text{cm}^2$ et $A_{s2} = 2.6\text{cm}^2$

Zone 3 : 35×40

COMBO	N	MY	MZ
ELU/Nmax	833.77	20.57	1.41
ACC/Mymax	67.58	91.98	17.79
ACC/Mzmax	148.67	26.38	87.60
ACC/Nmin	87.39	23.43	7.30

$A_{s1} = 3.8\text{cm}^2$ et $A_{s2} = 2.3\text{cm}^2$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux.

Zones	Sections (cm)	A_{S1} (cm ²)	A_{S2} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	ARPA(cm ²)	Choix des armatures	A_{adop} (cm ²)
Zone 1	40x55	3.2	0.6	7.6	19.8	8T16 4T12	20.61
Zone 2	40x50	1.5	2.6	8.2	18	8T16 4T12	20.61
Zone 3	35x40	3.8	2.3	12.2	12.6	8T16	16.08

- Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 50\phi$

Tableau V.4 : Longueur de recouvrement.

Diamètre f(mm)	$L_r = 50 \cdot f$ (cm)
f 16	80
f 14	70

2. Calcul des armatures transversales

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

a- Recommandation du R.P.A :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \begin{cases} V_u : \text{l'effort tranchant de calcul} \\ H : \text{hauteur totale de la section brute} \\ \rho_a : \text{Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots si \lambda_g < 5 \end{cases} \rightarrow \lambda_g (\text{L'élancement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

t : est l'espacement des armatures transversales

b- Espacement des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

$$\text{zone III : } \begin{cases} t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ t' \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_L \right) \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales

➤ Exemple de calcul :

Soit un poteau de Zone 1 (40x55) cm² :

$$\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \\ S'_t = \text{min}(35/2; 50/2; 10 \times 1,6) = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte un espacement de :

10 cm en zone nodale.

16 cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 3 \\ \text{int interpolation} \dots \dots \dots si 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 ϕ_t

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,198 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_t}{b} = \frac{2,198}{0,55} = 3,99 < 5 \Rightarrow \rho_s = 3,75$$

- **Zone courante:**

$$V_u = 45.62 \text{ KN}$$

$$\text{D'ou : } A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h_t f_c} = \frac{3,75 \times 45.62 \times 16}{55 \times 400} \times 10 = 1,24 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 3.99 < 5$$

L'interpolation :

$$\begin{cases} 5 \rightarrow 0,3\% \\ 3.99 \rightarrow X\% \rightarrow X = 0,55\% \\ 3 \rightarrow 0,8\% \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0,55 \quad (\text{RPA2003}).$$

$$A_{t\min} = 0,0055 \times 16 \times 55 = 4.84 \text{ cm}^2$$

Alors: On adopte : 8 cadres T 8 ($A_{t\text{ adop}} = 5,03$) cm^2 avec $S_t' = 16 \text{ cm}$.

$$A_{t\min} = 4.84 \text{ cm}^2 < A_{t\text{ adop}} = 5,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

- **Zone nodale:**

$$\text{D'ou : } A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h_t f_e} = \frac{3,75 \times 45.62 \times 10}{55 \times 400} \times 10 = 0.777 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 3.99 < 5$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0,55\% (\text{RPA2003}).$$

$$A_{t\min} = 0,0055 \times 10 \times 55 = 3.025 \text{ cm}^2$$

Alors: On adopte : 8 cadres T8 ($A_{t\text{ adop}} = 4,02$) cm^2 avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_{t\min} = 2,4 \text{ cm}^2 < A_{t\text{ adop}} = 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

- Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

- **Zone courante :**

Tableau V.5: Armature transversale en zone courante.

Zones	B (cm)	V _u (KN)	S _t (cm)	ρ _a (%)	X (%)	A _t (cm ²)	A _{t.min} (cm ²)	A _{t.adp} (cm ²)	choix des barres
Zone 1	40x55	45.62	16	3.75	0.55	1.24	4.84	5.03	8T8
Zone 2	40x50	69.54	16	3.75	0.451	2.89	3.6	4.03	8T8
Zone 3	35x40	95.06	15	2.5	0.3	2.37	1.92	3.03	6T8

- **Zone nodale :**

Tableau V.6: Armature transversale en zone nodale.

Zones	B (cm)	V _u (KN)	S _t ' (cm)	ρ _a (%)	X (%)	A _t (cm ²)	A _{t.min} (cm ²)	A _{t.adp} (cm ²)	choix des barres
Zone 1	40x55	45.62	10	3.75	0.55	0.777	3.025	4.02	8T8
Zone 2	40x50	69.54	10	3.75	0.451	1.8	2.25	3.03	6T8
Zone 3	35x40	95.06	10	2.5	0.3	1.48	1.2	2.1	4T8

V.2.2.1 Vérifications diverses:**1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : [RPA art 7.4.3.2].**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction des dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

- V_u : Effort tranchant maximal reprise au poteau considéré.
- b : largeur de l'âme.
- d : Hauteur utile du poteau.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA 99 par la valeur suivante :

- Selon BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) : \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) : \text{Fissuration préjudiciable et très Préjudiciable} \end{array} \right.$$

- Selon RPA99/ ver2003 :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{array} \right. \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

λ_g : l'élancement géométrique ($\lambda_g = L_f/a$)

L_f : longueur de flambement

a: dimension de poteau

-les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.7: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Niveau	Section cm ²	ρ_d	V_u KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ RPA MPa	$\bar{\tau}_u$ BAEL MPa	Observation $\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone 1	40x55	0.04	45.62	0.23	3.33	1	C.V
Zone 2	40x50	0.04	69.54	0.55	3.33	1	C.V
Zone 3	35x40	0.075	95.06	0.75	3.33	1	C.V

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les

sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

2. Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement et pour cela nous allons

Procéder comme suit : $\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s+B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

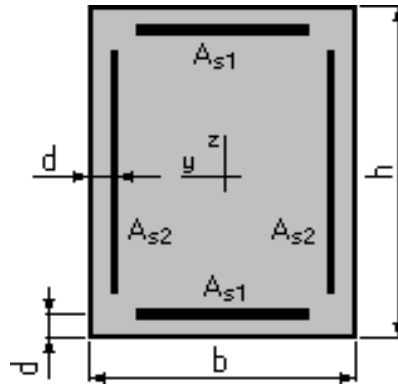


Figure V.1 : Section du poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.8.Vérification des contraintes.

Zone	Section (cm ²)	N _{ser} (cm ²)	M _{ser} (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
I	(40x55)	1049.21	144.44	3.47	15	C.V
II	(40x50)	780.80	52.90	2.586	15	C.V
III	(35x40)	606.38	46.21	2.625	15	C.V

