

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +9) à usage d'habitation et
commercial contreventé par un système mixte**

(Voile – Portiques)

Présenté par :

M^{elle} : BEKHOUCHE FATIMA
M^{elle} : BELAID ASSIA

Promoteurs:

M^{me} : LAOUBI KHADIJA

Jury: M^{me} : SEGHIR OUASSILA

M^r : OURTMACHE MOURAD

2014-2015

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir
donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant
toutes nos études.*

*A Mme LAOUBI: notre promotrice, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
mémoire.*

ASSIA & FATIMA

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A la mémoire de mon très cher père.

A ma très chère mère.

A mes chers frères : Bachir, Nabil, Kherradinne..

A la mémoire de ma très cher sœur Yamina et mes chères sœurs :

Nadia, Zahia, Ourida, Samira, Nabila, Hassina

A mes très chers nièces (e) : BOUHOU, Widad, Nihad, Sabar, Sabrina, aya.

A ma tante et à mes oncles.

A mon binôme Assai, mes meilleures amies Fairouz ; Leyla ; Fayçal ; sabah

A toutes mes amis, promotion 2015.

Bekhouche Fatima

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mon très cher frère mabrouk.

A mes chers sœurs : tinhinane, lidya, Yasmin.

A mes très chers grand parent.

A mes tantes et à mes oncles.

A mon binôme Fatima, mes meilleurs amis Linda ;Missi

A toutes mes amis, promotion2015

et à tous ceux qui me sont chère.

Belaid Assia

SOMMAIRES

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. description architecturale de l'ouvrage	1
I.4. le système de contreventement.....	1
I.5. définition des éléments de l'ouvrage.....	2
I.6.Règlement et norme utilisée.....	3
I.7.actions et états limite	4
I.8.les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisée.....	7

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	12
II.2. predimensionnement des éléments	12
II.2.1 :disposition des poutrelles	12
II.2.2 : les plancher.....	13
1. plancher a cors creux.....	13
II.2.3. Les poutrelles.....	13
II.2.4. Les poutres.....	14
II.2.5. Les voiles.....	15
II.2.6.l'acrotère.....	16
II.2.7.pré dimensionnement des escalier.....	17
II.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés des éléments.....	20

II.4.pré dimensionnement des poteaux.....	24
II.5.Descente des charges.....	26
II.6.conclusion.....	39

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	35
III.2.Etude du plancher corps creux.....	35
III.2.1.les différent types de poutrelle	35
III.2.2.methode de calcul des poutrelles	35
III.2.3.calcul des charges et surcharge.....	38
III.3.Etude de l'acrotère.....	70
III.4. Etude de l'ascenseur.....	90
III.5.Etude des escaliers	(91)
III.6.Etude de la poutre palière.....	(92)

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	97
IV.2Methode de calcul.	97
IV.2.1 Methode statique équivalente.....	97
IV.2.2Methode dynamique modale spectrale.....	101
IV.3Justification vis-vis de l'application de la méthode dynamique modale spectrale ...	101
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	102
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	102
IV.5.1 Disposition des voiles.....	103

IV.6. Conclusion.....	111
Chapitre V : Etudes des éléments structuraux	
V.1. Introduction.....	112
V.2. Etude des poteaux.....	112
V.2.1 Recommandation du RPA.....	112
V.2.2 Ferrailage des poteaux.....	115
V.2.3 Vérification	116
V.2.4 disposition constructive des poteaux	118
V.2.5 schéma de ferrailage des poteaux.....	119
V.3. Etude des poutres.....	120
V.3.1 Recommandation du RPA 99.....	121
V.3.2 Recommandation de BEAL	122
V.3.3 Ferrailage des poutres	123
V.3.4 Calcul des espacement des armateurs transversales.....	124
V.3.5 Vérification a l'ELS	125
V.3.6 Schéma de ferrailage des poutres	126
V.3.7 Vérification des zones nodales.....	127
V.4. Etude des voiles.....	128
V.4.1 Introduction	128
V.4.2 Recommandation du RPA 99.....	129
V.4.3 Sollicitation de calcul	130
V.4.4 Schéma de ferrailage	136
V.5.Conclusion.....	137

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	138
VI.2. Choix de type de fondation.....	138
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	138
VI.4. Etude des fondations.....	139
VI.4.1. Vérification des semelle isolé.....	139
VI.4.2 Vérification des semelle filante	140
VI.4.3 Calcul de la surface des fondations.....	141
VI.4.4 Etude de radier générale	141
A-Définition	141
B- dimensionnement	142
C- les vérifications nécessaires	143
d- ferrailage de radier	146
e-Schéma ferrailage	151
VI.4.5Etude des nervures	151
VI.4.5.1 Calcul des sollicitation	153
VI.4.5.2 Ferrailage	155
VI.4.5.3 Vérification de l'effort tranchant	156
VI.4.5.4 Vérification des contrainte.....	156
VI.5. Conclusion.....	158

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les listes de tableau

Tableau II.1 : pré dimensionnement des voiles.....	16
Tableau II.2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible	20
Tableau II.3 : évaluation des charges du plancher étage courant	21
Tableau II.4 : évaluation des charges sur la volée	22
Tableau II.5 : évaluation des charges sur le palier.....	22
Tableau II.6 : Evaluation des charges du l'acrotère	23
Tableau II.7 : Evaluation des charges des murs extérieures	23
Tableau II.8 : évaluation des charges des murs intérieures.....	24
Tableau II.9 : évaluation des charges de voile.....	24
Tableau II.10 :Poids des poteaux.....	28
Tableau II.11 : descente charge de poteau D2.....	32
Tableau II.12 Descente de charge du poteau E2:.....	36
Tableau II.13 : résultat de vérification a la compression simple.....	37
Tableau II.14 : résultat de vérification au flambement.....	39
Tableau III.1 : les défèrent type des poutrelles	40
Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles	42
Tableau.III.3 : Les sollicitations , poutrelle type 1(Plancher terrasse).....	47
Tableau.III.4 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(Plancher terrasse)	51
Tableau.III.5 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(Plancher terrasse)	51
Tableau.III.6 : Les sollicitations max aux états limite des différentes niveaux.....	54
Tableau.III.7 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse.....	59
Tableau.III.8 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....	59
Tableau.III.9 : Vérification des contrainte dans le béton.....	61
Tableau.III.10 : Récapitulation des vérification a états de déformation.....	66

Tableau.III.11 :les défirent combinassions a utilisée.....	71
Tableau.III.12 : Les résultats de ferrailage de la dalle l'asseur.....	73
Tableau.III.13 : ferrailage de la dalle l'asseur.....	74
Tableau.III.14 : ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	78
Tableau.III.15 : vérification des contraint dans les bétons.....	78
Tableau.III.16 : Les résultats de ferrailage de l'escalier.....	83
Tableau.III.17 vérification des contrains de comprissions dans les bétons.....	84
Tableau.III.18 : Les sollicitations de la poutre palier	88
Tableau.III.19 :section d'armatures longitudinales de la poutre palières.....	93
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	98
Tableau IV.2 Récapitulation des différents Poids. D'étages	99
Tableau IV.3 Les valeurs de $\zeta(\%)$	99
Tableau IV.4. périodes de vibration et participation des masses	103
Tableau IV.5. vérification de l'effort normal réduit.....	106
Tableau IV.6. vérification de l'interaction sur charge horizontal.	107
Tableau IV.7. vérification de l'interaction sur charge verticale.....	108
Tableau IV.8. vérification de la résultante des force sismique.....	109
Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatif.....	109
Tableau IV.10. vérification de l'effet P- Δ	110
Tableau V.1 sollicitation dans les poteaux selon SAP.....	111
Tableau V.2 : armatures longitudinales	112
Tableau V.3 : armature transversales	114
Tableau V.4 : ferrailage des poteaux(armature transversales.....	114
Tableau V.5 : justification de l'effort normal reduit.....	115
Tableau V.6 : justification des contraintes	116
Tableau V.7 : justification des contraintes tangentielles.....	119

Tableau V.8 : schéma de ferrailage des poteaux.....	119
Tableau V.9 : résultante de Ferrailage des poutres	121
Tableau V.10 : résultante de calcul de de Ferrailage des poutres... ..	124
Tableau V.11 : résultant de Vérification de l'effort tranchant.	123
Tableau V.12 : Vérification d'armatures longitudinales au cisaillement.	124
Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression.	124
Tableau V.14 : Vérification des conditions de la flache.....	125
Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des poutres	126
Tableau V.16 : les moments résistants	127
Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale	127
Tableau V.18 : sollicitation de calcul dans le voile $v_x=2.35m$	129
Tableau V.19 : sollicitation de calcul dans le voile $v_x=2.5m$	130
Tableau V.20 sollicitation de calcul dans le voile $v_x=3.4m$	130
Tableau V.21 : sollicitation de calcul dans le voile $v_x=2.6m$	130
Tableau V.22 : sollicitation de calcul dans le voile $v_y=2m$	131
Tableau V.23 : sollicitation de calcul dans le voile $v_y=2.1m$	131
Tableau V.24 : sollicitation de calcul dans le voile $v_y=2.85m$	131
Tableau V.25 : ferrailage de voile $v_x=2.35m$ tous les niveaux.	132
Tableau V.26 : ferrailage de voile $v_x=2.5m$ tous les niveaux.	132
Tableau V.27 : ferrailage de voile $v_x=2.6m$ tous les niveaux.	133
Tableau V.28 : ferrailage de voile $v_y=2m$ tous les niveaux.	134
Tableau V.29 : ferrailage de voile $v_y=2.1m$ tous les niveaux.	134
Tableau V.30 : ferrailage de voile $v_y=2.85.m$ tous les niveaux.	13
Tableau VI.1 .section des armatures du radier	148
Tableau VI.2 : vérification des contraintes du béton et l'acier.	150
Tableau VI.3 : les Résultants final des vérifications des contraintes du béton et l'acier	150
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier .dans le sens longitudinal	154

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier .dans le sens transversal	155
Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures	155
Tableau VI.8 : vérification de l'effort tranchant	156
Tableau VI.9 : Résumé des résultats de ferrailage à ELS des nervures	157
Tableau VI.11: Ferrailage des nervures	159

LISTE DES FIGURES

Figure. I.1 :Diagramme contraintes-déformation du béton.	9
Figure I.2 : Diagramme Contrainte-Déformation de l'acier.....	11
Figure II.1 : Plancher à corps creux (16+5)	13
Figure II.2 : Schéma Poutrelle	13
Figure II.3 :coupe de voile.....	16
Figure II.4 :dimensionnement de l'acrotère.....	17
Figure II.5 : Schéma de l'escalier	18
Figure .II.6 : Schéma de l'escalier RDC.....	18
Figure. II.7 : Schéma de l'escalier etage courant.....	19
Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge poteau D2.....	29
Figure II.9 :surface afférente pour le poteau E2.....	32
Figure II.10 : Schéma statique de la descente de charge poteau E2.....	33
Figure III.1 : Evaluation des efforts tranchants.....	41
Figure III.2 . Schéma statique d'une poutrelle	43
Figure III.3 Schéma statique d'un poutrelle sur trois appui.....	48
Figure III.4 : Schéma statique de poutrelles	54
Figure III.5 : Schémas de ferrailage des poutrelles des différents étages.....	66
Figure III.6 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	67
Figure III.7 : Dimension de l'acrotère.....	70
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	71
Figure III.9 : Schéma le dalle sur 4appui	72
Figure III.10 Schéma de la dalle l'ascenseur	72

LISTE DES FIGURES

Figure III.11: Schémas de ferrailages de la dalle d'ascenseur .	79
Figure III.12 : Schéma statique des escalier	79
Figure III.13: Schéma de ferrailage de l'escalier	88
Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palier	89
Figure III.15: Section d'armateur.	91
Figure III.16: Schéma de Ferrailage de la Poutre palière	93
Figure III.17: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.	96
Figure IV. 1: Disposition des voiles	103
Figure IV.2: 1 ^{ème} mode de déformation (rotation suivant yy')	104
Figure IV.3: 2 ^{ème} mode de déformation (rotation suivant xx')	105
Figure IV.4: 3 ^{ème} mode de déformation (rotation suivant zz')	106
Figure V.1 : Zone nodale	112
Figure V.2: Section du poteau	116
Figure V.3 : Zone de recouvrement	117
Figure V.4: ferrailage de Voile V_{x2} de RCD.	135
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.	138
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante.	140
Figure VI.3 : Schéma du rupture de radier.	147
Figure VI.4 : Schéma d'une semelle filante.	151
Figure VI.5 : Charge transmise aux nervures(sens $x-x$)	152
Figure VI.5 : Schéma statique équivalent (sens $x-x$)	152
Figure VI.5 : Charge transmise aux nervures(sens $Y-Y$)	153
Figure VI.5 : Schéma statique équivalent (sens $Y-Y$)	154
Figure VI.5 : Section a ferrailage des nervures.	155

Symboles et Notations

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

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

k_c : Coefficient de portance.

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

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage, C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+9) qui regroupe des locaux commerciaux et logements d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Dans notre étude, On se base sur le plan de travail suivant :

Le premier chapitre qui est consacré pour les généralités, Le deuxième chapitre pour le pré dimensionnement des éléments de la structure, Le troisième chapitre pour l'étude des éléments secondaires, nous allons intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement, Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003), Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel sap2000, Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq, en dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre six.

I.1 Introduction

La connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et de la caractéristique mécanique des matériaux utilisés pour la réalisation de celle-ci, est indispensable pour qu'une étude génie civil soit bien faite, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'étude est l'étude d'une construction en R+9 étages à usage d'habitation et commerce, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courants ou d'importance moyenne) selon la classification de RPA 1999 version 2003 (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Ain t'émouchent qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa article 3.1)

Notre objectif principal de ce projet est l'étude de ces éléments de résistance et de contreventement mixte i.e. Voile portiques).

I.3 Description architecturale de l'ouvrage

- Hauteur totale du bâtiment : 30.94 sans acrotère ;
- Hauteur du RDC : 3.4m ;
- Hauteur des étages courants : 3.06m ;
- Largeur du bâtiment : 22.55m ;
- Longueur du bâtiment : 21.45m ;
- Surface du bâtiment : 483.69m² ;

I.4 le système de contreventement

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux et verticaux d'origine sismique pour les structures en béton armé.

L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois

conditions qui suivent doivent être vérifiées pour le système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

I.5 Définition des éléments de l'ouvrage

I.5.1 les planchers

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des plancher est d'assurer la transmission des charges verticale et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles). Il existe deux type de plancher :

a) Les plancher à corps creux

Ce type de plancher a constitué de corps creux« hourdis »qui sont des éléments de remplissage.

Ils sont des plancher très facile à réalisée, on utilisée dans les bâtiments courants (fable surcharge d'ex-tatim) telle que :les bâtiments d'habitation ,administratifs ..C'est un plancher qui n l'avantage par exemple :

-économique

-bon isolant

b) les planchers en dalles pleines

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. On retrouve 3 types de dalle pleine (la dalle sur trois appuis, sur deux appuis, sur un appui).

Les balcons ainsi que les paliers des escaliers seront réalisés par ce type de plancher.

I.5.2 les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaire ou carrés destinés à reprendre les efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche. On a 2 types des poutres : poutres principales, poutres secondaires.

I.5.3 les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaire, carrés ou circulaire destinés à reprendre les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminer sous l'effet de la compression simple

I.5.4 : les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volés et un palier de repos, réalisée en béton armé coulés sur place.

I.5.5 : l'ascenseur

C'est un élément mécanique sert à faire monter et descendre les usagers a travers les différent étage du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.5.6 : les voiles

Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.5.7 : l'infrastructure

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portant du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

I.5.8 : les éléments de remplissages

- Le mur extérieur en brique creuse à doubles parois extérieur et intérieure d'épaisseur 15 cm et 10cm respectivement, elles sont séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour une bonne isolation thermique et acoustique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois en briques d'épaisseur 10cm.

I.5.9 : l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps et facilitera l'évacuation des eaux pluviales.

I.6 Règlementation et normes utilisés

- Le Règlement parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003)
- Le Code du béton armé (CBA 93)
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; charge et surcharges)
- Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTRBC 2.331) et les DTU
- Le béton armé aux limites (BAEL 91).