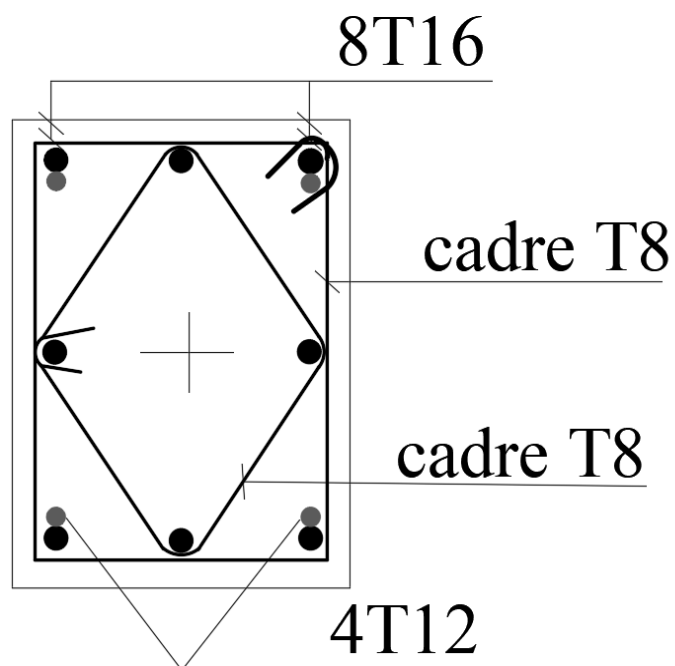


Figure.V.2.Ferrailage du poteau de section (40x55) cm²

Figure.V.3.Ferrailage du poteau de section (40x50) cm²

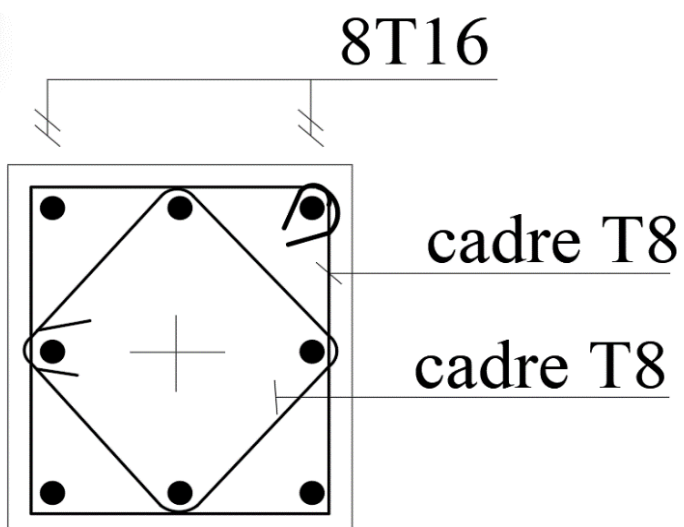
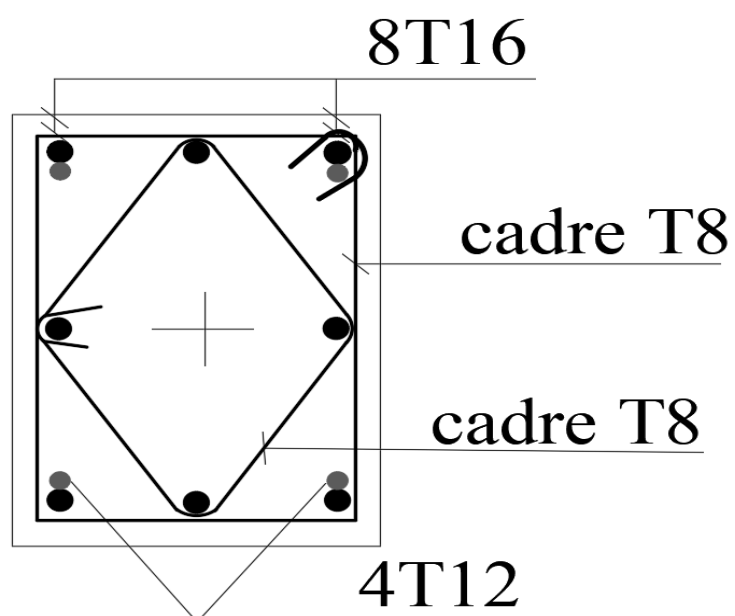


Figure.V.4.Ferrailage du poteau de section (35x40) cm²

V.3. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

V.3.1 Recommandation du RPA V2003:

a- Armatures longitudinales : (RPAart7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$

- Poutre principale : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h$

6% en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h$

- En zone courante :
Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2$.
Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.
- En zone de recouvrement :
Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2$.
Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b- Armatures transversales : (RPAart7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min}\right)$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Recommandation du BAEL 91 :

a- Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité.

Suivante : $A_{lmin} = 0,23. b. d \frac{f_{t28}}{f_e}$

b- Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme : $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{lmin} \right\}$

Espacement maximale:

$S_{tmax} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{lmin})$.

Les résultats du ferrailage longitudinal sont présentés dans les tableaux suivants : On a utilisé le logiciel de calcul **ROBOT EXPER BA**, pour le calcul des différentes sections de ferrailage.

V.3.3 Ferrailage des poutres principaux:

Tableau.V.9. les moments des poutres principales.

Pouters		M en appuis(KN)			M en travée(KN)		
axe	Niveau (m)	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
1 ^{er}	+00 a +17	-101.30	-73.30	-172	55.79	40.37	153
	+20.4	-54.25	-39.59	59.47	52.76	38.54	-104.34
2 ^{eme} et 5 ^{eme}	+00	-150.2	-135.88	-132.5	97.4	76.00	78.12
	+3.4 a 20.4	-129.24	-93.47	-125.83	74.63	54.01	58.66
3 ^{eme}	+00	-190.25	-137.23	-159.24	110.27	79.55	80.93
	+3.4a +20.4	-120.81	-88.08	-129.28	84.69	61.78	74.84
	+23.8	-63.79	-46.63	-96.96	48.35	35.37	44.43
4 ^{eme}	+00	-190.79	-137.63	-159.93	110.26	79.55	80.98
	+3.4 a +20.4	-127.71	-93.11	-139.42	88.78	64.76	74.68
	+23.8	-62.40	-46.63	-97.32	48.35	35.37	44.43
6 ^{eme}	+00 a +17	-93.15	-67.39	-99.29	52.29	37.84	39.89
	+20.4	-72.98	-53.32	-97.04	44.21	32.30	38.76

Tableau.V.10. ferrailage des poutres principales.

Pouters		$A_{min}(cm^2)$		S armature calculée		Choix d'armatures			
axe	Niveau(KN)	BAEL(cm^2)	RPA(cm^2)	$A_{s1}(cm^2)$ inf	$A_{s2}(cm^2)$ sup	$A_{adop}(cm^2)$ inf	Choix des barres	$A_{adop}(cm^2)$ sup	Choix desbarres
1 ^{er}	+00 a +17	1.9	8.75	8.4	9.5	9.24	3HA14 3HA14	10.65	3HA16 3HA14
	+20.4	1.9	8.75	3.3	5.7	4.71	3HA10 3HA10	6.79	3HA12 3HA12
2 ^{eme} et 5 ^{eme}	+00	1.9	8.75	6.1	9.7	6.79	3HA12 3HA12	10.65	3HA14 3HA16
	+3.4 a 20.4	1.9	8.75	4.7	8.1	6.79	3HA12 3HA12	9.24	3HA14 3HA14
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	+00	1.9	8.75	6.6	12	6.79	3HA12 3HA12	12.06	3HA16 3HA16
	+3.4 +20.4	1.9	8.75	5.3	7.8	6.79	3HA12 3HA12	8.01	3HA14 3HA12
	+23.8	1.9	8.75	3	5.3	4.71	3HA10 3HA10	6.79	3HA12 3HA12
6 ^{eme}	+00 a +17	1.9	8.75	3.2	5.9	4.71	3HA10 3HA10	6.79	3HA12 3HA12
	+20.4	1.9	8.75	2.7	5.3	4.71	3HA10 3HA10	6.79	3HA12 3HA12

V.3.4 Ferrailage des poutres secondaires:

Pouters		M en appuis(KN)			M en travée(KN)		
axe	Niveau (m)	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
A	+00 a +20.4	-43.69	-31.75	-61.48	39.36	28.58	48.29
	+23.4	-0.83	-0.59	-40.14	0.09	0.09	39.87
B	+00 a 20.4	-49.49	-35.96	-136.7	48.66	35.36	116.24
	23.4	-6.64	-4.84	-15.68	5.01	3.65	9.9
C	+00 a +20.4	-38.13	-27.71	-87.63	39.53	28.73	77.27
D	+00 a +17	-53.68	-38.94	-47.63	44.6	32.26	53.97
	+20.4	-12.47	-8.99	-46.27	12.86	9.28	46.27

Tableau.V.11. les moments des poutres secondaires:.

Pouters		A _{min} (cm ²)		S armature calculée		Choix d'armatures			
axe	Niveau(KN)	BAEL(cm ²)	RPA(cm ²)	A _{s1} (cm ²) inf	A _{s2} (cm ²) sup	A _{adop} (cm ²) inf	Choix des barres	A _{adop} (cm ²) sup	Choix desbarres
A	+00 a +20.4	1.47	6	3.3	4.2	3.39	3HA12	4.62	3HA14
	+23.8	1.47	6	2.7	2.7	3.39	3HA12	3.39	3HA12
B	+00 a 20.4	1.47	6	8	9.1	8.01	3HA14 3HA12	9.24	3HA14 3HA14
	+23.8	1.47	6	1.2	1.2	3.39	3HA12	3.39	3HA12
C	+00 a +20.4	1.47	6	5.3	6.1	6.79	3HA12 3HA12	6.79	3HA12 3HA12
D	+00 a +17	1.47	6	3.7	4.3	4.62	3HA14	4.62	3HA14

	+20.4	1.47	6	3.1	3.2	3.39	3HA12	3.39	3HA12
--	-------	------	---	-----	-----	------	-------	------	-------

Tableau.V.12. ferraillage des poutres secondaires:.

V.3.4.1 Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$.

b: largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

$St_{max} \leq \min (0.9d, 40cm, 15\Phi'_{lmin})$.

On adopte les espacements suivants St = 15cm.

Donc:

$$A_t \geq 0,4 \times 0,35 \times 0,15 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,525cm^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right\} \phi_t \leq \min\left\{\frac{50}{35}; \frac{35}{10}; 1,4\right\} = 1,4cm$$

Soit : $\Phi_t=8$ mm

Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximal :

En zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l) = 12cm$.

En zone courante: $St \leq h/2 = 20cm$.

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale St = 12cm.

En zone courante St = 25cm.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 0,25 \times 0,35 = 2.625 cm^2 > 0.525 cm^2$$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 10 : \dots\dots\dots At = 3.14\text{cm}^2$

V.3.4.2 Vérifications :

1- Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$.

Avec : $d = 0.9h$ b : la largeur de la poutre.

Poutres principales :

$$V_u = 191.16\text{kn}$$

$$M_{CORR} = 200.26\text{kn.m}$$

$$\tau_u = \frac{191.16 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} = 1.21\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

Poutres secondaires :

$$V_u = 33.22\text{kn}$$

$$M_{CORR} = 48.91$$

$$\tau_u = \frac{33.22 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.4 \times 0.9} = 0.3\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

2- Vérification des armatures longitudinales inférieures vis à vis de l'effort tranchant :

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_{u\max}}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u\max} \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec: $a = b - c_t - 2\text{cm}$

a : la longueur d'ancrage.

$$c_t = \max \left\{ \begin{array}{l} c \\ \Phi \\ 1\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow c_t = 3\text{cm}.$$

$$a = 35 - 3 - 2 = 30\text{cm}$$

Poutres principales :

$$V_{u\max} = 191.16\text{kn} < 700.8\text{kn}$$

Poutres secondaires :

$$V_{u\max} = 33.22kn < 500.63kn$$

3- Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec: } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum U_i}$$

Poutres principales :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 28.26cm$$

$$\tau_{se} = \frac{191.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.45 \times 28.26 \times 10^{-2}} = 1.67MPa$$

$$\tau_{se} = 1.67MPa < \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPaC.V$$

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 24.49cm$$

$$\tau_{se} = \frac{33.22 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27 \times 24.49 \times 10^{-2}} = 0.558MPa$$

$$\tau_{se} = 0.558MPa < \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPaC.V$$

Vérifications à l'ELS :

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit :

- Calcul de position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad + A'd) = 0$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} \times \eta[A_S(d - y)^2 + A'_S(y - d')^2]$$

Avec :

A_S : Section d'armature tendue.

A'_S : Section d'armature comprimée.

$n=15$ (coefficient d'équivalence)

Vérification des contraintes de compression dans le béton

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa.$

Contraintes maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y$ avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$

Les résultats de calcul sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau.V.13.1. Vérification de l'adhérence des Poutres principales

axe	niveau	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Ainf (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
1 ^{er}	+00 a +17	Appuis	73.3	10.65	0.10	2.0105	15	C.V
		Travée	40.37	9.24	0.12	1.3287	15	C.V
	+20.4	Appuis	39.59	6.79	0.09	0.9773	15	C.V
		Travée	28.54	4.71	0.11	0.8611	15	C.V
2 ^{eme} et 5 ^{eme}	+00	Appuis	143.88	10.65	0.14	5.5250	15	C.V
		Travée	76.00	6.79	0.12	2.5015	15	C.V
	+3.4 a +17	Appuis	93.47	9.24	0.09	2.3079	15	C.V
		Travée	54.01	6.79	0.11	1.6295	15	C.V
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	+00	Appuis	131.54	12.06	0.14	5.0511	15	C.V
		Travée	75.4	6.79	0.12	2.4817	15	C.V
	+3.4a +20.4	Appuis	88.08	8.01	0.09	2.1743	15	C.V
		Travée	61.78	6.79	0.11	1.8643	15	C.V
	+23.8	Appuis	46.62	6.79	0.11	1.4066	15	C.V
		Travée	35.37	4.71	0.09	0.8731	15	C.V
6 ^{eme}	+00 a +17	Appuis	67.39	6.79	0.11	2.0332	15	C.V
		Travée	37.84	4.71	0.09	0.9341	15	C.V
	+20.4	Appuis	53.32	6.79	0.11	1.6087	15	C.V
		Travée	32.3	4.71	0.09	0.7973	15	C.V

Tableau.V.13.2. Vérification de l'adhérence des Poutres secondaires

axe	niveau	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Ainf (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\epsilon}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
A	+00 a +20.4	Appuis	-31.75	10.65	0.10	1.0105	15	C.V
		Travée	28.58	9.24	0.12	1.7297	15	C.V
	+23.8	Appuis	-0.59	6.79	0.09	0.5733	15	C.V
		Travée	0.09	4.71	0.11	0.8611	15	C.V
B	+00 a +20.4	Appuis	-35.96	10.65	0.14	4.5250	15	C.V
		Travée	35.36	6.79	0.12	5.5015	15	C.V
	+23.4	Appuis	-4.84	9.24	0.09	1.3079	15	C.V
		Travée	3.65	6.79	0.11	2.6295	15	C.V
C	+00 a +20.4	Appuis	-27.71	12.06	0.14	1.0511	15	C.V
	+23.8	Travée	28.73	6.79	0.12	0.4817	15	C.V
D	+00 a +17	Appuis	-38.94	6.79	0.11	2.1743	15	C.V
		Travée	32.26	4.71	0.09	1.8643	15	C.V
	+00 a +20.4	Appuis	-8.99	6.79	0.11	1.4066	15	C.V
		Travée	9.28	4.71	0.09	0.8731	15	C.V

V.4. Ferraillages des voiles:

V.4.1 Introduction :

Le mur de decontreventement, connu sous le nom de voile, est confronté à des contraintes tant verticales qu'horizontales. Ainsi, le renforcement de ces voiles implique la détermination des renforts pour une flexion composée résultant des charges verticales engendrées par les poids permanents (G) et les charges variables d'utilisation (Q), de même que des forces générées par l'activité sismique. Pour résister à ces forces, il est courant de prévoir trois catégories de renforts:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (L).

V.4.2 les combinaison d'action :

Les combinaisons à considérer sont :

- 1- $G + Q \pm E$
- 2 - $0.8G \pm E$

V.4.3 Exposé de la méthode :

Pour déterminer les efforts, on utilisera le logiciel ETABS. On a partagé l'ouvrage en trois zones.

- **Zone 1** : SOUS SOL
- **Zone 2** : RDC et 1^{er} étage
- **Zone 3**: étage courant

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \quad \text{Avec:}$$

B : section de béton.

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

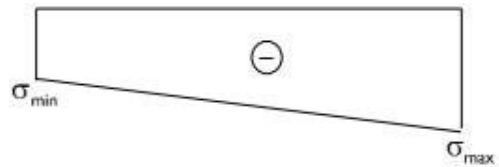
Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

▪ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

Une section est dite entièrement tendue si

« N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

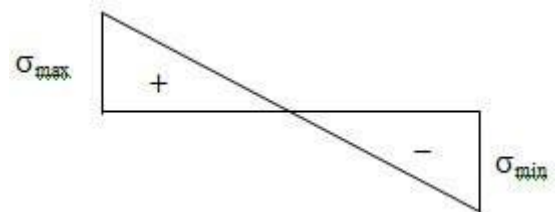
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$



▪ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

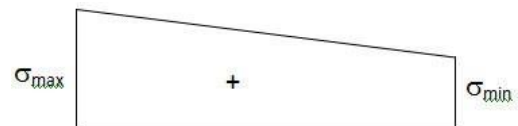
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$



▪ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$



V.4.4 Détermination des armatures :

V.4.4.1 Armatures verticales :

• **Recommandations de RPA 99 (art A-7-7-4-1) :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

$$(A_{min} \geq 0.2 \% \cdot B)$$

- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

- La section totale d'armateur verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.4.4.2 Armatures horizontales :

- **Recommandations de RPA 99 :**

$$A_H \geq 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10ϕ

- **Recommandations de (BAEL91) :**

$$A_H \geq A_V / 4$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

V.4.4.3 Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$. Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

V.4.4.4 Armatures transversales :

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

- **Règles communes entre les armateurs verticales et horizontales (art A7-7-4-RPA99) :**
Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B.
- En zone courante égale à 0.10% B.

Diamètre minimum:

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes : $St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$.

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement est égale à :

40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaison possibles de charges.

V.4.5 Identification des voiles :