I.8 définition de l'état limite

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses élément est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fondations pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.8.1 Etat limite ultime ELU

Cet état correspond à la valeur maximale de la capacité portant de l'ouvrage, son dépassement entraine la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois(03) état limites ultimes :

- Etat limite de l'équilibre statique
 - Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
 - Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- } Art (A .4.3,p31-40)BEAL91/99

I.8.2 Etat limite de servis ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son exploitation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement entraine un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois(03) états limites de service :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
 - Etat limite d déformations ; flèche maximale.
 - Etat limite d compression du béton
- } Art(A.4.5) BEAL91/99

I.9 les actions

Les actions sont les forces et les couples dus aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

Des charges permanentes, Des charges d'exploitation, Des charges climatiques.

I.9.1 Définitions

a)Action permanant(G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixes.
- Les forces de poussée des terres et des liquides. Art (A.3.1.2) BEAL91/99
- Les déformations imposées à la structure : le retrait.

Et le tassement différentiel des appuis.

B) Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur.
- Charges appliquées durant l'exécution.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Effets due à la température.

b) Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leur durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosion,.....etc.).....Art (A.3.1.4)BEAL91/99.

I.9.3.1 Combinaisons d'actions à l'ELU

- **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 2n\psi_{0i}Q_i \dots \dots \dots \text{(Article A.3.3, 21)BEAL91/99}$$

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanent favorable.

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant

ψ_{0i} : coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + f_A + 1.1iQ_1 + \sum \psi_{2i}Q_i \quad (i > 1) \dots \dots \dots \text{(Article D.1.2 ,3)BAEL91/99.}$$

f_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1,i} * Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2,i} * Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

0.15 Si l'action d'accompagnement est la neige.

$\psi_{1i} =$ 0.50 Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

0.20 Si l'action d'accompagnement est le vent.

1.9.3.2. Combinaison d'action à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} * Q_i \dots \dots \dots \text{(Article A.3.3.3)BAEL91/99}$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

- G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : action variable d'accompagnement.

1.9.3.3. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 * E. \quad (\text{pour les poteaux seulement}) \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

1.10.2 Hypothèses de calcul à l'ELS (article A.4.5)BAEL91/99

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.11. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.11.1.Béton

a. Définition

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

b. Composition de béton :

le dosage des constituants d'un béton courant est :

- 350kg /m³ —————> ciment (C .P.A325) .
- 174kg/m³ —————> sable
- 366kg/m³ —————> gravier
- 140kg/m³ —————> eau de gachage

c. Caractéristiques du béton

- **Résistance à la compression** f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ **(CBA Art : A.2.1.1.1)**

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

- **Résistance à la traction f_{ij} :**

la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours; $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

b) Les valeurs de calcul à la compression

- **La contrainte limite à l'ELU**

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{avec :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{: Lorsque } T > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.9 & \text{: Lorsque } 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.8 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

Art (A.4.3.41) C.B.A 93

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

- **La contrainte limite à l'ELS**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Art(A.4.5.2) C.B.A 93}$$

Le diagramme des contraintes-déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole de second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme simplifié (rectangulaire).

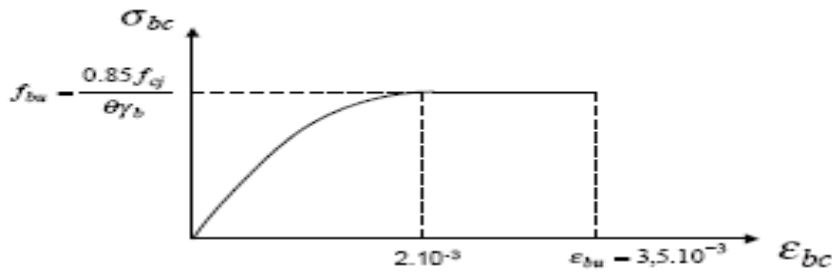


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations pour le béton

c) Module de déformation longitudinale du béton

- A court terme E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA Art:A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.2MPa$$

- A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 MPa \quad T > 24h$$

d) Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire déformatio

longitudinale avec: $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$ Art (A.2.1.3) C.B.A93

e) **Contrainte de cisaillement du béton** : La contrainte admissible dans le cas des armatures est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa. \right]$$

Donc $\tau_u = 3,33MPa$.

- Dans le cas de la fissuration nuisible où très nuisible :

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa. \right]$$

Donc $\tau_u = 2,50MPa$

I.11.2 L'acier :

Leurs rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E . On distingue :

- les ronds lisses (RL).
- les hautes adhérences (HA).
- Treilles soudé(TS)

Selon le **RPA99** (Article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

- de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{MPa}$.
- l'allongement total relatif sous charge maximal doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage en utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE400 pour la dalle de compression.

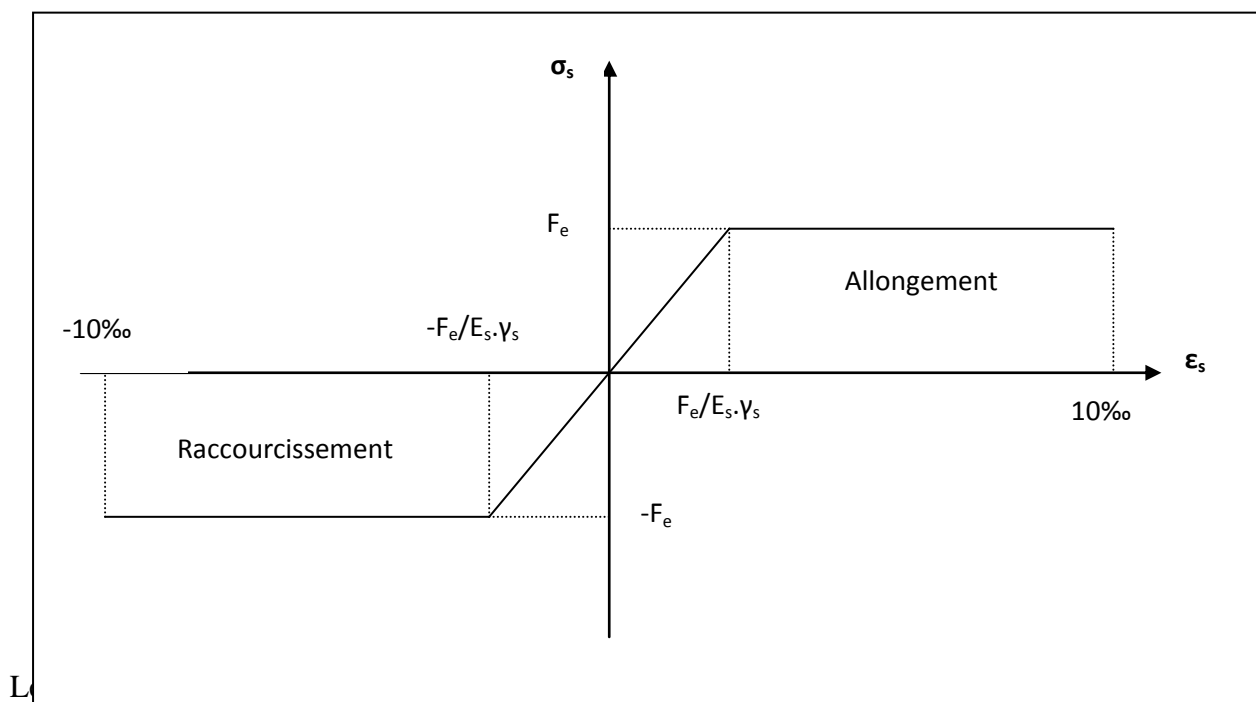


Figure I. 3 : Diagramme contraintes-Déformations de l'acier Art(A.2.2.2) C.B.A 93

déformation relative ϵ_s .

F_e =limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).
- $\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

c) La contrainte limite des aciers

Contraintes ultimes de calcul : Elle est donnée par :

- $\sigma_{su} = F_e / \gamma_s$ si : $\epsilon_s \geq F_e / E_s \cdot \gamma_s$.
- $\sigma_{su} = E_s \cdot \epsilon_s$ si : $\epsilon_s < F_e / E_s \cdot \gamma_s$.

γ_s : Coefficient de sécurité, tel que :

- $\gamma_s = 1,15$ dans le cas courant.
- $\gamma_s = 1,00$ dans le cas accidentel

Contrainte limites de l'ELS : Sont but est de limiter la probabilité d'ouvertures de fissures préjudiciables suivant la situation de l'ouvrage, et la naissance de la fissuration :

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min (2/3F_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min (0,5F_e; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

Où η : est le coefficient de la fissuration, tel que :

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA). $\phi \geq 6\text{mm}$
- $\eta = 3$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\phi < 6\text{mm}$

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable

$$F_e = 400\text{MPa} \quad \overline{\sigma}_s = \min(201.63; 695.70) = 201.63\text{MPa}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable :

$$F_e = 400\text{MPa} , \quad \overline{\sigma}_s = \min(164.97; 569.20) = 164.97\text{MP}$$

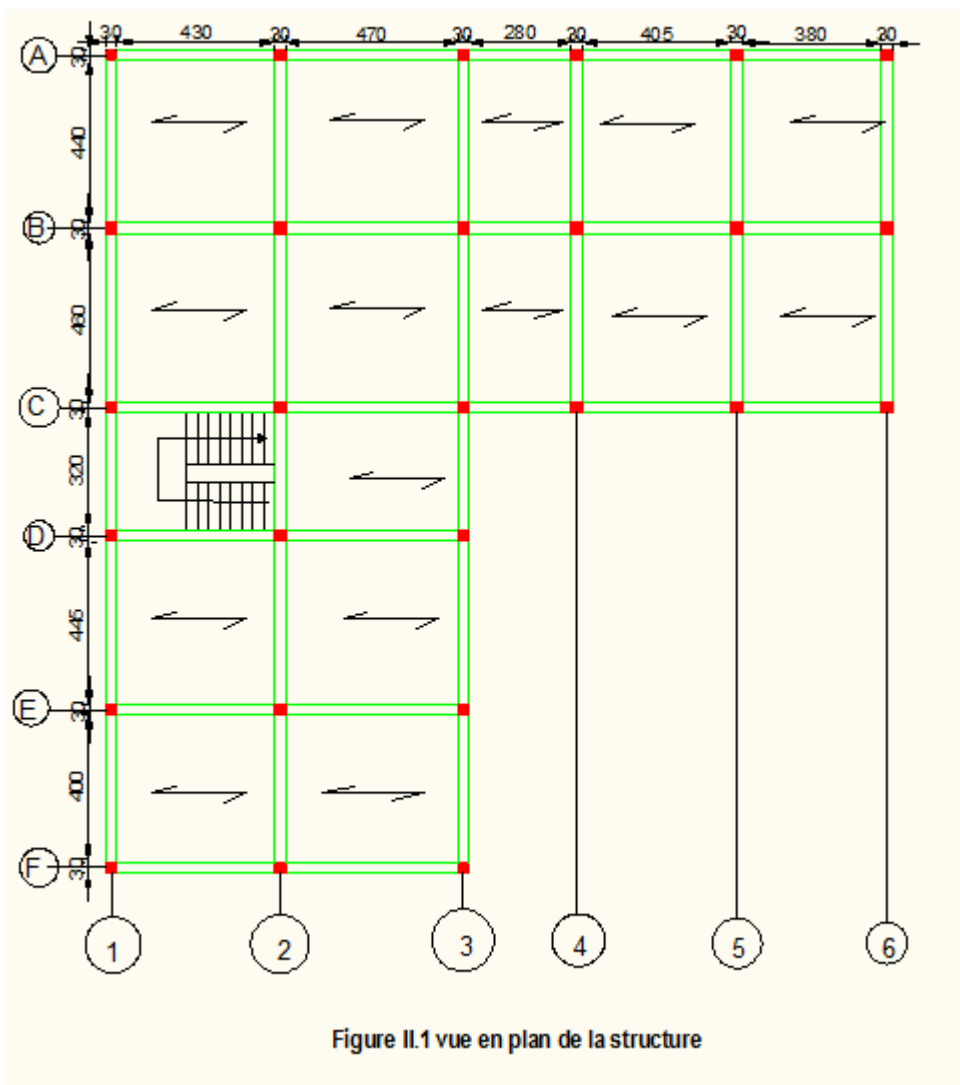
II.1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré dimensionner des différents éléments de la structure selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol

II.2. pré dimensionnement des éléments

II.2.1 : la disposition des poutrelles



II.2.2 : Les planchers

❖ Planchers à corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{500 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20.88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 21 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

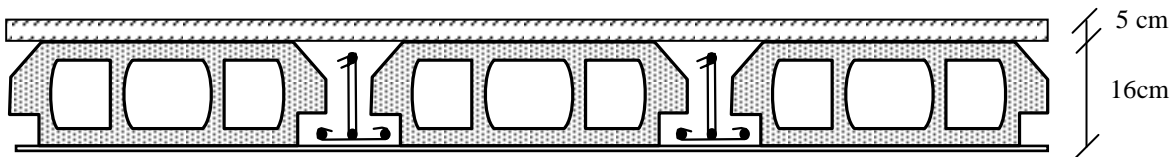


Fig. II.2 : Les planchers à corps creux (16+5)

II.2.3 Les poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de

la dalle de compression à Prendre est définie par

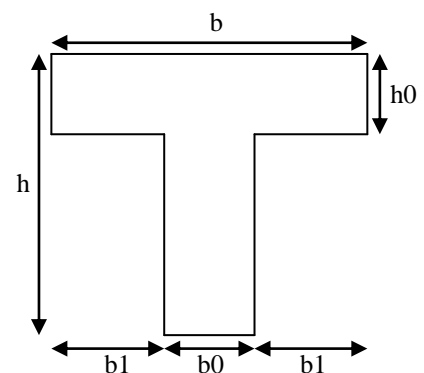


Figure II.3: Schéma d'une Poutrelle

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec : L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 280 \text{ cm}$).

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

II.2.4 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

a) Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du *CBA 93* suivante :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10.$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre axes d'appuis ($L = L_{\max} = 430 \text{ cm}$).

$$\text{D'ou : } 430/15 \leq h_t \leq 430/10.$$

$$\text{Donc: } 28.7 \leq h_t \leq 43 \text{ Soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99 /Version2003 (Art : 7.5.1)* qui sont les suivantes :

{	$b \geq 20 \text{ cm}$	On a $b = 30 \text{ cm}$	—————→	C'est vérifié.
	$h \geq 30 \text{ cm}$	On a $h = 40 \text{ cm}$	—————→	C'est vérifié.
	$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$	On a $h / b = 40 / 30 = 1.33$	—————→	C'est vérifié.

Donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 40 \text{ cm.} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

b) Les poutres secondaires (P.S)

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnés selon la condition de flèche du *CBA93*.

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10.$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 470 \text{ c m}$).

$$\text{D'ou : } 470/15 \leq h_t \leq 470 / 10.$$

$$\text{Donc: } 31.33 \leq h_t \leq 47 \quad \text{Soit} \quad h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99/Version2003 (Art : 7.5.1)*

qui sont les suivantes :

{	$b \geq 20 \text{ cm}$	On a $b = 30 \text{ cm}$	—————→	C'est vérifié.
	$h \geq 30 \text{ cm}$	On a $h = 35 \text{ cm}$	—————→	C'est vérifié.
	$\frac{h}{b} \leq 4$	On a $h / b = 35 / 30 = 1.166$	—————→	C'est vérifié.

donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 35 \text{ cm.} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

II.2.5: Les Voiles

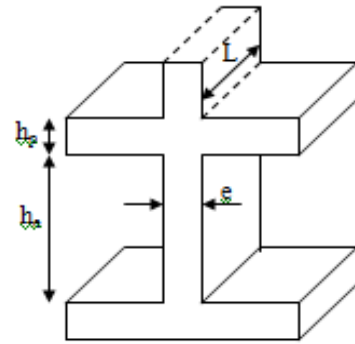
Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du *RPA99 Version 2003* suivantes :

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

$$e \geq h_c / 20 \dots \dots \dots (2).$$

$$L \geq 4 e \dots \dots \dots (3)$$



Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

Figure .II.4 : Coupe de voile

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$. (cm)
Etage courant	2.82	14.1
RDC	3.16	15.8

Tableau II. 1: pré dimensionnement des voiles

On opte : $e = 16 \text{ cm}$

➤ **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e . \quad \text{d'ou } L_{\min} \geq 64 \text{ cm} \quad \text{Soit: } L = 80 \text{ cm}$$

II.2.6 Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le Plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale

$$S = 10 \times 60 + (3 \times 10/2) + 6 \times 10$$

$$S = 0.0675 \text{m}^2$$

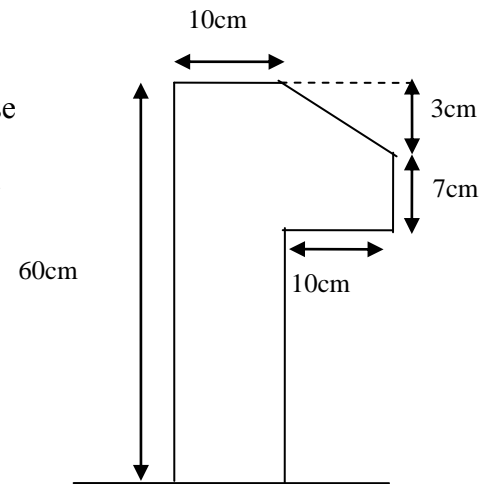
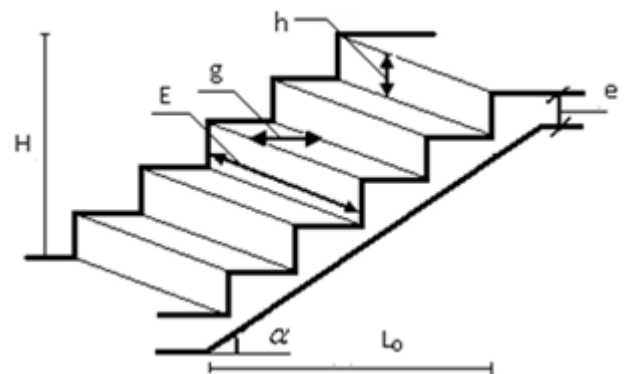


Fig II.5 : Dimension de l'acrotère

II.2.7 : Pré-dimensionnement des escaliers



e : (Épaisseur d'escalier)

L_0 : (Longueur projetée de la paillasse)

g : (Giron)

h : (Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E : (Emmarchement)

L' : longueur projetée de la volée

Figure II.6 : schéma statique de l'escalier

$$59 \text{cm} < 2h + g < 64 \text{cm.}$$

Formule de **BLO NDEL**

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec : $n-1$: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche

➤ **Escalier a deux volées contrariées avec palier de repos de étage RDC**

• **Volée01 :**

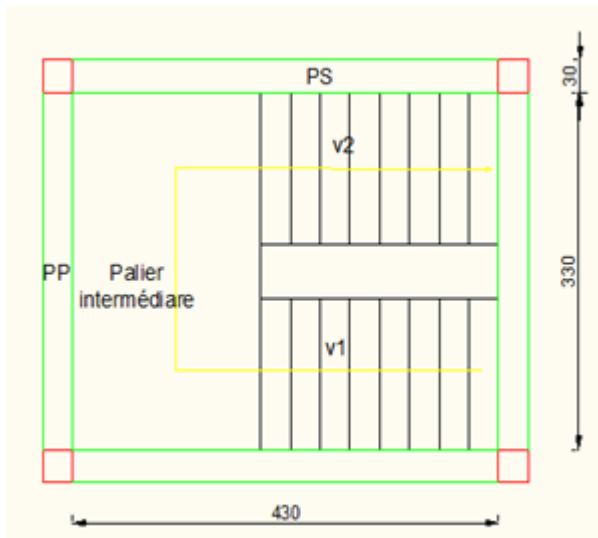


Figure II.7 vue en plan des escaliers

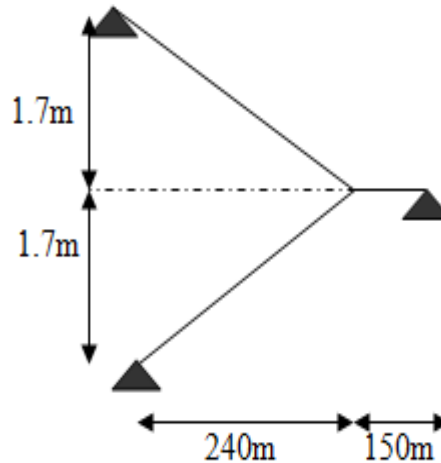


Figure II.8 Schéma de l'escalier RDC

$$L=2.4 \text{ m}$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.4) n + 2 \times 1.53 = 0 \Rightarrow n=9$$

Donc: nombre de contre marche: $n=9$

Nombre de marche: $(n-1) = 8$

$$g = L/n-1 = 2.4/8 = 0.3\text{m} = 30\text{cm.}$$

$$h = H/n = 1.7/9 = 0.19\text{m} = 19\text{cm.}$$

- **Epaisseur de la paillasse**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20.$$

$$\text{Tg } \alpha = H/L = 170/240 = 35.31^\circ.$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 285\text{cm}$$

$$L = 294 + 150 = 444\text{cm}$$

$$444/30 \leq e \leq 444/20. \quad 14.8 \leq e \leq 22.2.$$

On prend : $e = 15\text{cm}$.

Donc $v_1 = v_2$ par la symétrie

A. Volée 1 :

$$H = 1.53\text{m}$$

$$L = 2.4\text{m}$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.4)n + 2 \times 1.53 = 0 \Rightarrow n = 9$$

Donc: nombre de contre marche: $n = 9$

Nombre de marche: $(n-1) = 8$

$$g = L/n - 1 = 2.4/8 = 0.3\text{m} = 30\text{cm}.$$

$$h = H/n = 1.53/9 = 0.17\text{m} = 17\text{cm}.$$

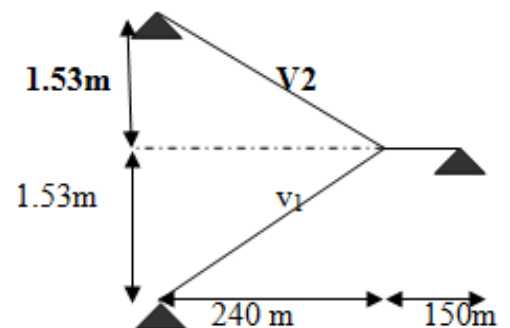


Figure II.9 schéma de l'escalier de l'étage courant

- **Epaisseur de la paillasse:**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20.$$

$$\text{Tg } \alpha = H/L = 153/240 = 32.51^\circ.$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 285\text{cm}$$

$$L = 285 + 150 = 435\text{cm}$$

$$435/30 \leq e \leq 435/20. \quad 14.5 \leq e \leq 21.75.$$

On prend : $e = 15\text{cm}$.

$V_1 = V_2$ par la symétrie

II. 3. Evaluation des charges et surcharges des éléments

D'après l e DTR B.C.2.2. on tire les évaluations des charges et surcharges suivantes:

III. 3. 1. Plancher terrasse :

➤ **Terrasse inaccessible;**

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Gravillon de protection	5	17	0.85
02	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
03	Forme de pente (15%)	10	22	2.2
04	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
05	Plancher à corps creux (16+5)	21	14.24	2.99
06	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 6.95
Surcharge d'exploitation				Q = 1

Tableau II.2.Evaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible.

III. 3. 2. Plancher étage courant:

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité(KN/m)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux (16+5)	21	14.24	2.99
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
06	Mur du séparation	/	/	1
Charge permanente totale				G = 5.39
Surcharge d'exploitation (habitation)				Q = 1.5 (habitation).
Surcharge d'exploitation (commerce)				Q = 5 (commerce).

Tableau II. 3. Evaluation des charges sur les planchers étages courants.

II. 3. 3. Les escaliers :**➤ Evaluation des charges Sur la volée:**

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Dalle pleine ($\gamma \cdot e / \cos \alpha$)	0.15/0.84	25	4.46
04	Enduit de plâtre	0.015/0.84	10	0.17

05	Revêtement du sol en carrelage vertical	2	22	0.44
06	Marche ($\gamma \cdot h/2$)	0.17/2	22	1.84
Charge permanente totale				G = 7.75
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

Tableau II.4. Evaluation des charges sur la volée.

➤ **Evaluation des charges sur le palier:**

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement de sol en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	15	25	3.75
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5.15
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

Tableau II.4. Evaluation des charges sur le palier.

II.3 .4. L'acrotère

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Surface (m²)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/ml)</i>
01	Enduit de ciment extérieur	0.014	20	0.28
02	Béton	0.0675	25	1.68
03	Enduit de ciment intérieur	0.014	20	0.28
Charge permanente totale				G = 2.24
Surcharge d'exploitation				Q = 1

Tableau II. 6. Evaluation des charges sur l'acrotère.**II.3.5. Les murs****➤ Evaluation des charges sur les murs extérieurs**

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse (15cm)	15	9	1.35
03.	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse (10cm)	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2.85

Tableau II.7: Evaluation des charges des murs extérieurs.

➤ **Evaluation des charges sur les murs intérieurs**

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit extérieur en ciment	2	10	0.20
04	Brique creuse (10cm)	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 1.3

Tableau II.8: Evaluation des charges des murs intérieur

II.3.6 les voiles

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/M3)	Poids(KN/M2)
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Mur en béton armé	0.2	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale			G=5.6

Tableau II.9: Evaluation des charges du voile

II.4 Pré-dimensionnement des poteaux

- **Stabilité de forme (flambement)**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d) \times (b - d)$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ

λ : L'élançement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

- **Resistance à la compression** $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Art 7.4.1)}$$

❖ **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \min(b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 1/4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right.$$

II.5 la descente de charge

La descente charge est le chemin suivi par les différents actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les supporter ; toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations par la loi de dégression de la charge d'exploitation.

- **La loi de dégression**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges

La loi de dégression ne s'applique pas pour les plancher à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leur valeur réelle (sans coefficients).

- **Enoncé de loi de dégression**

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{13} = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Q_0

Etage 1 : $Q_0 + Q$

Etage 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Etage 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Etage 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$ **(DTR B.C 2.2.6.3)**

Etage 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Etage 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

A partir du 6^{ème} étage on aura toujours: Etage 7 surcharge étage 6 + $0.5 \times Q$

1. poteau au niveau de la cage d'escalier D2

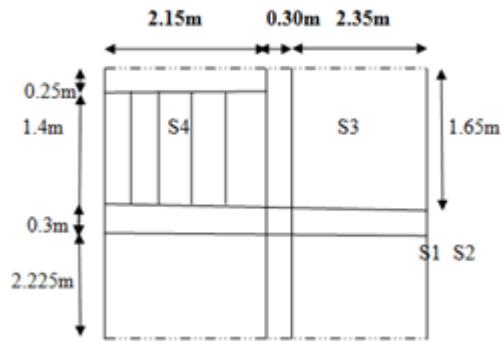


FIG II.10 : surface afférente poteau D2

- Surface afférent pour la charge permanente

Pour le plancher terrasse :

$$S=17.21m_2 \longrightarrow \text{corps creux}$$

Pour les autres planchers :

$$S=13.77m_2 \longrightarrow \text{corps creux}$$

$$S_{\text{Volée}}=2.15*1.4=3.01m^2 \longrightarrow \text{escalier}$$

- ❖ Surface afférent pour la charge d'exploitation

- Plancher terrasse

$$S=19.8m_2$$

- Pour les autres planchers

$$S=16.36m_2 \longrightarrow \text{corps creux}$$

$$S=(2.15/0.3*0.17+2.15*1.4)=4.23m$$

- ❖ Les charge et surcharge:

- Plancher terrasse

$$G=17.21*6.52=112. \quad Q=19.8*1=19.8KN$$

- **Plancher étage courant :**

$$G=13.77*4.39=60.45\text{KN} \quad Q=16.36*1.5=24.54\text{KN}$$

- **Plancher RDC**

$$G=13.77*4.39=60.45\text{KN} \quad Q=16.36*5=81.80\text{KN}$$

- **Escalier**

$$G=3.01*7.54=22.69\text{KN} \quad Q=4.23*2.5=10.57\text{KN}$$

- **Poids propre des poutres**

$$G_{pp}=0.4*0.3*3.825*25=11.47\text{KN} \quad G_{ps}=0.35*0.3*4.5*25=11.81\text{KN}$$

- **Poids propre des murs extérieurs**

$$G=2.15*(3.06-0.35)*2.85=16.60\text{KN}$$

- **Poids propre des murs intérieurs :**

$$G=2.225*(3.06-0.4)*1.3=7.69\text{KN}$$

- **Poids des poteaux**

$$G_p=S*25*h$$

Etage	RDC	Etage 1	Etage2 ,3	Etage 4,5	Etage 6,7	Etage 8,9
Section (cm2)	55*50	55*50	50*45	45*40	40*35	35*30
Gp(KN)	23.37	19.12	17.21	13.77	10.71	7.89

Tableau II.10 : poids des poteaux

$$N_1 : Q_0 = 19.8KN$$

$$N_2 : Q_1 = 19.8 + 35.11 = 54.91KN$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 35.11 = 86.51KN$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 35.11 = 114.59KN$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 35.11 = 139.17KN$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 35.11 = 160.24KN$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 35.11 = 175.21KN$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 35.11 = 177.79KN$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 35.11 = 195.35KN$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 35.11 = 212.90KN$$

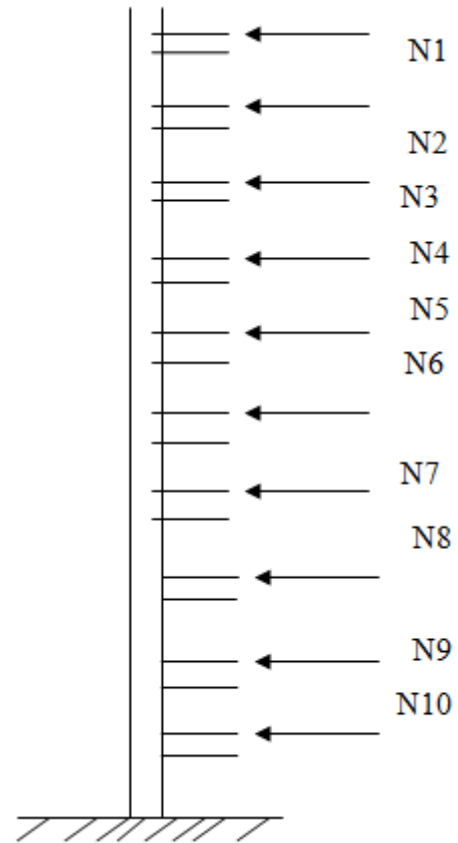


Figure II.11 : Schéma statique de la descente des charges

Les résultants de la descente des charges pour le poteau (D2) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	112.2	
	PP (40×30) cm ² +PS(35×30)	23.22	
	Poteau(35×30)cm ²	7.89	
	Mur extér+Mur inter	24.29	
	total	167.66	19.8
N2	Venant de N1	167.66	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (40×30) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (35×30)cm ²	7.89	
	Mur extér+mur inter	24.29	

	total	306.2	54.91
N3	Venant de N2	306.2	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (40×30) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (40×35)cm ²	10.71	
	Mur Ext+Inter	24.29	
	total	447.56	86.51
N4	Venant de N3	447.56	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (40×30)+ PS (35×30)	23.22	
	Poteau (40×35) cm ²	10.71	
	Mur inte+Mur exter	24.29	
	total	588.92	114.59
N5	Venant de N4	588.92	
	Plancher d'étage (16+5)+escalie	83.14	
	PP (40×30) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (45×40) cm ²	13.77	
	Mur exter+Mur inter	24.29	
	total	733.34	139.17
N6	Venant de N5	733.34	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (40×30) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (45×40)cm ²	13.77	
	Mur exter+Mur inter	24.29	