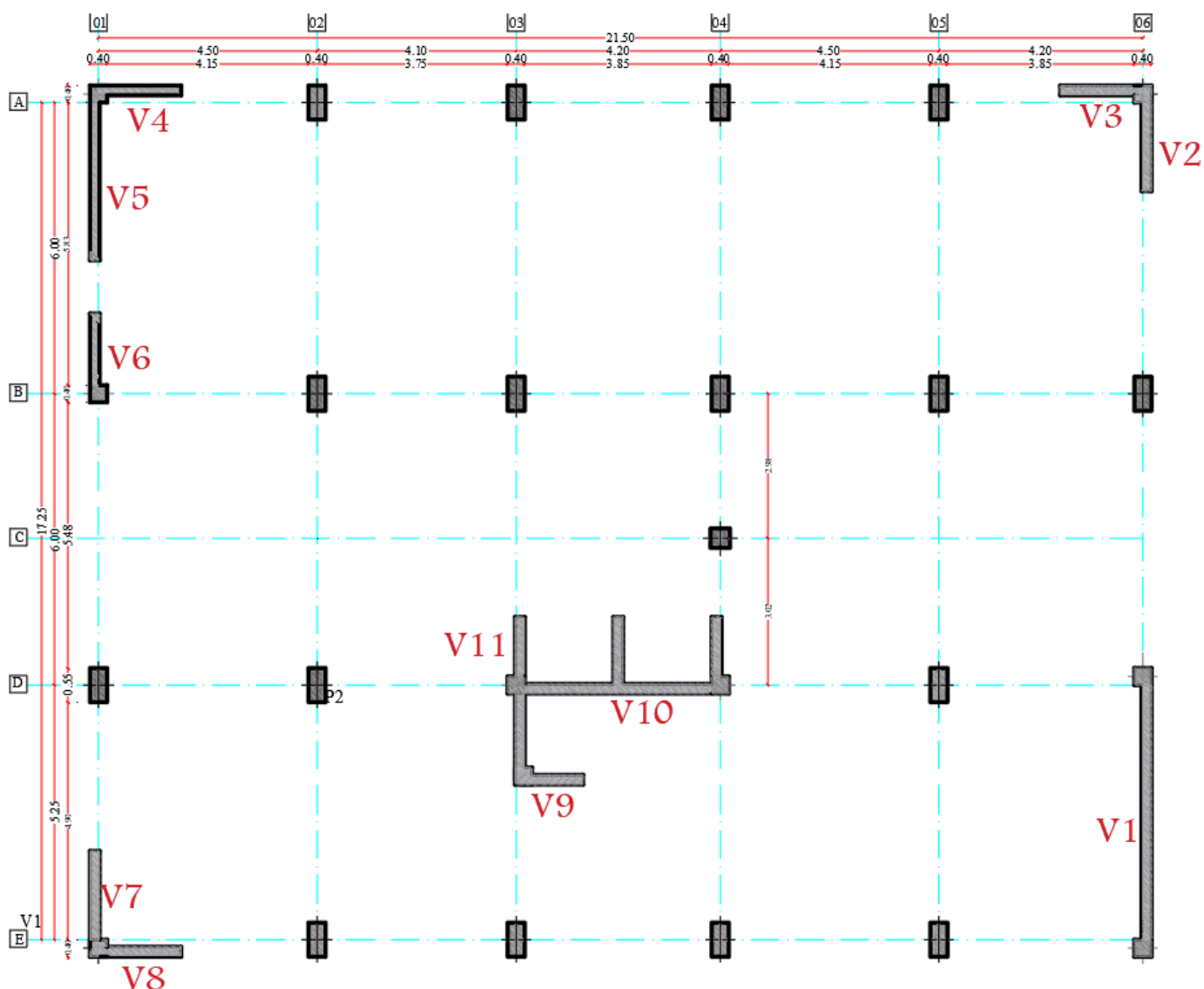


Figure.V.5.Disposition des voiles dans les étages courant.

V.4.5.1 Exemple de calcul : (Ferraillage du voile V3)

Caractéristiques géométriques : $L = 5.25\text{m}$ $B = 1.05\text{m}^2$ $I = 2.41\text{m}^4$

Sollicitations : $N_{\max} = 362.34 \text{ KN}$ $M = 4569.60 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = 5322.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{MV'}{I} = -4632.18 \text{ KN/m}^2$$

Section est partiellement comprimée :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.44\text{m}$$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 1130.71 \text{ KN.}$$

❖ **Détermination des armatures verticale :**

$$A_s = \frac{N_t}{f_e} = \frac{1130.25 \times 10^{-3}}{400} = 2.83 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 29.9 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale :

• **Selon RPA :**

Vérifications vis à vis du RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1)

$$A_{\min} = 0.2\% L_t \times e = 0.002 \times 2.44 \times 0.2 = 9.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_v = 29.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9.76 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ max } (A_s, A_{\min}) = 29.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte } 20\text{T}14 \quad A_{\text{adopt}} = 30.79$$

Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

- Longueur de la zone d'about : $525/10 = 52.5 \text{ cm}$ Avec : $St = 15 \text{ cm}$
- Longueur de la zone courante : $525-52.5 = 472.5 \text{ cm.}$ Avec : $St = 15 \text{ cm}$

Conclusion : On adopte comme ferraillage verticale $A_V = 27,71 \text{ cm}^2$ (18HA14) par nappesur toute la longueur du voile

❖ **Détermination des Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91:

$$A_H = A_V / 4 = 7.698 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99:

$$A_H = \%0,15. L. e = 0,15\% \times 525 \times 20 = 15.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 9HA10 $A_H = 7,07 \text{ cm}^2$; avec $St=15 \text{ cm}$

❖ **Détermination des Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux suivants :

V.4.6 Ferraillage des voiles:

Ferraillage des Voiles V₁ (L=5.595m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-362.36	-75.97
Moment de flexion	M (kn.m)	5384.55	2932.66
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2
section du voile	A (m ²)	1.119	1.119
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	4836.42	2742.60
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-5484.07	-2878.39
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	2.97	2.87
Effort de traction	N_t (kn)	1630.44	824.68
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	40.46	20.62
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	20.23	10.32
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	9.04	9.04
Section adopte	A_{adopte}	22.62	14.92
Choix de barre		20T12	19T10
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEL	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H.adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingles	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferraillage des Voiles V₂ et V₇ (L=2.0m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	407.13	186.94
Moment de flexion	M (kn.m)	-1523.96	-595.99
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2
section du voile	A (m ²)	0.4	0.4
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	-756.43	-87.93
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-6863.38	-2892.03
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.8	1.94
Effort de traction	N_t (kn)	1236.41	591.34
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	30.91	14.03
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	15.45	7.015
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	7.21	7.76
Section adopte	A_{adopte}	18.47	10.21
Choix de barre		12T14	13T10
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEL	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H.adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingles	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₃ et V₈ (L=1.7m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-1547.24	-475.03
Moment de flexion	M (kn.m)	765.6	322.77
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2
section du voile	A (m ²)	0.34	0.34
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	3396.7	1953.41
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-12498.11	-4747.7
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.34	1.2
Effort de traction	N_t (kn)	1670.64	571.83
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	40.12	14.3
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	20.06	7.15
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	5.35	4.82
Section adopte	A_{adopte}	20.11	9.05
Choix de barre		10T16	8T12
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEI	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingles	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₄ (L=1.7m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-1941.07	-839.9
Moment de flexion	M (kn.m)	774.02	321.83
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2
section du voile	A (m ²)	0.34	0.34
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	2325.78	870.5
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-13743.84	-5811.09
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.45	1.48
Effort de traction	N_t (kn)	1998.29	859.18
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	49.96	21.48
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	25	10.74
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	5.82	5.91
Section adopte	A_{adopte}	31.42	11.31
Choix de barre		10T20	10T12
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEI	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingles	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₅ (L=3.43m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-1357.07	-553.45
Moment de flexion	M (kn.m)	2637.17	1344.76
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2
section du voile	A (m ²)	0.686	0.686
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	4746.44	2622.30
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-8702.91	-4235.86
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	2.22	2.12
Effort de traction	N_t (kn)	1931.62	897.37
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	48.29	22.43
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	24.145	11.215
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	8.88	8.47
Section adopte	A_{adopte}	24.63	15.83
Choix de barre		16T14	14T12
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEL	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingles	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₆ (L=1.65m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-832.51	-557.59
Moment de flexion	M (kn.m)	429.04	331.73
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2
section du voile	A (m ²)	0.33	0.33
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	2204.96	1965.76
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-7250.47	-5345.09
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.27	1.21
Effort de traction	N_t (kn)	917.35	644.8
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	22.93	16.12
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	11.465	8.06
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	5.09	4.83
Section adopte	A_{adopte}	12.32	12.57
Choix de barre		8T14	8T12
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEL	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingles	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₉ (L=1.37m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-863.61	-438.19
Moment de flexion	M (kn.m)	284.41	75.87
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2
section du voile	A (m ²)	0.274	0.274
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	1858.79	-515.39
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-10263.75	-3749.23
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.16	1.2
Effort de traction	N_t (kn)	892.9	338.68
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	22.32	16.3
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	11.16	8.15
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	3.48	3.64
Section adopte	A_{adopte}	12.32	11.78
Choix de barre		8T14	15T10
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEI	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingle	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₁₀ (L=4.20m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-587.53	2042.28
Moment de flexion	M (kn.m)	4268.79	-228.35
Epaisseur du voile	e (m)	0.20	0.20
section du voile	A (m ²)	0.84	0.84
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	8747.21	4268.56
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-10612.38	-4993.48
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	2.3	2.26
Effort de traction	N_t (kn)	1832.48	848.03
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	45.81	21.2
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	22.91	10.3
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	6.91	6.79
Section adopte	A_{adopte}	23.09	11.78
Choix de barre		15T14	15T10
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEI	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingle	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₁₁ (L=1.40m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-1983.29	-1009.27
Moment de flexion	M (kn.m)	161.04	111.45
Epaisseur du voile	e (m)	0.20	0.20
section du voile	A (m ²)	0.28	0.28
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	-6157.71	-2531.56
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-12730.77	-7080.54
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	0.94	1.03
Effort de traction	N_t (kn)	900.95	547.65
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	22.52	13.69
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	11.26	6.845
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	2.83	3.09
Section adopte	A_{adopte}	12.06	7.92
Choix de barre		6T16	7T12
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEI	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingle	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

Ferrailage des Voiles V₁₂ (L=1.878m) :

Zone		II	III
Effort normal	N (kn)	-1829.87	-902.56
Moment de flexion	M (kn.m)	231.97	115.36
Epaisseur du voile	e (m)	0.20	0.20
section du voile	A (m ²)	0.38	0.38
Résultats			
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	-3864.93	-1895.63
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-9126.69	-4512.33
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.32	1.32
Effort de traction	N_t (kn)	903.07	447.55
Section d'armature de 2 nape	A_s (cm ²)	22.58	11.19
Section d'armature de 1 nape	A_{s1} (cm ²)	11.29	5.595
Section minimale rpa	A_{min} (cm ²)	3.96	3.97
Section adopte	A_{adopte}	13.85	7.07
Choix de barre		9T14	9T10
Armatures horizontales RPA	A_H (cm ²)	10.29	10.29
Armatures horizontales BAEI	A_H (cm ²)	4.23	2.82
$A_{H,adopt}$ (cm ²)		7,07	7,07
Choix de barre		9T10	7T10
épingle	A_t (cm ²)	2,01	2,01
Choix de barre		4T8	4T8

V.4.6.1 Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28}$ $\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures

N_s : Effort normal de service

Tableau V.14: Vérification des contraintes à l'ELS.