	Total	877.76	160.24
N7	Venant de N6	877.76	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (40×30) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (50×45) cm ²	17.21	
	Mur exter+Mur inter	24.29	
	Total	1025.62	177.79
N8	Venant de N7	1025.62	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (40×30) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (50×45)cm ²	17.21	
	Mur exter+Mur inter	24.29	
	Total	1173.48	195.35
N9	Venant de N8	1173.48	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (30×40) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (55×50) cm ²	19.12	
	Mur exter+Mur inter	24.29	
	Total	1323.45	212.90
N10	Venant de N9	1323.45	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.14	
	PP (30×40) + PS (35×30)	23.22	
	Poteau (55×50) cm ²	19.12	
	Mur exter+Mur inter	24.29	

	Total	1473.02	230.46
--	-------	---------	--------

Figure II.11 descente charge de poteau D2

Donc :

$$G=1473.02\text{KN}, Q=230.46\text{KN}$$

2/poteau E2:

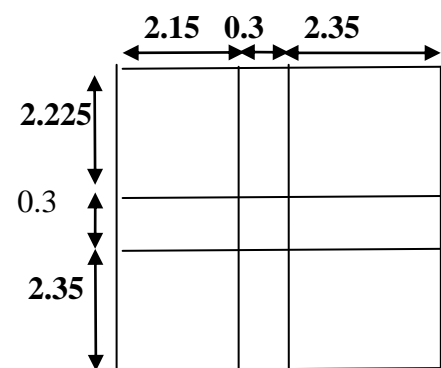
- Les surfaces afférentes pour la charge permanente :

Plancher terrasse :

$$S=19.01\text{m}^2 \longrightarrow \text{corps creux}$$

Les autres plancher

$$S=19.01\text{m}^2 \longrightarrow \text{corps creux}$$



- Les surfaces afférentes pour la charge d'exploitation :

Plancher terrasse :

$$S=21.72\text{KN} \longrightarrow \text{corps creux}$$

Les autres planchers

$$S=21.72\text{KN} \longrightarrow \text{corps creux}$$

- Les charges et surcharges

Plancher terrasse

$$G=19.01*6.52=123.94\text{KN}$$

$$Q=19.01*1=19.01\text{KN}$$

- **Plancher étage courant**

$$G=19.01*4.39=83.45\text{KN}$$

$$Q=19.01*1.5=24.54\text{KN}$$

Fig II.12:surface afférente poteau E2

- **Plancher RDC :**

$$G=19.01*4.39=83.45\text{KN}$$

$$Q=19.01*5=81.80\text{KN}$$

- **Poids propre des poutres :**

$$G_{pp}=0.4*0.3*4.225*25=12.67\text{KN}$$

$$G_{ps}=0.35*0.3*4.5*25=11.81\text{KN}$$

- **Poids propre des murs intérieurs :**

$$G=2.225*(3.06-0.4)*1.3+2.15*(3.06-0.35)*1.3=15.26\text{KN}$$

$$N_1 : Q_0 = 19.01\text{KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 19.01 + 28.52 = 47.52\text{KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 28.51 = 73.179\text{KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 28.51 = 95.98\text{KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 28.51 = 115.94\text{KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 28.51 = 133.05\text{KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 28.51 = 147.30\text{KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 28.51 = 161.56\text{KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 28.51 = 175.81\text{KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 28.51 = 190.07\text{KN}$$

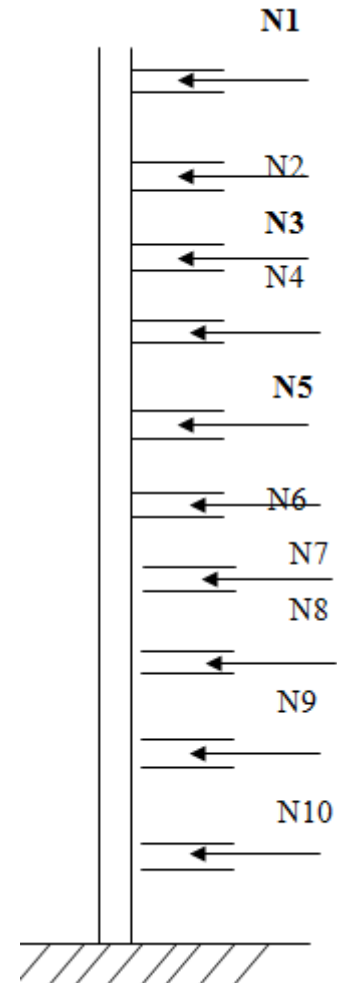


FIGURE II.13 : schéma statique de la descente de charge E2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	123.94	
	PP (40×30) cm ² +PS(35×30)	24.48	
	Poteau(35×30)cm ²	7.89	
	Mur inter	15.26	
	Total	171.57	19.01
N2	Venant de N1	171.57	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (40×30) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (35×30)cm ²	7.89	
	Mur inter	15.26	
	Total	302.65	47.52
N3	Venant de N2	302.65	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (40×30) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (40×35)cm ²	10.71	
	Mur Inter	15.26	
	Total	436.55	73.179
N4	Venant de N3	436.55	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (40×30)+ PS (35×30)	24.48	
	Poteau (40×35) cm ²	10.71	
	Mur inter	15.26	
	Total	570.45	95.98

N5	Venant de N4	570.45	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (40×30) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (45×40) cm ²	13.77	
	Mur inter	15.26	
	Total	707.41	115.94
N6	Venant de N5	707.41	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (40×30) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (45×40)cm ²	13.77	
	Mur inter	15.26	
	Total	844.37	133.05
N7	Venant de N6	844.37	
	Plancher d'étage(16+4)+escalier	83.45	
	PP (40×30) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (50×45) cm ²	17.21	
	Mur inter	15.26	
	Total	984.77	147.30
N8	Venant de N7	984.77	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (40×30) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (50×45)cm ²	17.21	
	Mur inter	15.26	
	Total	1125.17	161.30

N9	Venant de N8	1125.17	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (30×40) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (55×50) cm ²	19.12	
	Mur inter	15.26	
	Total	1267.48	175.81
N10	Venant de N9	1267.48	
	Plancher d'étage(16+5)+escalier	83.45	
	PP (30×40) + PS (35×30)	24.48	
	Poteau (55×50) cm ²	19.12	
	Mur inter	15.26	
	Total	1409.79	190.07

Tableau II.12.descente charge de poteau E2

Donc : $G=1409.79\text{KN}$, $Q=190.07\text{KN}$

Alors le poteau D2 plus sollicité.

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de ultime Nu de 10% tel que :

$$Nu=1.1*(1.35*G+1.5*Q)$$

Donc $Nu=1.1*2334.67=2567.69\text{KN}$

- **vérifications :**

- ❖ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec : $N = 1.35G + 1.5 Q$

$$N = 1.35 \times 1473.02 + 1.5 \times 230.46 = 2334.26 \text{ KN.}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2567.68}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.18 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.55 \times 0.50 = 0.27 \text{ m}^2 \rightarrow c'$ est vérifiée.

poteau	G	Q	Nu majoré	Condition		observation
	KN	KN	KN	B > B calculé		
RDC	1473.02	230.46	2567.68	0.27	0.18	vérifie
1 ^{er} étage	1323.25	212.90	2316.31	0.27	0.16	vérifie
2 ^{eme} étage	1173.48	195.35	2064.94	0.225	0.14	vérifie
3 ^{eme} étage	1025.62	177.79	1816.39	0.225	0.13	Vérifie
4eme étage	877.76	160.24	1567.86	0.18	0.11	Vérifie
5eme étage	733.34	139.17	1318.64	0.18	0.09	vérifie
6eme étage	588.92	114.59	1063.62	0.14	0.07	Vérifie
7eme étage	447.56	86.51	807.36	0.14	0.06	vérifie
8eme étage	306.2	54.91	545.30	0.105	0.04	Vérifie
9eme étage	167.66	19.8	281.64	0.105	0.02	vérifie

Tableau II.13 : Vérification des poteaux à la compression

❖ Critère de la stabilité de forme :

▪ Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 : $A_s = 1\% B_r$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$Nu \text{ majoré} = 1.1 * (1.35 G + 1.5 Q)$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Il faut vérifier que :

$$B_r \geq B_{r\text{-calculée}}$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) * (0.50 - 0.02) = 0.25 \text{ m}^2$$

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3 = 2,1 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{2.1}{0.50} = 14.53 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.53}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$B_{r\text{-calculée}} = \frac{2567.68}{0.820 * \left(\frac{25 * 10^3}{0.9 * 1.5} + \frac{400 * 10^3}{100 * 1.15} \right)} = 0.14 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement. $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

poteau	Section	Nu majoré KN	Condition $B_r > B_{r\text{calculé}}$		observation
			0.25	0.14	
RDC	0.55*50	2567.68	0.25	0.14	vérifie

1 ^{er} étage	0.55*0.50	2316.31	0.36	0.13	vérifie
2 ^{eme} étage	0.50*0.45	2064.94	0.225	0.11	vérifie
3 ^{eme} étage	0.50*45	1816.39	0.225	0.10	Vérifie
4eme étage	0.45*40	1567.86	0.18	0.09	Vérifie
5eme étage	0.45*0.40	1318.64	0.18	0.07	vérifie
6eme étage	0.40*0.35	1063.62	0.14	0.06	Vérifie
7eme étage	0.4*0.35	807.36	0.14	0.04	vérifie
8eme étage	0.35*0.30	545.30	0.105	0.03	Vérifie
9eme étage	0.35*0.30	281.64	0.105	0.01	vérifie

Tableau II.14 : Vérification des poteaux aux flambements

❖ **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa les conditions

suivantes :

$$\begin{cases} \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \min (b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 1/4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases}$$

II.6. Conclusion

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

- Poutres principales : (40×30) cm²
- Poutres secondaires :(35×30) cm²
- Poteaux de RDC et 1^{ere} étage : (55×50) cm²
- Poteaux de 2^{eme}, 3^{eme} étage :(50×45) cm²
- Poteaux de 4^{eme}, 5^{eme} étage :(45×40) cm²
- Poteaux de 6^{eme} et 7^{eme} étage :(40×35) cm²
- Poteaux de 8^{eme} et 9^{eme} étage :(35×30) cm²

III.1 INTRODUCTION

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

III.2. étude de Planchers corps creux

III.2.1:différente type des poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

III.2.2:Méthode 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.

A. Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

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

- **Exposé de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{G + Q} \text{ (coefficient d'importance)}$$

a) Moment sur appuis

- **Appui de rive**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant, nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

- **Appuis intermédiaires**

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

b) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

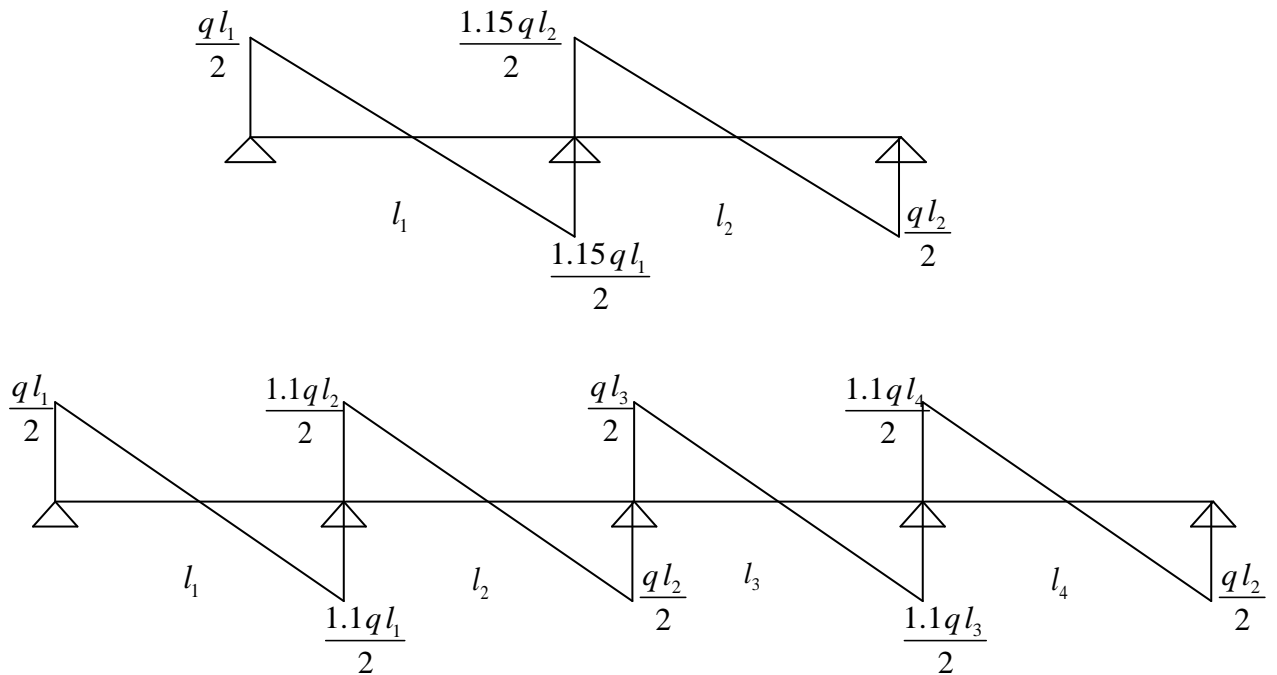


Figure III.1 : Evaluation des efforts tranchants.

B. Méthode de CAQUOT

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Moment sur appuis Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

• **Evaluation des efforts tranchants**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.2.3 : Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.52	1	10.30	6.69	7.52	4.88
Etages courants	5.39	1.5	9.52	6.19	6.89	4.47

Tableau II.2 : charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles

➤ **Poutrelles type 1 du plancher étage courant**

P_u=6.69KN/ml

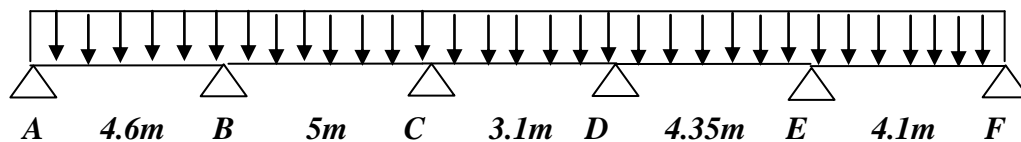


Figure III.2: schéma statique d'une poutrelle

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

➤ **Terrasse inaccessible**

$$G_t = 6.52 \text{ kn/m}^2 \quad Q_t = 1 \text{ kn/m}^2$$

G_t, Q_t : charge permanente et d'exploitation de la terrasse inaccessible

$$Q_t = 1 \text{ kn/m}^2 \leq \min(2G_t, 5 \text{ kn/m}^2) = \min(2 \times 6.52, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Plancher courant**

$$G_t = 5.39 \text{ kn/m}^2 \quad Q_t = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

G_t, Q_t : charge permanente et d'exploitation de la terrasse inaccessible

$$Q_t = 1.5 \text{ kn/m}^2 \leq \min(2G_t, 5 \text{ kn/m}^2) = \min(2 \times 5.39, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ la 1^{ère} condition de la méthode forfaitaire est vérifiée.
- ✓ La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de Caquot minorée.

- $G' = 2/3G = 2/3 \times 5.39 = 3.59 \text{ KN/m}^2$
- $P_u = (1.35 \times 2.92 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.02 \text{ KN/m}^2$
- $P_s = (3.59 + 1.5) \times 0.65 = 3.30 \text{ KN/ml}$

• **Moment en appuis**

✓ *Calcul des longueurs fictives*

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.6 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 3.1 = 2.48 \text{ m}$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m}$$

$$L'_{EF} = L_{EF} \Rightarrow L'_{EF} = 4.1 \text{ m}$$

➤ **A'ELU**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$M_A = M_f = 0.$$

$$M_B = \frac{4.61 \times (4.6^3 + 4^3)}{8.5 \times (4.6 + 4)} \Rightarrow M_B = -10.17 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{4.61 \times (4^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (4 + 2.48)} \Rightarrow M_C = -6.64 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{4.61 \times (2.26^3 + 3.48^3)}{8.5 \times (2.26 + 3.48)} \Rightarrow M_D = -5.23 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{4.61 \times (3.48^3 + 4.1^3)}{8.5 \times (3.48 + 4.1)} \Rightarrow M_E = -7.95 \text{ kn.m}$$

➤ **AL'ELS**

$$M_A = M_f = 0.$$

$$M_B = \frac{3.30 \times (4.6^3 + 4^3)}{8.5 \times (4.6 + 4)} \Rightarrow M_B = -7.30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.30 \times (4^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (4 + 2.48)} \Rightarrow M_C = -4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{3.30 \times (2.26^3 + 3.48^3)}{8.5 \times (2.26 + 3.48)} \Rightarrow M_D = -3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{3.30 \times (3.48^3 + 4.1^3)}{8.5 \times (3.48 + 4.1)} \Rightarrow M_E = -5.68 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux travées :** (reprendre la totalité de G)

➤ **A ELU**

- **Travée AB** $x_0 = 4.6/2 - 10.18 / (6.19 \times 4.6)$, $x_0 = 1.94 \text{ m}$.

$$M_{AB} = \frac{6.19 \times 1.94}{2} (4.6 - 1.94) - \frac{10.18 - 1.94}{4.6}.$$

$$M_{AB} = 11.68 \text{ KN.m.}$$

- **Travée BC** $x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{ql}$.

$$x_0 = 5/2 - (-10.17 + 6.64) / (6.19 \times 5) \quad x_0 = 2.61 \text{ m.}$$

$$M_{BC} = \frac{6.19 \times 2.5}{2} (5 - 2.5) + (-10.17) \left(1 - \frac{2.5}{5}\right) + (-6.64) (2.5/5)$$

$$M_{BC} = 10.97 \text{ KN.m.}$$

- Travée CD , $X_0=1.62\text{m}$, $M_{CD}=1.51\text{KN.m}$
- Travée DE , $X_0=2.07\text{m}$, $M_{DE}=8.08\text{KN.m}$
- Travée EF $X_0=2.36\text{m}$ $M_{EF}=9.33\text{KN.m}$

➤ à ELS

- Travée AB , $x_0 = 1.94 \text{ m}$, $M_{AB} = 8.47 \text{ KNm}$.
- Travée BC , $x_0 = 2.61\text{m}$, $M_{BC} = 7.99 \text{ KNm}$
- Travée CD , $X_0=1.62\text{m}$, $M_{CD}=1.13\text{KN.m}$
- Travée DE , $X_0=2.07\text{m}$, $M_{DE}=5.88\text{KN.m}$
- Travée EF , $X_0=2.36\text{m}$, $M_{EF}=6.77\text{KN.m}$

➤ Effort tranchant:

- Travée AB

$$V_A = Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_A}{L} + \frac{M_B}{L} = 12.02 \text{ KN}.$$

$$V_B = -Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_A}{L} + \frac{M_B}{L} = -16.45 \text{ KN}.$$

- Travée BC

$$V_B = Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_B}{L} + \frac{M_C}{L} = 16.18 \text{ KN}.$$

$$V_C = -Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_B}{L} + \frac{M_C}{L} = -14.77 \text{ KN}.$$

- Travée CD

$$V_C = Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_C}{L} + \frac{M_D}{L} = 10.04 \text{ KN}.$$

$$V_D = -Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_C}{L} + \frac{M_D}{L} = -9.14 \text{ KN}.$$

- Travée DE

$$V_D = Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_D}{L} + \frac{M_E}{L} = 12.83 \text{ KN}.$$

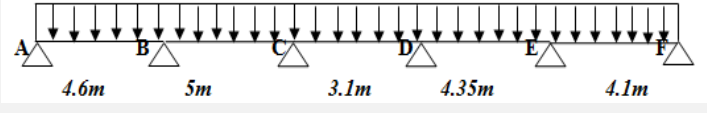
$$V_E = -Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_D}{L} + \frac{M_E}{L} = -14.08 \text{ KN}.$$

- Travée EF

$$V_E = Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_E}{L} + \frac{M_F}{L} = 14.63 \text{ KN}.$$

$$V_F = -Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_E}{L} + \frac{M_F}{L} = -10.75 \text{ KN.}$$

➤ Les sollicitations sur les poutrelles de type1 (plancher terrasse)

Schéma de calcul					
			ELU	ELS	
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A & F)	-3.13	-2.28	
		Intermédiaire	B	-10.57	-7.67
			C	-6.89	-5
			D	-5.42	-3.93
			E	-8.25	-5.99
	Moments en travées	A-B	12.82	9.37	
		B-C	12.23	8.96	
		C-D	1.90	1.41	
		D-E	9.02	6.62	
		E-F	10.24	7.49	
Evaluation des efforts tranchants (méthode RDM)(KN)	Travée A-B	A	13.08		
		B	-17.67		
	Travée B-C	B	17.47		
		C	-16.00		
	Travée C-D	C	10.83		
		D	-9.88		
	Travée D-E	D	13.89		
		E	-15.20		
	Travée E-F	E	15.72		
		F	-11.69		

Tab.III.3 : Les sollicitations des poutrelles type 1 (Plancher terrasse)

Poutrelle type2 plancher étage courant

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations

- **Calcul les Moments isostatique**

- **A ELU**

- Travée AB : $M_0^{AB} = \frac{P_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 16.37 \text{ KN.m}$

- Travée BC : $M_0^{BC} = \frac{P_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 19.34 \text{ KN.m}$

- **A ELS**

- Travée AB : $M_0^{AB} = \frac{P_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 11.82 \text{ KN.m}$

- Travée BC : $M_0^{BC} = \frac{P_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 13.96 \text{ KN.m}$

- ❖ **Moments sur les appuis**

- **Appuis de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

- **Appuis intermédiaires**

- **A ELU**

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -9.82 \text{ KN.m}$$

- **A ELS**

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -8.37 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées**

- **A PELU**

- **Travée AB**

$$\alpha = \frac{1.5}{5.39 + 1.5} = 0.21 \quad ; \quad (1 + 0.3 \alpha) = 1.06 \quad \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.63 \quad ; \quad \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.53$$

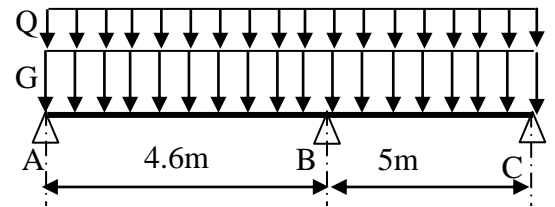


Figure III.3 : schéma statique d'une poutrelle sur trois appuis

C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = 9.82KNm$; $M_A = 0KN.m$; $M_0 = 16.37KN.m$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} = \max(1.063, 1.05)16.37 = 17.40KN.m$$

$$M_t + \frac{9.82}{2} \geq 17.40 \Rightarrow M_t \geq 12.49KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 16.37 \Rightarrow M_t \geq 10.33KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 12.49KN.m$$

• **Travée BC**

C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = -9.82KNm$; $M_C = 0KN.m$; $M_0 = 19.34KN.m$

$$M_t + \frac{9.82}{2} \geq 19.34 \Rightarrow M_t \geq 14.43KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 19.34 \Rightarrow M_t \geq 20.55KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} = \max(1.063, 1.05)19.34 = 20.55KN.m$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 20.55KN.m$$

➤ **APELS**

- **Travée AB** C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

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

Avec : $M_B = -8.37KNm$; $M_A = 0KN.m$; $M_0 = 11.82KN.m$

$$M_t + \frac{8.37}{2} \geq 12.56 \Rightarrow M_t \geq 8.37KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 11.82 \Rightarrow M_t \geq 7.46KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 8.37KN.m$$

- **Travée BC** C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = -8.37KNm$; $M_A = 0KN.m$; $M_0 = 13.96KN.m$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right. = \max(1.063, 1.05)13.96 = 14.83KN.m$$

$$M_t + \frac{8.37}{2} \geq 13.96 \Rightarrow M_t \geq 9.77KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 13.96 \Rightarrow M_t \geq 8.81KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 9.77KN.m$$

❖ **Effort tranchant**

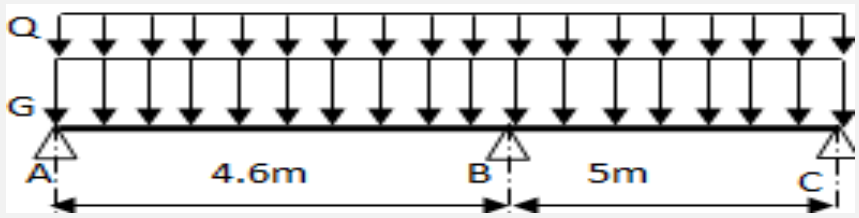
- **Travée AB**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{6.19(4.6)}{2} = 14.23KN \\ V_B = -1.15V_A = -1.15(14.23) = -16.37KN \end{array} \right.$$

▪ Travée BC

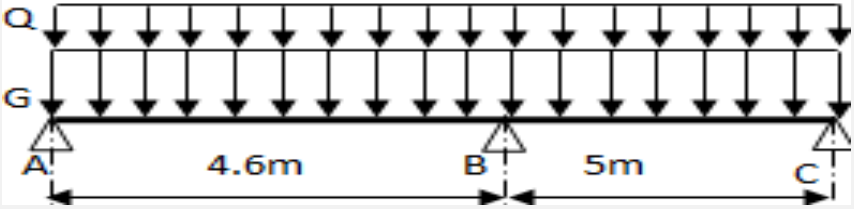
$$\begin{cases} V_C = \frac{-6.19 \cdot 5}{2} = -15.47 \text{ KN} \\ V_B = -1.15V_C = -1.15(-15.47) = 17.79 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Les sollicitations sur les poutrelles de type2 (Plancher terrasse inaccessible)



Travée	L(m)	p_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.6	6.69	18.105	0	-12.83	12.59	15.38	-17.68
B-C	5	6.69	21.39	-12.83	0	16.04	19.23	-16.72

Tableau III. 4. Sollicitations dans le type de poutrelle à l'ELU (plancher terrasse inaccessible)



Travée	L(m)	p_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.6	4.88	13.22	0	-9.37	9.19
B-C	5	4.88	15.62	-9.37	0	11.71

Tableau III. 5. Sollicitations dans le type de poutrelle à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)

❖ Plancher étage courant (Type 3)

• Moment au travée AB

➤ A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 6.19 \times 5 = 30.95 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5R_A - 6.19 \times \frac{5^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 15.47 \text{ KN} \\ R_B = 15.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + P_U \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - P_U \frac{x^2}{2}$$

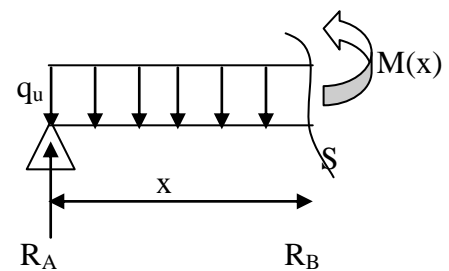
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - P_U x$$

$$V(x=0) = 15.47 \text{ KN}$$

$$V(x=5) = -15.48 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{15.47}{6.19} = 2.49 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=2.49) = 19.33 \text{ KN.m}$$

➤ A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 4.47 \times 5 = 22.35 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5R_A - 4.47 \frac{5^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 11.17 \text{ KN} \\ R_B = 11.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + P_S \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - P_S \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{11.17}{4.47} = 2.50$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=2.50) = 13.95 \text{ KN.m}$$

Plancher terrasse :▪ **Moment au travée AB**➤ **A ELU**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 6.69 \times 5 = 33.45 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5R_A - p_U \times \frac{5^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 16.72 \text{ KN} \\ R_B = 16.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + p_U \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - p_U \frac{x^2}{2}$$

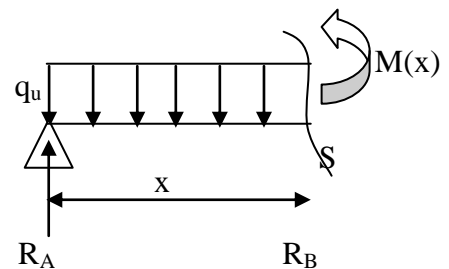
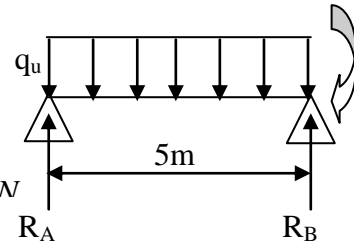
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 6.69x$$

$$V(x=0) = 16.72 \text{ KN}$$

$$V(x=5) = -16.73 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{16.72}{6.69} = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=2.5) = 20.89 \text{ KN.m}$$

➤ **A ELS**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 4.88 \times 5 = 24.4 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5R_A - 4.88 \times \frac{5^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 12.2 \text{ KN} \\ R_B = 12.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + p_S \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - p_S \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{12.2}{4.88} = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=2.5) = 15.25 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etages	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	01	-3.13	-10.57	12.82	17.47	-2.28	-7.67	9.37
	02	-3.13	-12.83	16.04	19.23	-2.28	-9.37	11.71
	03	-3.13	20.89	16.73	-2.25	-2.25	15.25
Etages courants	01	01	-2.9	-10.17	11.68	16.45	-2.05	-7.30
	02	02	-2.9	-9.82	20.55	17.79	-2.05	-8.37
	03	03	-2.9	19.33	15.48	-2.05

Tableau III.6. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

III.2.4. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple la poutrelle type 2 sur trois appuis du plancher terrasse inaccessible qui est sollicitée par :

$$\begin{aligned}
 &M_{Travée}^{Max} = -16.04KN.m & M_{Travée}^{Max} &= 11.71KN.m \\
 \text{A l'ELU : } &M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -3.13KN.m(\text{rive}) \\ -12.83KN.m(\text{int erne}) \end{cases} & \text{A l'ELS : } &M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.28KN.m(\text{rive}) \\ -9.37KN.m(\text{int erne}) \end{cases} \\
 &V^{Max} = 19.23KN
 \end{aligned}$$

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65cm$
- $h_0 = 5cm$
- $h = 16cm$
- $h_t = 21cm$
- $b_0 = 10cm$
- $d = 19cm$

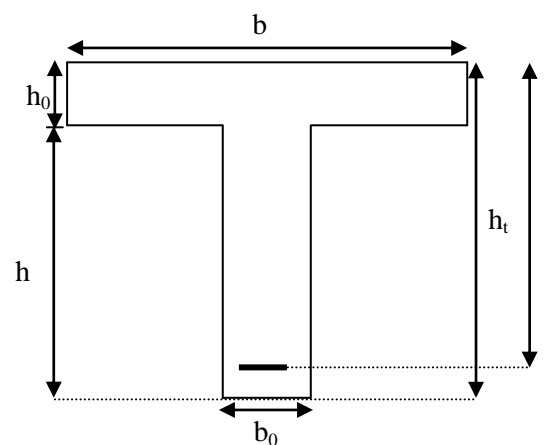


Figure III.4 : schéma de la poutrelle

A. Armatures longitudinales❖ **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.19 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 76.14 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 76.14 \text{ KN.m} > M_u = 16.7 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_i$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{16.04 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.048$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}}{0.8} = 0.061$$

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

$$z = 0.19(1 - 0.4 \times 0.061) = 0.185 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{16.04 \times 10^{-3}}{0.185 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.49 \text{ cm}^2 \geq A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

$$\text{Soit : } A_s = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

❖ En appui de rive

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.1 \times 0.21)m$. $M_{Rive}^a = -3.13KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.05$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$ et les

armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}}{0.8} = 0.064$$

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

$$z = 0.19(1 - 0.4 \times 0.064) = 0.185m$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{rive} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{0.185 \times 348} = 0.48cm^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$A_s = 0.48cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Soit : $A_s = 1HA10 = 0.79cm^2$

❖ En appui intermédiaire

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.1 \times 0.21)m$ $M_{Rive}^a = -12.83KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.248$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A » } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.243}}{0.8} = 0.353$$

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

$$z = 0.19(1 - 0.4 \times 0.353) = 0.163 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{intr}} = \frac{M_a^{\text{intr}}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{\text{intr}} = \frac{12.83 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.42 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

Soit : $A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = -19.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19} = 1.01 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

▪ **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 + 3.05 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 19.23 \times 10^{-3}}{400} = 0.55 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

▪ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [20.33 - \frac{13.26}{0.9 \times 0.22}] \times 10^{-3} = -1.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -1.34 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire}$$

• **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.23 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.19 \times 0.65 \times 0.05} = 0.951 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

B. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{LMin}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 4.57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

▪ **Espacement**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où
$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.951 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 56.82 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

D'où
$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

			Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	M ^{MAX}	μ _{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	Choix de section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	12.82	0.038	0.049	0.186	1.97	2HA10+1HA12=2.7	1.49	0.57	Etrier HA6
	App rive	3.13	0.061	0.079	0.184	0.48	1HA10=0.79	0.22		
	App int	10.57	0.198	0.279	0.168	1.73	1HA10+1HA12=1.92	0.22		
02	Travée	16.04	0.048	0.061	0.185	2.49	2HA10+1HA12=2.7	1.49		
	App rive	3.13	0.048	0.061	0.214	0.48	1HA10=0.79	0.22		
	App int	12.83	0.193	0.271	0.196	2.26	2HA12=2.26	0.22		
03	Travée	20.89	0.049	0.063	0.214	2.96	1HA10+2HA12=3.05	1.49		
	Appui riv	3.13	0.048	0.061	0.214	0.44	1HA10=0.79	0.22		

Tableau III.7: Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.

			Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	M ^{MAX}	μ _{bu}	A	Z(m)	A (cm ²)	Choix de section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	11.68	0.035	0.044	0.186	1.79	3HA10=2.36	1.49	0.57	Etrier HA6
	App rive	2.9	0.008	0.011	0.189	0.44	1HA10=0.79	0.22		
	App int	10.17	0.0306	0.038	0.187	1.56	2HA10=1.57	0.22		
02	Travée	20.55	0.061	0.079	0.183	3.05	2HA12+1HA10=3.05	1.49		
	App rive	2.9	0.008	0.11	0.189	0.44	1HA10=0.79	0.22		
	App int	9.82	0.029	0.037	0.187	1.50	1HA10+1HA12=1.92	0.22		
03	Travée	19.33	0.058	0.074	0.184	3.01	2HA12+1HA10=3.05	1.49		
	Appui riv	2.9	0.008	0.011	0.189	0.44	1HA10=0.79	0.22		

Tableau III.8 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.

2) Vérification à l'ELS

- État limite de compression du béton

$$M_{Travée}^{Max} = 20.89KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \{- 3.13KN.m(Rive)$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **En travée**

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.26 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.05)$$

$$\Rightarrow H = 1.27 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire}$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + (15 \times A) y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + (15 \times 3.26) y - 15 \times 3.26 \times 19 = 0 \Rightarrow y = 4.64 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4.64^3}{3} + 15 \times 3.26 \times (19 - 4.64)^2 \Rightarrow I = 13330.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{15.25 \times 4.64 \times 10^3}{13330.31} = 5.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **En appuis**

Position de l'axe neutre :

$\mu < 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times y - 15 \times 0.79 \times 19 = 0 \Rightarrow y = 5.62 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 6.31^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (19 - 5.62)^2 \Rightarrow I = 3008.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2.25 \times 5.62 \times 10^3}{3008.96} = 4.20 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant

Étage	type	position	$M_{service}$ Kn.m	A_s cm ²	y C m	I cm ⁴	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	Observation
étage terrasse	01	travée	9.37	2.7	4.28	10474.20	3.82	15	vérifiée
		App inter	-7.67	1.92	7.97	5191.37	11.77	15	vérifiée
		App rive	-2.28	0.79	3.93	2893.52	3.09	15	vérifiée
	02	travée	11.71	2.7	4.28	10474.20	4.78	15	vérifiée
		App intr	-9.37	2.33	8.54	5900.05	13.56	15	vérifiée
		App riv	-2.28	0.79	3.93	2893.52	3.09	15	vérifiée
	03	travée	15.25	3.39	2.04	15285.98	2.035	15	vérifiée
		App rive	-2.28	0.79	3.93	2893.52	3.09	15	vérifiée
	étage couraut	01	travée	8.47	2.70	4.28	10474.20	3.46	15
App inter			-7.30	1.57	7.39	4519.63	11.93	15	Vérifiée
App rive			-2.05	0.79	3.93	2893.52	2.78	15	Vérifiée
02		travée	9.77	3.05	4.28	10474.2	3.99	15	Vérifiée
		App inter	-8.37	1.92	7.97	5191.37	12.84	15	Vérifiée
		App rive	-2.05	0.79	3.93	2893.52	2.78	15	Vérifiée
03		travée	13.95	3.05	4.28	10474.20	5.70	15	Vérifiée
		App rive	-2.05	0.79	3.93	2893.52	2.78	15	Vérifiée

Tableau III.9 : vérification des contraintes dans le béton

État limite de déformation

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{500} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500}$,

ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 1\text{cm}$

❖ **II.2 Exemple de calcul**

On prendra la poutrelle type (3) de la terrasse inaccessible :

- y = 2.04 cm
- I = 15285.98cm²
- E_i = 32164.2 MPa
- E_v = 10818.86MPa
- A_s = 3.39cm²

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 21 + 15 \times 3.39 = 1415.85\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1415.85} \times \left(\frac{65 \times 21^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 19 \right) = 10.80\text{ cm}$$

$$V_2 = 21 - 10.80 \Rightarrow V_2 = 10.19\text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.80^2 + 10.19^2) + 15 \times 3.39 \times (10.19 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 12333.09 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{10 \times 21} = 0.016$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.016 \times (2 + 2.46)} = 1.47$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.58$$

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.99 = 1.94 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.52 = 4.23 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.52 + 1) = 4.89 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.23 \times 5^2}{8} = 9.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.94 \times 5^2}{8} = 4.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.89 \times 5^2}{8} = 11.46 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{4.54 \times (0.19 - 0.0204) \times 10^5}{15285.98} \Rightarrow \sigma_{js} = 75.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{9.91 \times (0.19 - 0.0204) \times 10^5}{15285.98} \Rightarrow \sigma_{gs} = 164.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{11.46 \times (0.19 - 0.0204) \times 10^5}{15285.98} \Rightarrow \sigma_{ps} = 190.72 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 164.92 + 2.1} = 0.71$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 75.55 + 2.1} = 0.48$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 190.72 + 2.1} = 0.74$$

▪ **Calcul des inerties fictives (I_f)**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 12333.09}{1 + 1.47 \times 0.48} = 7954.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 12333.09}{1 + 1.47 \times 0.71} = 6638.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 12333.09}{1 + 1.47 \times 0.74} = 6497.93 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 12333.09}{1 + 0.58 \times 0.71} = 9609.29 \text{ cm}^4$$

▪ **Evaluation des flèches**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{4.54 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 7954.03} \times 10^7 = 0.44 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{9.91 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 6638.15} \times 10^7 = 1.16 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{9.91 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 9609.29} \times 10^7 = 0.80 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{11.46 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 6497.93} \times 10^7 = 1.37 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale Δf**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.80 + 1.37 - 1.16 - 0.44 = 0.57 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Pour plancher étage courant

On prendre la poutrelle type (3)

$$y = 4.28 \text{ cm}$$

$$I = 10474.20 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

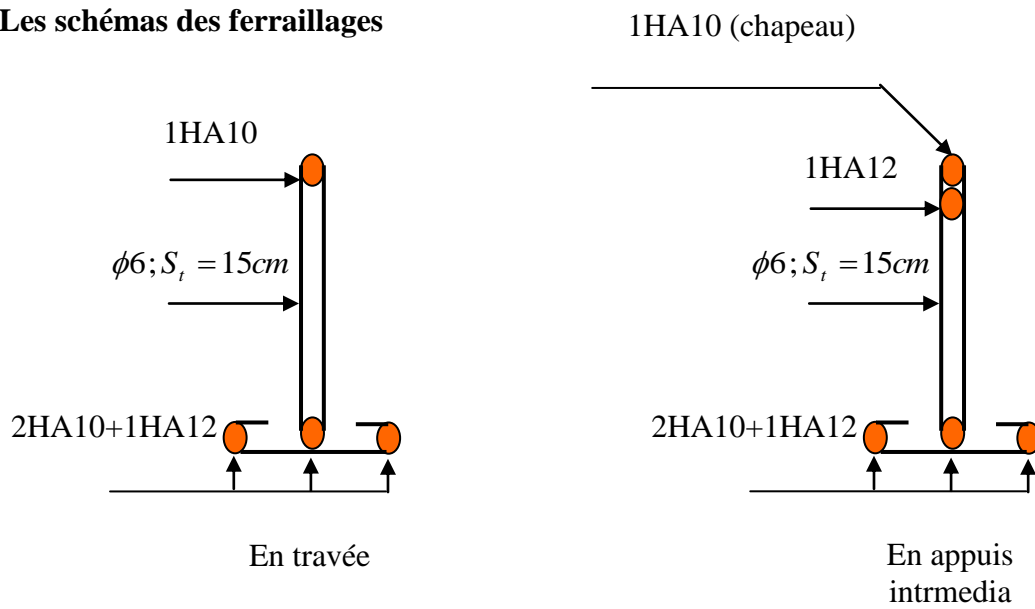
$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

Etage		Plancher Terrasse	étage courant
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	1.94	1.94
	q_{gser} (KN/m)	3.50	2.85
	q_{pser} (KN/m)	4.47	3.82
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	4.54	4.54
	M_{gser} (KN.m)	8.20	6.67
	M_{pser} (KN.m)	10.47	8.95
I_0 (Cm ⁴)		12333.09	52921.329
ρ		0,016	0,014
λ_i		1.47	1.68
λ_v		0.58	0.67
σ_{sj} (MPa)		75.55	105.32
σ_{sg} (MPa)		164.92	172.85
σ_{sp} (MPa)		190.72	220.71
μ_j		0.71	0.55
μ_g		0.48	0.69
μ_p		0.74	0.75

$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	7954.03	30256.47
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	6638.15	26960.66
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	6497.93	25758.16
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	9609.29	39809.52
f_{ji} (m)	0.44	0.11
f_{gi} (m)	1.16	0.23
f_{pi} (m)	1.37	0.31
f_{gv} (m)	0.80	0.16
Δf (cm)	0.57	0
f_{adm} (cm)	1	1
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Tableau III.10: Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation

3) Les schémas des ferrailrages



Plancher terrasse inaccessible pour type 1.



Figure III.5 : Schémas des ferrailages des poutrelles des différents étages.

C. Ferrailage de la dalle de compression

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

- 4 HA 6/ml = 1.13 cm² ⊥ aux poutrelles ⇒ S_t = 25 cm < 33 cm vérifiée
- 4 HA 6/ml = 1.13 cm² // aux poutrelles ⇒ S_t = 25 cm < 44 cm vérifiée

- Schéma de ferrailage

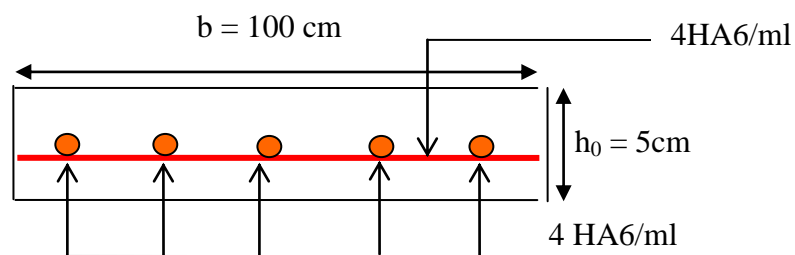


Figure III.6 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.3 Etude de l'acrotère

III.3.1. Hypothèse de calcul

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

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges

Horizontales : (dues au séisme).

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1 du RPA99).

G_T : poids de l'élément considéré

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

- Zone II_a (Ain temechant).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_T = 2,24KN / ml. \end{cases}$$

Donc :

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,24 \Rightarrow F_p = 1,075KN$$

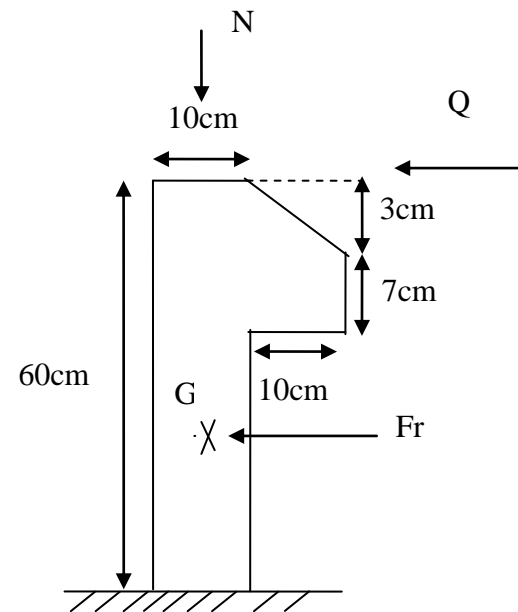


Fig III.7 : Dimension de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2.24	3.024	2.24
M (KN)	0.6	0,9	0,6

Tableau III.11: Différentes combinaisons à utiliser

III. 3. 3 Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$\sum A_i = S \quad x_C = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

$$x_C = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,02 * (0,1 + 0,1/3)}{0,0675}$$

$$x_C = 0,062m, y_C = 0,33m$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0,297 + 0,02 = 0,317m$$

a) Moment engendré par les efforts normaux :

III-3-4 Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,024} = 0,297m \\ \frac{H}{6} &= 0,1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$ e_a : Excentricité additionnelle.
 e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.00864 \text{ cm.}$$

$$d' \text{ où : } e_t = e_2 + e_3 = 0.317 + 0.00864 = 0.325 \text{ m.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.025 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 3.024 * 0.325 = 0.982 \text{ KN.}$$

III.3.5 Ferrailage

➤ à l'ELU

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa;}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0.982 + 3.024 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.133 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * \overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1.133 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

d' où : $A' s = 0.$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.017$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.079$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{z * \overline{\sigma}_s} = \frac{1.133 * 10^{-3}}{0.079 * 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \varnothing 6 \text{ (1,13 cm}^2/\text{ml).}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = f_p + Q = 1,075 + 1 = 2,075 \text{ KN.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \varphi = 4 * \pi * 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4,3}{0,9 * 0,08 * 7,54 * 10^{-2}} = 0,792 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

➤ **à l'ELS :** (vérification des contraintes).

$$d = 0,08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

$$M_{ser} = M_s + V_s (d-h) = 0.6 + 2.075(0.08-0.1) = 0.558 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = b \cdot A_s / b \cdot d = 100 \cdot 2.01 / 100 \cdot 8 = 0.25$$

$$K = 0.029, \beta = 0.920 \quad (\text{Voire Annexe 2})$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 1.093 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{558}{0.920 \cdot 8 \cdot 2.01} = 37.72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

III.3. 6. schéma de ferrailage

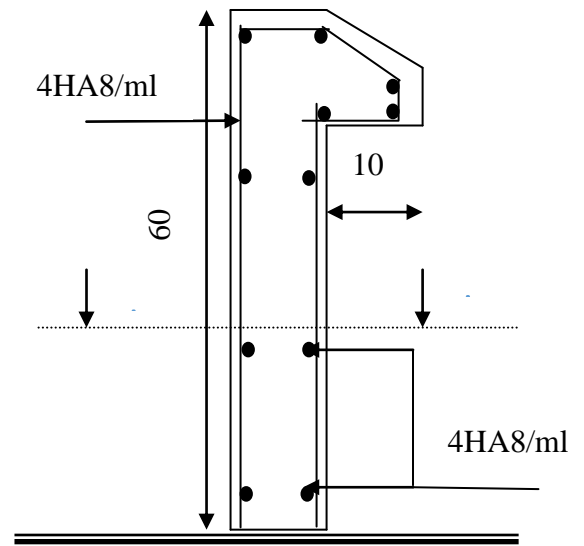
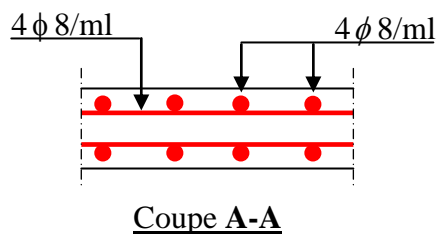