Voile	N _{ser} (KN)	A (cm ²)	B (m ²)	L (m)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	Rmq
V1	841.92	22.62	1.199	5.595	2.4726	15	C.V
V2 et V7	267.73	18.47	0.4	2.0	0.9649	15	C.V
V3 et V8	221.61	21.11	0.34	1.7	0.6991	15	C.V
V4	161.46	31.42	0.34	1.7	0.3423	15	C.V
V5	378.77	24.63	0.686	3.34	1.0233	15	C.V
V6	349.79	12.32	0.33	1.65	1.8894	15	C.V
V9	251.97	12.32	0.274	1.37	1.3614	15	C.V
V10	807.83	23.09	0.84	4.20	2.3260	15	C.V
V11 et V12	344.62	12.06	0.38	1.878	1.9010	15	C.V

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés en se référant aux règlements de (**BAEL**) et en respectant les exigences de l' **RPA**.



Chapitre VI

Etude de l'infrastructure (Fondations)



chapiter VI. Etude de l'infrastructure (Fondations)

VI.1. Introduction :

Dans cette introduction, il est question des éléments de fondations et de leur rôle dans la transmission des charges de la structure au sol. Cette transmission peut se faire directement, comme dans le cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers, ou par le biais d'autres organes, par exemple des semelles sur pieux. Trois types de fondations sont distingués :

VI.1.1 Fondations superficielles :

Adaptées aux sols de bonne capacité portante à faible profondeur, elles assurent la transmission directe des charges au sol, par exemple les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers.

VI.1.2 Fondations semi-profondes :

Utilisées lorsque les fondations superficielles ne sont pas réalisables et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Elles permettent également de protéger contre le gel et le dégel des sols.

VI.1.3 Fondations profondes :

Employées lorsque le bon sol se trouve à des profondeurs importantes, dépassant généralement les dix mètres.

VI.1.4 • Étude de sol :

La détermination de la contrainte du sol repose soit sur l'expérience, basée sur la connaissance préalable du terrain où des ouvrages similaires ont déjà été réalisés, soit sur les résultats des sondages. Une étude initiale du sol attribue généralement une valeur de 2 bars à la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de 2 à 4 mètres.

▪ Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent rester en équilibre sous l'action de deux types de sollicitations : celles dues à la superstructure, telles que les forces verticales ascendantes ou descendantes, les forces obliques, horizontales, ainsi que les moments de flexion ou de torsion ; et celles dues au sol, comprenant des forces

verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (comme l'adhérence et les remblais). Ils doivent également rester stables, c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas entraîner de tassements excessifs.

Par conséquent, le choix du type et de la structure des fondations dépend de la nature du sol sur lequel l'ouvrage sera érigé. Ainsi, l'étude géologique et géotechnique vise à déterminer le type, le nombre et les dimensions des fondations nécessaires pour ancrer un ouvrage spécifique sur un sol donné.

▪ Facteurs influençant le choix du type de fondation :

Plusieurs paramètres entrent en jeu dans le choix du type de fondation, notamment :

- Le type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol sur lequel repose l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du sol favorable.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de mise en œuvre.
- La nature et le poids de la superstructure.

VI.2. Choix du type de fondations :

Pour notre ouvrage, nous avons le choix entre plusieurs options, à savoir :

- Semelle isolée.
- Semelles filante croisé .
- Radier général.

Étant donné que le bâtiment étudié est constitué de voiles, la solution des semelles isolées est à exclure. Nous avons donc le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VI.2.1.1 Semelle isolée :

Une semelle isolée est une partie discontinue des fondations qui n'est pas (forcément) reliée à l'ensemble des fondations. C'est pour cette raison qu'elle est qualifiée d'isolée, par opposition au radier et à la semelle filante qui sont continus dans toute la tranchée périmétrique des fondations nécessaires à l'édification d'une construction. La semelle isolée est donc une partie ponctuelle d'un élément de la structure comme un pilier ou un poteau isolé dont la base doit reposer au sol sur un socle de fondations

VI.2.1.2 Radier général :

Dans certains cas, les caractéristiques du terrain et de la construction à venir imposent la réalisation d'un radier. Un radier est une dalle en béton continue s'étendant sur toute la surface de l'édifice. Le radier permet une bonne répartition des charges et des surcharges.

VI.2.1.3 Semelles filante croisé:

Pour la plupart des petits bâtiments, les fondations en semelles filantes sont construites à faible profondeur. Ce sont de simples semelles de répartition, qui consistent en des dalles de béton coulé sous chaque pilier ou chaque mur et qui répartissent le poids sur une surface de sol plus grande. C'est la solution la plus simple et la plus économique.

Réalisée à une profondeur hors gel, la fondation est constituée d'une « semelle », espèce de poutre horizontale posée sur un béton de propreté en fond de fouille. La semelle peut être armée ou non, suivant les contraintes exercées par les charges.

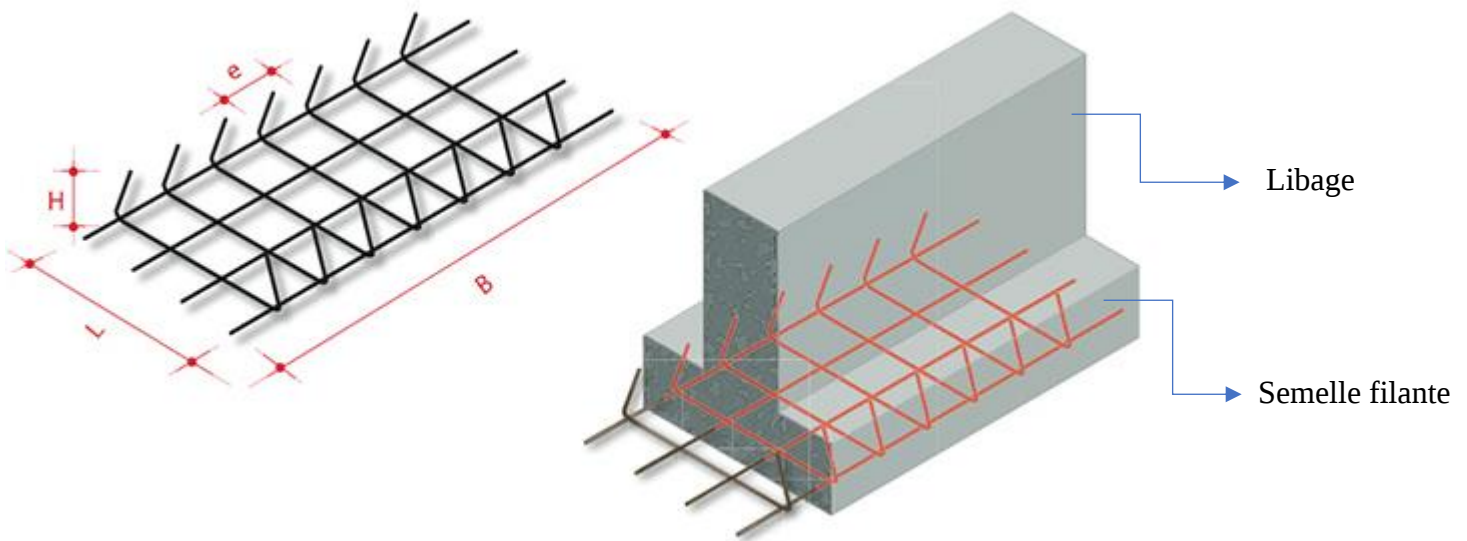


Figure.VI.1.semelle filante.

VI.2.2 Semelles filantes :

■ Dimensionnement de la semelle filante :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{N}{1.33\sigma_{adm}}$$

$$N_u = 32454.91 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_{adm} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$S \geq \frac{32454.91 \times 10^{-3}}{1.33 \times 0.2} = 122.01 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure est : $S = 392.2 \text{ m}^2$.

- Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{122.01}{392.2} = 0.31$$

La surface totale des semelles représente 31% de la surface du bâtiment.

• **Remarque :**

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un semelle filante ccroisé avec libage.