Figure III.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4. Étude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (voir Annexe 03)

La course maximale = 32 m

DM : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

A) Étude de la dalle pleine du locale des machines

A.1) Cas de charges uniformément réparties

A.1.2) Évaluation des charges et surcharge

- La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20$ cm
- Poids propre de la dalle et des revêtements :

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5$ cm)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{2.10} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$G_1 = F_C / S = 145 / 3.75 = 38.35 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 25 \times 0.2 + 25 \times 0.05 + 38.35 = 44.6 \text{ KN} ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 44.6 + 1.5 \times 1 = 61.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 44.6 + 1 = 44.6 \text{ KN/m}^2$$

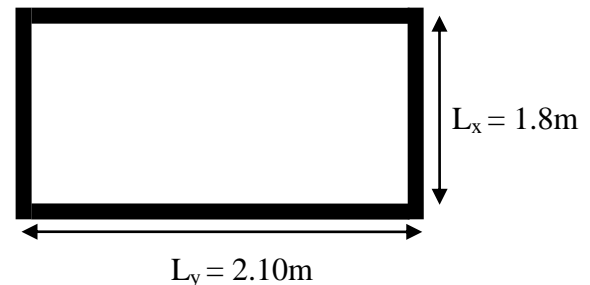


Figure III.9: Dalle sur quatre appuis

b) Calcul des sollicitations :

➤ **à l'ELU** : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.06864 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0506 \times 61.71 \times 1.8^2 = 10.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.06864 \times 10.08 = 6.92 \text{ KN.m}$$

• Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.08 = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.92 = 5.88 \text{ KN.m}$$

• Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 10.08 = 3.02 \text{ KN.m}$$

➤ **à l'ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.05765 \times 61.71 \times 1.8^2 = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7794 \times 8.48 = 6.61 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.48 = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.61 = 5.61 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.48 = 2.54 \text{ KN.m}$$

c) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	8.57	0.0186	0.018	0.168	1.38	1.72
	y-y	5.88	0.0143	0.018	0.168	1	1.6
appui	y-y	3.02	0.00656	0.00823	0.179	0.48	1.72
	x-x						

Tableau III.12.: Résultats de ferrailage de la dalle du locale machines

➤ **Vérification à l'E.L.U**

❖ **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.85$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 1.72\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

• **Armatures // L_x :** $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3 \text{ h} , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérfiée}$

• **Armatures // L_y :** $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4 \text{ h} , 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérfiée}$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.57	3.02	1.53	1.72	0.53	1.72	4T10=3.14	4T8=2.01
Sens y-y'	5.88	3.02	0.67	1.6	0.53	1.6	4T10=3.14	4T8=2.01

Tab.III.14 : ferrailage de la dalle d'ascenseur

a) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens.}$$

$$\text{Sens x-x'} : V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 27.87KN$$

$$\text{Sens y-y'} : V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 29.33KN \Rightarrow \tau_u = \frac{37.252 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$$

$$\tau_u = 0.172MPa < 1.25MPa \quad \text{Vérifié}$$

1. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 44.45 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 45.45KN / m^2$$

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0755 \\ \mu_y = 0.5704 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.48KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.61KNm \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.21KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 5.61KNm$$

2. Vérification des contraintes

- Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x' : $A_x = 3.14cm^2$, $b = 100\text{ cm}$, $d = 18\text{ cm}$; $y = 3.673cm$; $I = 11319.623cm^4$

$$\sigma_{bc} = 2.339MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifier.$$

Sens y-y' : $A_y = 3.14cm^4$; $b = 100cm$; $d = 17cm$; $y = 3.558cm$; $I = 10011.775cm^4$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \leq 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifier.$$

A.2) Cas d'une charge concentrée

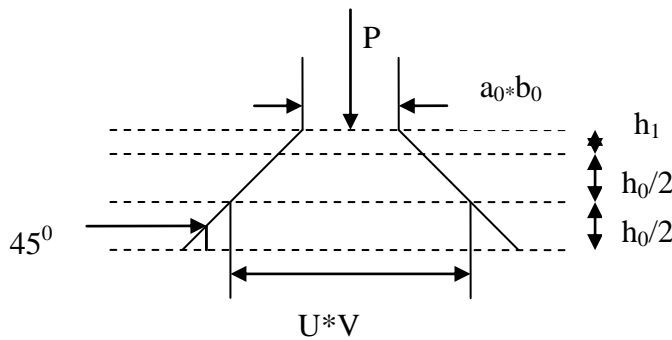


Figure III.10: Schéma du la dalle d'ascenseur

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow a_0 = 152cm ; b_0 = 152cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 152 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 180cm. \\ v = 152 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 190cm. \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases} \text{ On a :}$$

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0,89$ **Annexe 3**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,67 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,67 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 5,1 \times 10^{-2}; \left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,6 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,67 \end{array} \right. \Rightarrow M_2 = 5,4 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 97,605 \times 0,051 = 4,98 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97,605 \times 0,054 = 5,27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{array} \right. \text{ Annexe I.}$$

$$q_u = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9,438 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,126 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,86 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,106 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,13 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } \left\{ \begin{array}{l} M_t^y = 0,85 \times 6,13 = 5,21 \text{ KNm} \\ M_t^x = 0,85 \times 6,106 = 5,19 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = 0,3 \times 10,274 = 3,082 \text{ KN.m}$$

1. Ferrailage : Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d = 17 \text{ cm}$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	10,05	3,55	1,72	1,69	0,6	1,69	4T10=3,14	4T10=3,14
Sens y-y	7,67	2,77	1,31	1,6	0,47	1,6	4T10=3,14	4T10=3,14

Tableau III.15: ferrailage de la dalle de la salle des machines

2. Vérification à l'E.L.U

• Vérification de la condition de non fragilité :

Pour $h > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$:

• En travée :

$$\text{Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * (3 - 0.85/2) * 100 * 20 = 1.72 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• En appui : $A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * (3 - 0.85/2) * 100 * 20 = 1.72 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u+v) = 7.4 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.073 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la contrainte tangentielle

$$\text{il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max aux voisinage de la charge est :

$$v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 17.12 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.177 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 17.42 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.1 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Diamètre maximum des barres**

il faut vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

• **Espacement des armatures**

• **Sens xx :** $S_t \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t=20\text{cm}$.

• **Sens yy :** $S_t \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t=25\text{cm}$.

3. Vérification à l'ELS

• **Vérification des contraintes**

• Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A'=0$.

• Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	Xx	5.93	2.01	3.00	7683.75	2.31
	Yy	4.57	2.01	2.91	6807.01	1.95
Appui	/	2.09	2.01	3.12	7688.02	0.84

Tableau III.16: vérification des contraintes dans le béton

4. Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h / l = 0.11 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h / l = 0.11 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

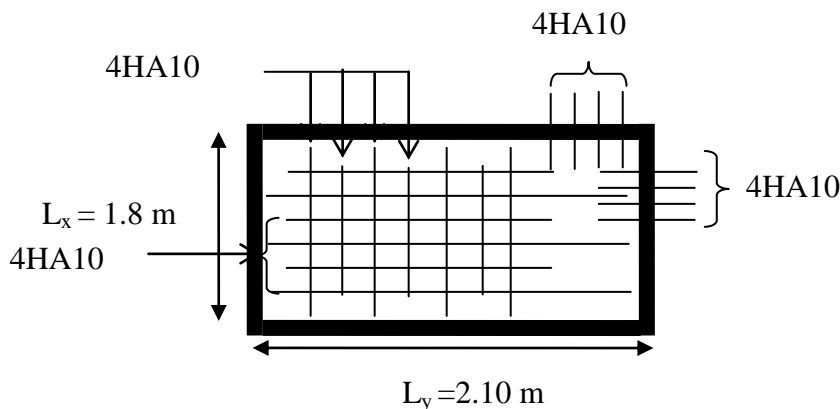


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

La volée1 : $\begin{cases} G_{V1} = 7.75 KN / m^2 \\ Q_{V1} = 2.5 KN / m^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 5.15 KN / m^2 \\ Q_p = 2.50 KN / m^2 \end{cases}$

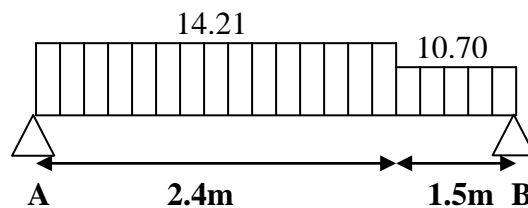
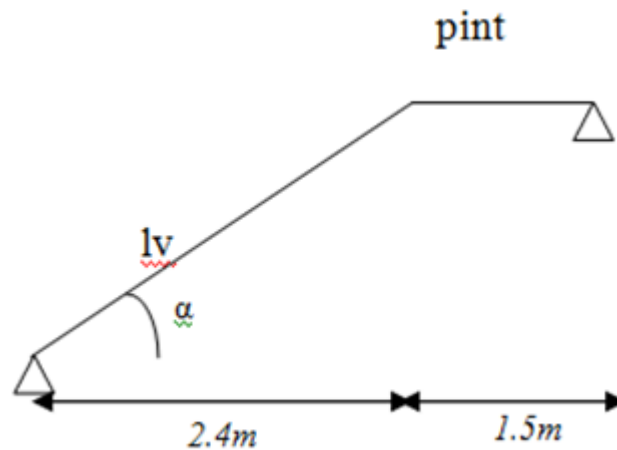


Figure III.12 : schéma statique des escaliers

III.5.1. Calcul du chargement

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.



➤ **A'PELU**

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_{uV} = (1.35 \times 7.75 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.21 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uV} = 14.21 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uP} = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5) \times 1$$

$$q_{uP} = 10.70 \text{ KN / ml}$$

➤ **A'PELS**

$$q_{sV} = G_v + Q_v$$

$$q_{sV} = (7.75 + 2.5) \times 1 = 10.25 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sV} = 10.25 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sP} = G_p + Q_p = (5.15 + 2.5) \times 1 = 7.65 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sP} = 7.65 \text{ KN / ml}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15.40 \times 1.74 + 9.96 \times (0.74 + 0.15)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 35.66 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (14.21 \times \frac{2.4^2}{2}) + (10.7 \times 1.5 \times 3.15) - (R_B \times 3.9) = 0$$

$$\begin{cases} R_B = 23.46 \text{ KN} \\ R_A = 26.70 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5.2. Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) + \frac{14.21}{2}x^2 - 26.69x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.105x^2 + 26.69x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 23.16KN.m \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -14.21x + 26.69 = 0$$

$$x = 1.87m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.87) = 25.08KN.m$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -14.21x + 26.69$$

$$\begin{cases} T(0) = 26.69KN \\ T(2.4) = -7.41KN \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.5m$

$$M(x) + \frac{10.7}{2}x^2 - 23.46x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.35x^2 + 23.46x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 23.15KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.7x + 23.46$$

$$\begin{cases} T(0) = 23.46KN \\ T(1.5) = -7.41KN \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_B = 23.46KN \\ R_A = 26.70KN \end{cases}$$

$$M^{\max}(x = 1.87) = 25.08KN.m$$

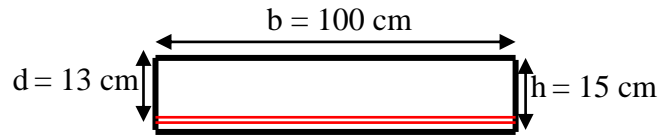
$$V^{\max} = 26.69KN$$

III.5.3. Le Ferrailage

$$M_0 = M^{\max} = 25.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 25.08 = 19.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 25.08 = -12.85 \text{ KN.m}$$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	19.28	0.08	0.104	0.124	4.46	4HA12 = 4.52
En appui	-12.85	0.052	0.067	0.126	2.85	4HA10 = 3.14

Tableau III.17 : Résultat de ferrailage de l'escalier.

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérfications à l'ELU**

- **Vérfication de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Vérfication de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.205 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 26.69 \times 10^{-3}}{400} = 0.76 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

▪ **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

• **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

▪ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 19.23 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.83 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x = 1.87 \text{ m}) = 18.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 18.03 = 15.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 18.03 = -9.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	15.34	8174.8	3.7	4.01	15
Appuis	9.25	4000	3.00	6.93	15

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

- **Vérification de l'état limite de déformation**
 - **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui

donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.78\text{cm}$

Données de calcul

$$y = 3.7 \text{ cm}$$

$$I = 8174.8\text{cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.52\text{cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1567.8} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 \right) = 7.73 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.73 \Rightarrow V_2 = 7.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.73^3 + 7.26^3) + 15 \times 4.52 \times (7.26 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 33965.25 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0034 \times (2 + 3)} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.47$$

$$q_v = 7.75 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.15 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 14.73 = 11.05 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 4.46 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 8.47 = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G + Q = 7.75 + 2.5 = 10.25 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 19.48 = 14.61 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{11.05 \times (0.13 - 0.037)}{8174.8} \times 10^5 = 256.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.35 \times (0.13 - 0.037)}{8174.8} \times 10^5 = 108.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{14.61 \times (0.13 - 0.037)}{8174.8} \times 10^5 = 249.31 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 256.08 + 2.1} = 0.34$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 108.36 + 2.1} = -0.028$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 249.31 + 2.1} = 0.33$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 37361.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 12060.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 12305.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvj} = 20307.71 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{6.35 \times 3.90^2}{10 \times 32164.2 \times 37361.77} \times 10^7 = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{11.05 \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 12060.74} \times 10^7 = 0.43 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{11.05 \times 3.9^2}{10 \times 10818.86 \times 20307.71} \times 10^7 = 0.73 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{14.61 \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 12305.84} \times 10^7 = 0.56 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.73 + 0.56 - 0.43 - 0.11 = 0.75 \text{ cm} \quad f_{adm} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.75 \text{ cm} < f_{adm} = 0.78 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III. 5.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier

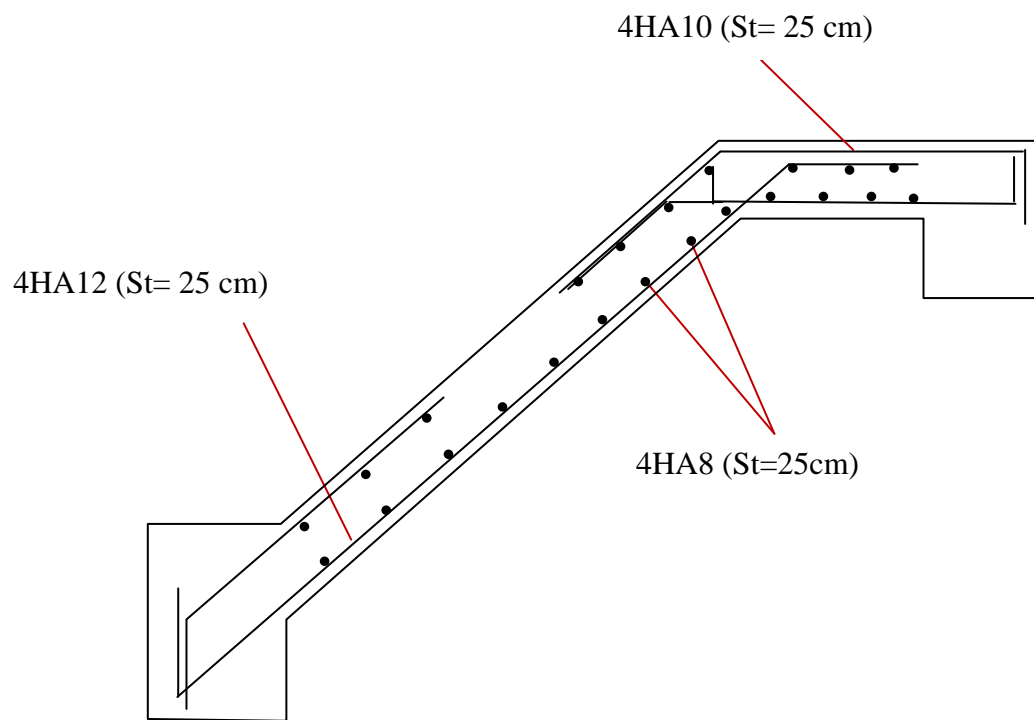


Figure III.13.Schéma de ferrailage de l'escalier

III.6 Etude de la poutre palière

1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} < h < 33 \text{ cm}$$

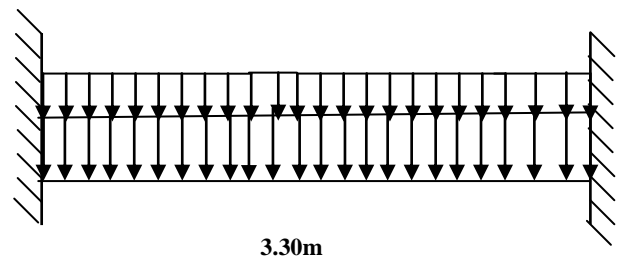


Figure III.14 : Schéma statique poutre palière

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

2. Les charges sur la poutre : g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN / m$$

Poids propre du mur : $g_m = 2.85 \times \left(\frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.933KN / ml$

3. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_A = 26.7KN$	$R_A = 19.23KN$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_A$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_A$
$P_u = 35.04KN/m$	$P_s = 25.41KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 15.89KN.m$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 11.52KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -31.79KN.m$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -23.05KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 57.81KN$	

Tableau III.19 : Les sollicitations de la poutre palière

4. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	15.89	0.0475	0.060	0.273	1.64	1.01
En appuis	31.79	0.0285	0.036	0.275	3.32	1.01

Tab.III.20: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 1.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_a = 3.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Vérification à l'ELU**

- l'effort tranchant

$$V_u = 57.81 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.583 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u = 0.583 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$Vérifier.