VI.3. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteaux :

Tableau VI.1. Caractéristiques du sol

Caractéristiques du sol	Caractéristiques du sol
gamma (KN/m ³)	18.00
sigma (Bar)	2.00
Kz (Kg/cm ³)	2.00
Ancrage (m)	1.70

VI.3.1 Pré dimensionnement la semelle et libage :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante axe 2

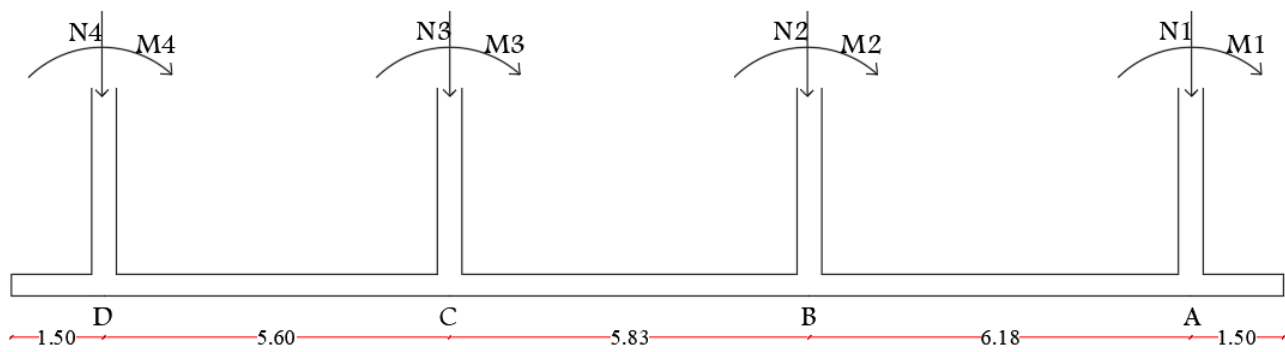


Figure VI.2 Chargement de la semelle filante à l'axe 2

Tableau VI.2. Récapitulatif des efforts internes M et N

	Ns [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	Yi [m]
Poteau 1	209.82	-0.06	0.05	0.0
Poteau 2	1192.02	-3.12	-7.37	5.595
Poteau 3	1286.66	3.31	-4.41	11.420
Poteau 4	285.82	-0.61	1.47	17.595

Calcul de la résultante :

$$R = \sum N_i = 209.82 + 1192.02 + 1286.66 + 285.82 = 2974.96 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum N_i \times y_i}{R}$$

$$X = \frac{26391.9}{2974.96} = 8.87 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{17.595}{2} - 8.87$$

$$e = 0.0725 \text{ m} < \frac{L}{6} = 2.93 \text{ m} \Rightarrow \text{Alors la répartition est linéaire.}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \times \frac{R}{L \times \sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0725}{17.595}\right) \times \frac{2.97496}{17.595 \times 0.2}$$

$$B \geq 0.855 \Rightarrow \text{on prend } B = 1.1m$$

Libage :

Longueur_max = 6.175m on prend L=6.2

Largeur = b=0.4m

Hauteur = L/10 = 6.2/10 = 0.62m

Tableau VI.3 predimensionnement du la semelle et libage

Prédimensionnement de la semelle		Prédimensionnement du libage	
Longueur_semelle (m)	21.5	Longueur_max (m)	6.20
Largeur (m)	1.00	Largeur (m)	0.40
Hauteur (m)	0.2	Hauteur (m)	0.62

$$B = 1m + 0.1m = 1.1m$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 = 0.18m$$

$$ht = 0.20m$$

Tableau VI.4 dimensionnement du la semelle et libage

Dimensions de la semelle		Dimensions du libage	
largeur (m)	1.30	Largeur (m)	0.40
Hauteur (m)	0.20	Hauteur (m)	1.00

❖ Vérification au non poinçonnement

$$Uc = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

$$Uc = 5.9m$$

Vérification au non poinçonnement	
$P_u(KN)$	1779.54
$a (m)$	0.40
$b (m)$	0.55
$h (m)$	1.00
$U_c (m)$	5.9
γ_b	1.5

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u \leq 4425 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au non_renversement (RPA99V.2003)**

Vérification au non_renversement

Sens Longitudinal	
Excentricité (m)	0.6204
L/4	4.40
$ex < A/4 \Rightarrow$ Condition vérifiée	
Sens Transversal	
Excentricité (m)	0.0475
B/4	0.28
$ey < B/4 \Rightarrow$ Condition vérifiée	

VI.4. dimensionnement les semelles et libage :

Tableau VI.12 : dimensionnement de les semelles filante et libages

	dimensionnement de la semelle		dimensionnement du libage	
AXE	Largeur (m)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
A	1.30	0.20	0.30	0.50
B	1.30	0.20	0.40	0.60
C	1.30	0.20	0.40	0.60
D	1.30	0.20	0.30	0.50
1	1.30	0.20	0.30	0.50
2	1.30	0.20	0.40	1.00
3	1.30	0.20	0.40	1.00
4	1.30	0.20	0.40	1.00
5	1.30	0.20	0.40	1.00
6	1.30	0.20	0.30	0.50

VI.4.1 Calcul du ferrailage :

VI.4.1.1 Ferrailage de libage :

Recommandation du RPA V2003:

❖ Armatures longitudinales : (RPAart7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de libage de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\%b.h$

- Les axes Y-Y' : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 100 = 20 \text{ cm}^2$
- Les axes X-X' : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$
- Les axes de rive : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h$

6% en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h$

• **En zone courante :**

Les axes Y-Y' : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 100 = 160 \text{ cm}^2$.

Les axes X-X' : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.

• **En zone de recouvrement :**

Les axes Y-Y' : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 100 = 240 \text{ cm}^2$.

Les axes X-X' : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

❖ Armatures transversales : (RPAart7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min}\right)$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Recommandation du BAEL 91 :

a- Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité.

Suivante : $A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

b- Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de libage.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme : $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{lmin} \right\}$

Espacement maximale:

$S_{tmax} \leq \min (0.9d, 40cm, 15\Phi'_{lmin})$.

Les résultats du ferrailage longitudinal sont présentés dans les tableaux suivants : On a utilisé le logiciel de calcul **ROBOT EXPR BA**, pour le calcul des différentes sections de ferrailage.

VI.4.2 Ferrailage de libage sens Y-Y' :

Tableau.V.13. les moments de libage sens Y-Y'.

Poutres	A _{min} (cm²)		S armature calculée		Choix d'armatures			
axe	BAEL(cm²)	RPA(cm²)	A _{s1} (cm²) inf	A _{s2} (cm²) sup	A _{adop} (cm²) inf	Choix des barres	A _{adop} (cm²) sup	Choix des barres
1 ^{er} et 6 ^{eme}	1.81	7.5	2.5	3.6	4.71	3HA10	4.71	3HA10
						3HA10		3HA10
2 ^{eme} et 5 ^{eme}	4.347	20	18.6	12.9	18.85	3HA20	13.67	3HA18
						3HA20		3HA16
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	4.347	20	16.9	15.2	17.06	3HA20	15.27	3HA18
						3HA18		3HA18

Tableau.V.14. ferraillage de libage sens Y-Y'.

Pouters	M en appuis(KN)			M en travée(KN)		
axe	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
1 ^{er} et 6 ^{eme}	25.95	18.82	18.84	-57.49	-41.54	-41.54
2 ^{eme} et 5 ^{eme}	580.3	360.05	361.02	-410.54	-280.3	-280.40
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	593.17	426.96	427	-529.64	-383.00	-383.01

VI.4.3 Ferraillage de libage sens XX':

Tableau.V.15. les moments de libage sens X-X'.

Pouters	A _{min} (cm ²)		S armature calculée		Choix d'armatures			
axe	BAEL(cm ²)	RPA(cm ²)	A _{s1} (cm ²) inf	A _{s2} (cm ²) sup	A _{adop} (cm ²) inf	Choix des barres	A _{adop} (cm ²) sup	Choix desbarres
A et D	1.81	7.5	1.8	1.5	4.71	3HA10 3HA10	4.71	3HA10 3HA10
C et B	2.898	12	17.6	11.8	18.85	3HA20 3HA20	12.06	3HA16 3HA16

Tableau.V.16. ferraillage de libage sens X-X'.

Pouters	M en appuis(KN)			M en travée(KN)		
axe	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
A et D	29.02	20.73	20.73	-16.44	-11.87	-11.87
C et B	322.75	232.65	232.66	-222.89	-160.98	-160.99

VI.4.3.1 Calcul des armatures transversales :Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$.

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

$St_{max} \leq \min (0.9d, 40cm, 15\Phi'_{lmin})$.

On adopte les espacements suivants $St = 15cm$.

Donc:

$$At \geq 0,4 \times 0,4 \times 0,15 / 400 \Rightarrow At \geq 0,6cm^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right\} \phi_t \leq \min\left\{\frac{100}{35}; \frac{40}{10}; 1,8\right\} = 1,8cm$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $At = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espace maximal :

En zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l) = 12\text{cm}$.

En zone courante: $St \leq h/2 = 50\text{cm}$.

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale $St = 12\text{cm}$.

En zone courante $St = 50\text{cm}$.

On aura alors :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 50 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : $8\Phi 10$: $At = 6.28\text{cm}^2$

VI.4.3.2 Ferrailage de semelle filante :

Tableau.VI.17. ferrailge de la semelle filante

	Ferrailage de la semelle	
	Section théorique	Choix des armatures
$As//B \text{ (cm}^2\text{)}$	2.98	T12esp15cm
$As//L \text{ (cm}^2\text{)}$	0.74	T12esp15cm

VI.5. Etude de voile périphérique : (voile de soutènement)

VI.5.1 Dimensionnement :

D'après RPA99V2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Un recouvrement de 40Φ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e=20\text{cm}$

La hauteur de voile périphérique : $h=3.40\text{m}$

G : surcharge d'exploitation : $Q=1,5\text{ KN/m}^2$

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{ KN/m}^3$

ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 40^\circ$ Ka

Ka: coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

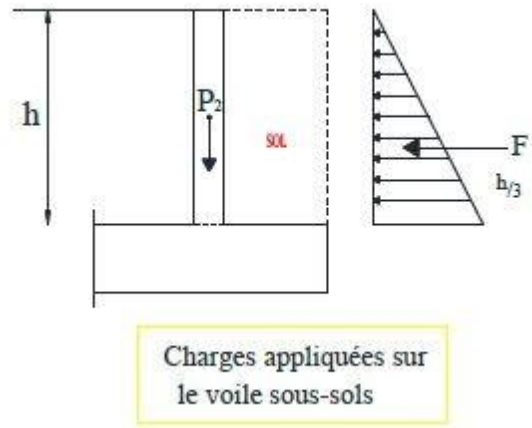


Figure VI.5 : Charges appliquées sur le voile sous sols

$$K'_a = \frac{ka}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K'_a = K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2}\right) = \tan^2(25^\circ) \rightarrow K'_a = K_a = 0,217$$

VI.5.2 Détermination des sollicitations:

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- La charge pondérée.

VI.5.3 Calcule de la force de poussée :

$$P1 = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

h: hauteur du voile

p1 : poussée de terre

$$P1 = 0,217 \times 17 \times \frac{3.40^2}{2} = 21.32\text{ t/ml}$$

$$P1=2,132\text{ t/ml}$$

VI.5.4 Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,217 \times 0,5 \times 3,4 = 0,369 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot \emptyset$, et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

VI.5.5 La charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 1,35 \times 2,132 + 1,5 \times 0,369$$

$$Q = 3,43 \text{ t/ml}$$

VI.5.6 Calcul du ferrailage :

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,4 \text{ m (le sens de grand flexion)}$$

$$L_y = 6,17 \text{ m (le sens de petite flexion)}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{6,17} = 0,55 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\begin{array}{lll} M_{oy} = M_{ox} \cdot \mu_y & \text{avec} & \alpha = 0,55 \\ & & V = 0 \text{ (ELU)} \end{array} \quad \begin{array}{l} \mu_x = 0,0922 \\ \mu_y = 0,2500 \end{array}$$

$$M_{ox} = 0,0922 \times 3,43 \times 3,4^2 = 36,56 \text{ KN/m}$$

$$M_{oy} = 36,56 \times 0,2500 = 9,14 \text{ KN/m}$$

• Sens-x

Le moment total appliqué sur la dalle: Pour M_x :

➤ **ELU**

$$M_t = 0,75 M_x \quad \text{avec } M_x = 36,56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 27,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,02742}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,0597$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,077$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,174\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,02742}{0,174 \times 200} \rightarrow A_{st} = 7,88\text{cm}^2$$

- **Sens-y**

Le moment total appliqué sur la dalle:

Pour My :

➤ **ELU**

$$M_t = 0,75M_y \quad \text{avec} \quad M_y = 9,14\text{KN.m}$$

$$M_t = 6,855\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,006855}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,015$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0189$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,178\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,006855}{0,178 \times 200} \rightarrow A_{st} = 1,92\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Sens y : d'après le RPA99V2003 :

$$A_{y \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ D'après le BAEL91 :}$$

$$A_{y \min} = 8\%h = 0,05 \times 20 = 1,6\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisi **4T10** de section **3,14 cm²**

Sens x : d'après le RPA99V2003 :

$$A_{y \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} (3 - \alpha)/2 = 1,6 (3 -$$

$$0,53)/2 A_{x \min} = 1,97 \text{ cm}^2$$

On choisi **8T12** de section **9,05 cm²**



CONCLUSION GENERALE



Conclusion

Ce projet constitue une synthèse des connaissances acquises au cours de cinq années de formation. Il nous a permis de nous confronter aux véritables difficultés qu'un ingénieur civil peut rencontrer lors du choix d'un modèle de calcul.

Cette étude nous a finalement permis :

- D'appréhender toutes les difficultés liées aux études en général et aux bâtiments en particulier.
- D'approfondir nos connaissances théoriques en matière d'étude technique d'un ouvrage.

La principale difficulté rencontrée dans ce projet de fin d'études a été la modélisation de la structure et le choix de la disposition des voiles. Cependant, nous avons réussi à adopter les solutions nécessaires pour obtenir les meilleurs résultats.

Il est important de noter que la surabondance de voiles dans une structure ne garantit pas automatiquement une bonne résistance aux séismes. En effet, une mauvaise disposition des voiles peut nuire à la stabilité de la structure. Tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) respectent les exigences minimales du RPA99v2003.

Après étude de notre hotel, nous avons constaté que les combinaisons à l'ELU produisent les efforts les plus importants pour les poteaux, poutres et voiles. Ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, a été très bénéfique, car l'utilisation de l'outil informatique nous a permis de gagner beaucoup de temps. Cependant, la maîtrise du logiciel reste une étape cruciale nécessitant la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères : résistance, sécurité et économie.

- **Résistance** : Les résultats de calcul montrent que notre structure satisfait toutes les conditions de résistance et est considérée comme stable et rigide.
- **Sécurité** : Toutes les vérifications exigées par les différentes règles de construction (BAEL91, RPA99) ont été satisfaites.
- **Économie** : L'économie étant un facteur déterminant, cela s'est traduit dans notre projet par le choix optimal des aciers pour tous les éléments résistants.

Enfin, nous souhaitons que ce projet de fin d'études soit pour nous un point de départ pour entreprendre d'autres études dans le cadre de notre vie professionnelle et qu'il puisse également servir de référence à d'autres à l'avenir.

Références bibliographiques

➤ Règlements

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ Cours et mémoires

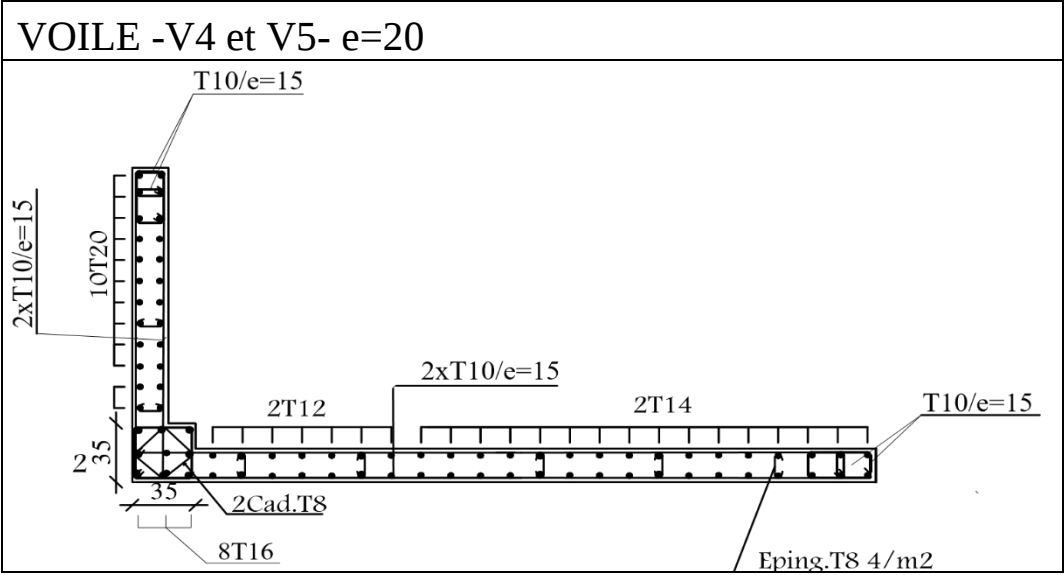
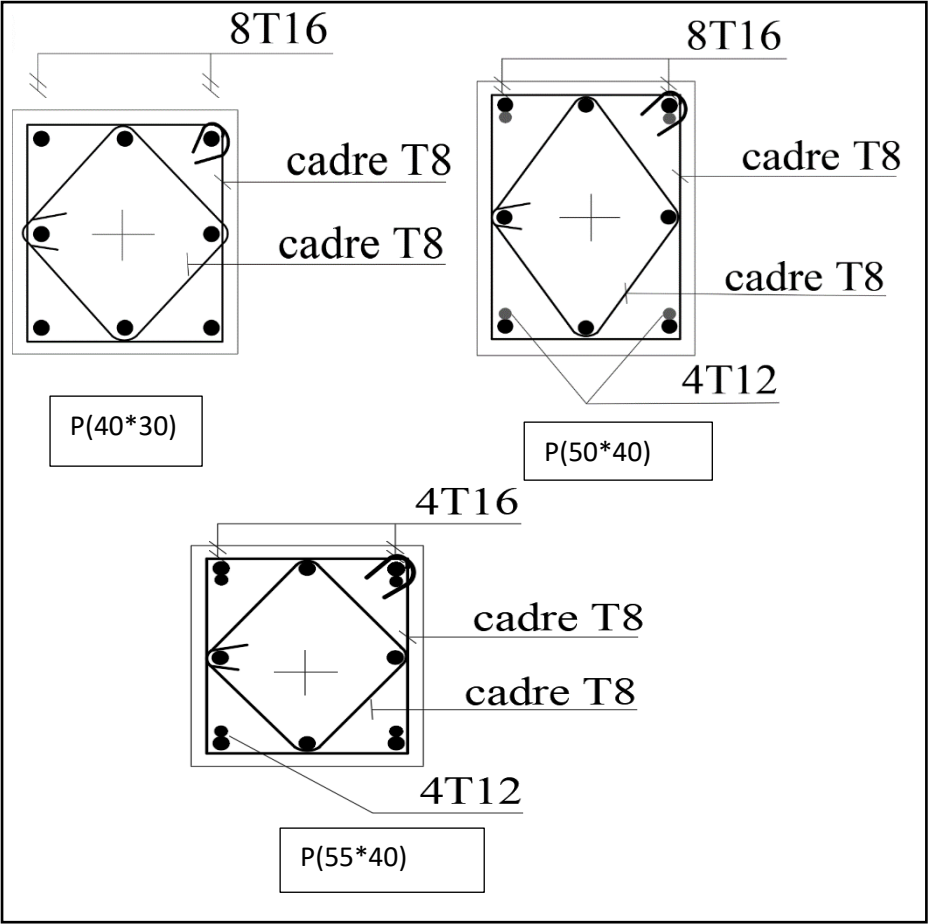
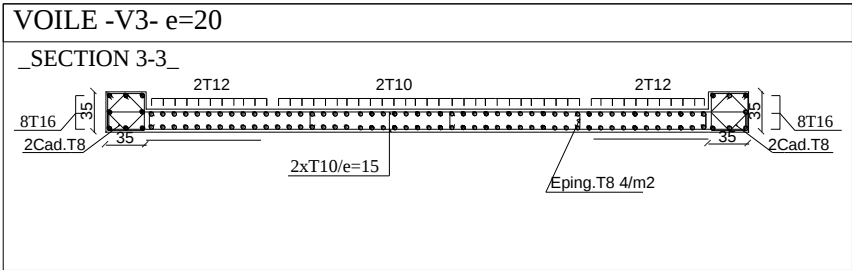
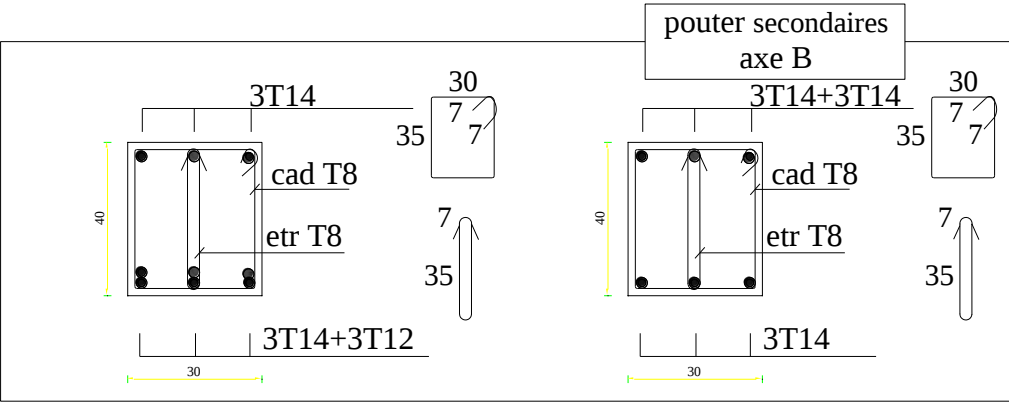
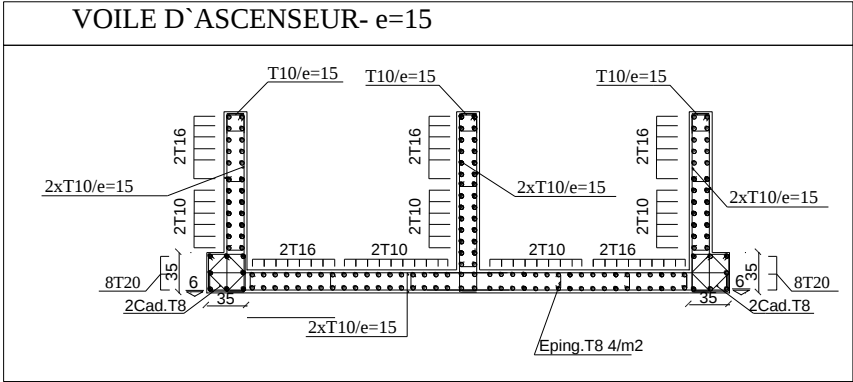
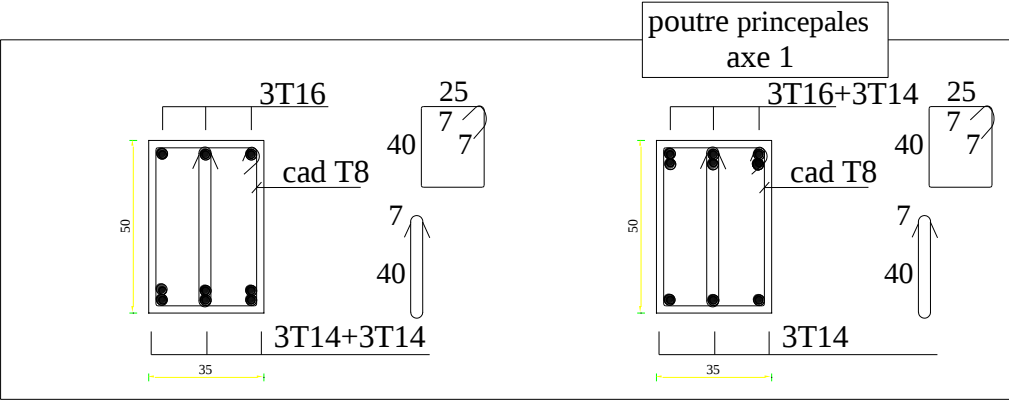
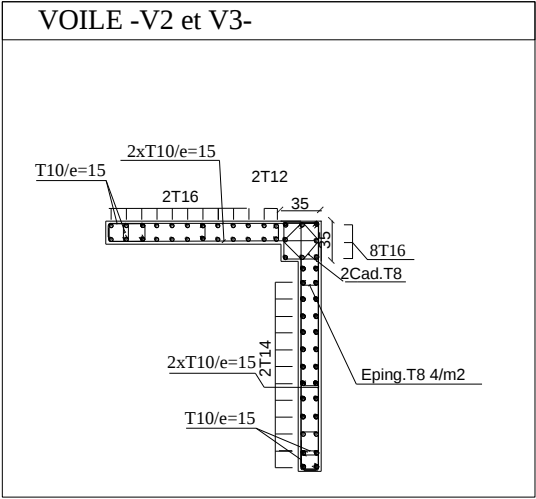
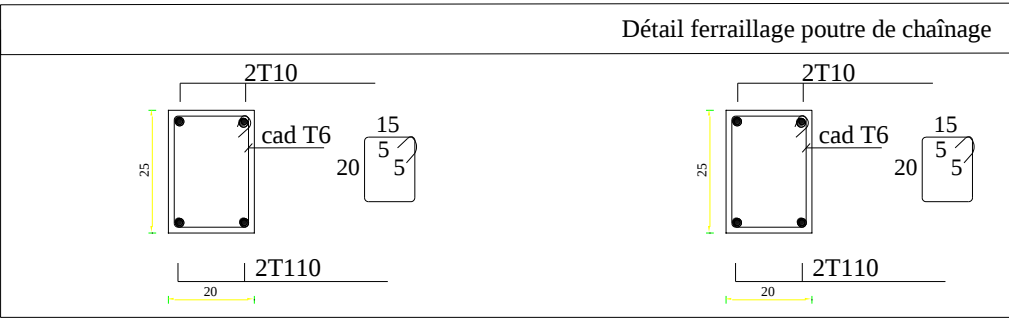
- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- Cours de «conception technique de construction » master 1.
- Mémoire de fin d'études « FSI».

➤ Logiciels

- Logiciel Robot Structural Analysis 2024.....Analyse des structures
- Logiciel ROBOT EXPERT Ba 2010.....calcul de ferrailage
- Logiciel AUTOCAD version 2024 Dessin
- Logiciel EXCEL MICROSOFT OFFICE 365 Calcul.
- Logiciel WORD MICROSOFT OFFICE 365 Traitement du texte.

➤ Site web

- [Construction maison pagesjaunes](#)
- [coursexosup blogspot](#)
- [scribd](#)



Ferrailage poutres principale=50X34 Axes: 01 Niv +0.00, Niv +3.40, Niv +6.80, Niv +10.20, Niv +13.60 et Niv +17.00