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = 6.78 \text{ cm}^2 > \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \Rightarrow A = \left(57.81 \times 10^{-3} - \frac{31.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \times \frac{1.15}{400} \right) \Rightarrow A = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

- **Calcul de l'espacement St**

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2$. On opte : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui

- **Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{torsion} = M_b^a = 21.20 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire

dans le contour de la section.

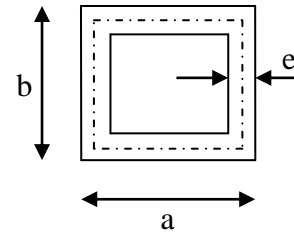


Fig.III.15.Section d'armature

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_t : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.87 \text{ cm}^2$$

- Section d'armatures finale

✓ **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.64 + \frac{4.87}{2} \Rightarrow A^t = 4.075 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.32 + \frac{4.87}{2} \Rightarrow A^a = 5.75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A^a = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL (ChapI.III)

On a $V_{max} = 57.81\text{KN}$; $\tau_{flexion} = 0.583\text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21.2 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.392\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 3.392\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3f_{c28}; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa}$ Condition vérifiée

Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit $S_t = 15\text{cm}$ en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21.2 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.84\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.84 = 1.86\text{cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 5\text{HA}8 = 2.51\text{cm}^2$

➤ **Vérification à ELS**

a-Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

✓ **en appuis** ($M_a = 23.05\text{KN.m}$) ; $y = 10.32\text{cm}$; $I = 39277.06\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.05 \times 10^{-3}}{32303.03 \times 10^{-8}} \times 9.29 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.62\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée :

✓ $\sigma_{bc} = 3.02\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ $M_t = 11.52\text{KN.m}$; $y = 10.32\text{cm}$; $I = 39277.06\text{cm}^4$ Condition vérifié

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.024 \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0037 < 0.01 \text{ la vérification de la flèche n'est pas}$$

nécessaire.

5. schéma de ferrailage

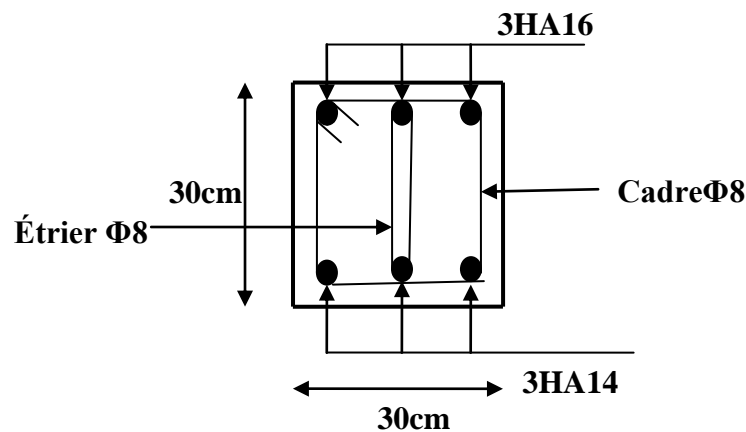


Figure III.16 : Ferrailage de la Poutre palière (travée et appui)

III .7. Etude des poutres de chaînages

1. Définition

- **Le chaînage horizontal :** Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte a fau

2. Dimensionnement :

Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h = 20cm ;$$

$$b = 30cm.$$

3. Calcul des sollicitations

$$P_p = 25 \times 0.20 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$P_{mur} = 2.85 \times 2.76 \times 0.5 \Rightarrow P_d = 3.93 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (1.5 + 3.93) \Rightarrow P_u = 7.33 \text{ KN/ml}; P_s = 1.5 + 3.93 = 5.43 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 24.46 \text{ KN m}$$

Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.20 \Rightarrow d = 0.18 \text{ m}$

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_s calculé (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_s adopté (cm^2)
20.23	0.146	0.198	0.165	3.50	0.65	3HA12=3.39
12.22	0.088	0.115	0.171	2.053	0.65	3HA12=3.39

Tableau III.20: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art B. 7. 4 CBA page 143})$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.3 * 0.18 \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 < A = 3.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A. 5. 1. 1 CBA page 37)

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{7.33 * 4.7}{2} = 17.22 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{17.22 * 10^{-3}}{0.3 * 0.18} = 0.318 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.318 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les armatures transversales

$$\varphi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t \right) \dots (\text{Art (III) BAEL91, page 37})$$

$$\varphi_t \leq (12.8; 30; 10) \text{ soit } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

$$A_t = 3\varphi 8 = 1.51 \text{ cm.}$$

- l'espace

$$> S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow \delta_t < 0 \quad (\text{Car : } \tau_U = 0.318 \text{ MPa})$$

$$> S_t \leq \min(0.9 * d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$> S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0.4} \rightarrow S_t \leq 50.33 \text{ cm.}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ Calcul à l'ELS

- ✓ Vérification de la contrainte dans le béton : (art A. 4. 5. 2 CBA page 51)

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{5.43(4.7)^2}{8} = 14.99 \text{ KN.m}$$

- Le moment d'inertie de la section parallèle à l'axe neutre :

$$I = 9461.34 \text{ cm}^4$$

- La position de l'axe neutre de la section du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \Rightarrow y = 6.29 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = \frac{14.99 * 10^{-3} * 6.29 * 10^{-2}}{9461.34 * 10^{-2}} = 9.96 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.96 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Vérification à la flèche :

$$\Delta f = F_{g_v} - F_{j_i} + F_{p_i} + F_{g_i}$$

La flèche admissible est définie pour portée inférieure ou égale à 5 m comme suit :

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

$$> M_{gi} = M_{g0} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.43(4.7)^2}{8} = 14.99 \text{ KN.m}$$

$$> M_{pi} = 14.99 \text{ KN.m}$$

$$> M_{ji} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.5*(4.7)^2}{8} = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{gi} = \frac{M_{gi} * l^2}{10E_i * I_{fi}} = 0.47 \text{ cm} \\ F_{g0} = \frac{M_{gi} * l^2}{10E_0 * I_{f0}} = 0.29 \text{ cm} \\ F_{pi} = \frac{M_{pi} * l^2}{10E_i * I_{fi}} = 0.056 \text{ cm} \\ F_{ji} = \frac{M_{ji} * l^2}{10E_i * I_{fji}} = 0.47 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = 0.23 \text{ cm} < \Delta f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Schéma de ferrailage :

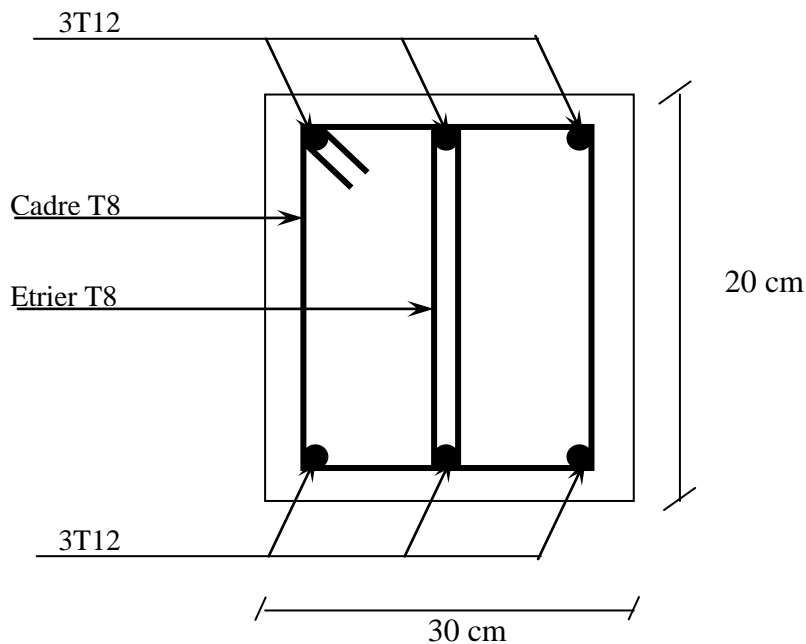


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.14.2.2**

IV.2 Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose deux méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes

IV.2.1 Méthode statique équivalente

- **Principe de la méthode** : les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Condition d'application de la méthode** : D'après le RPA 99 (Art 4.2.3), les conditions d'applications de la méthode statique sont :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

- **Calcul de la force sismique totale** : La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la

formule :
$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad (\text{RPA 2003 art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du Bâtiment.

- Groupe d'usage : groupe 2.
- Zone sismique : zone IIa. $\Rightarrow A = 0.15.$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**
- **Q** : Facteur de qualité. Le valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq :est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	0	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0.00
6- Contrôles d'exécution	0	0

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités **Pq**.

Donc $Q = 1.15$

- **W** : Poids total de la structure.
La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.
Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0,2$ (Habitation)..... **(RPA99/2003).**

Niveau (m)	+30.94	+27.88	+24.82	+21.76	+18.7	+15.64	+12.88	+9.52	+6.46	+3.06
W _i (KN)	30670341	2970.698	2970.202	3140.351	2594.476	2867.914	2774.881	2775.035	2729.926	3331.049

Tableau IV.2 Récapitulation des différents poids d'étages

Le poids totale de la superstructure : $W = 29221.87KN$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

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

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.3 Les valeurs de $\zeta(\%)$

RPA 99 (Tableau 4.2)

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 33.14m$$

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

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (33.14)^{3/4} = 0.69s$$

$$T = 0.69 \times 1.3 = 0.89s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 21.15m, \quad L_y = 22.15m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.64s \\ T_y = 0.63s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.64s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.63s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.81 * (0.5/0.64)^{2/3} = 1.72 \\ D_y = 2.5 * 0.81 * (0.5/0.63)^{2/3} = 1.74 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sy} = 1.3 \times 0.64 = 0.83s \\ T_{Sx} = 1.3 \times 0.63 = 0.82s \end{cases}$$

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

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

$$W = 29221.87KN$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.72 \times 1.15}{5} \times 29221.87 = 1734.025KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.15}{5} \times 29221.87 = 1754.188KN$$

IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003. Formule 4-13})$$

IV.3 justification vis-à-vis de l'application de la méthode Dynamique modale spectrale

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 33.14m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article (3.4.4.a), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article (4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 50% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV. 5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée ci-dessous, Cette disposition nous a permis d'éviter des modes de torsions aux deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

IV.5.1 Disposition des voiles

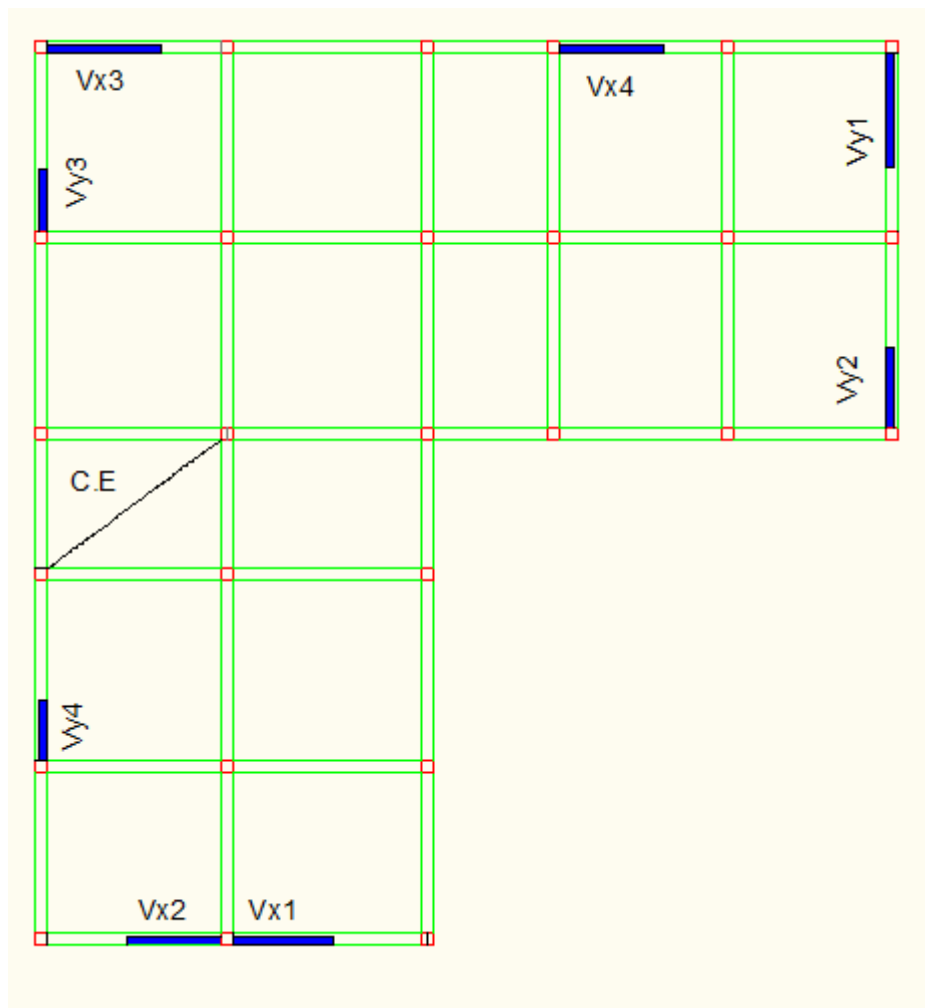


Figure IV.1 : disposition des voiles

a) Période de vibration et taux de participation des masses modales

mode	période	Individuel mode (percent)%			Cumulative sum (percent)%		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.888063	3.1	69.71	0.0000	03.1	69.71	0.0000
2	0.841587	67.86	3.2	0.000	70.97	72.98	0.0001
3	0.613287	0.0000	0.062	0.0000	70.97	73.04	0.0001
4	0.267168	0.0000	13.65	0.0000	70.97	86.66	0.0001
5	0.227332	15.95	0.0000	0.0000	86.93	86.69	0.0002
6	0.161729	0.17	0.074	0.0000	87.11	86.77	0.0002
7	0.130709	0.0000	5.3	0.000	87.11	92.07	2.87
8	0.107259	3.06	0.015	2.8	90.17	92.08	2.05

Tableau IV.4 : Périodes de vibrations et participations des masses.

D'après les résultats portés dans le tableau précédent. On constate que, le taux de participation des masses au 8^{eme} mode dépasse les 90% pour les deux premiers modes

b) Représentation des trois modes de déformations

- **Premier mode de déformation (Translation suivant la direction yy)**

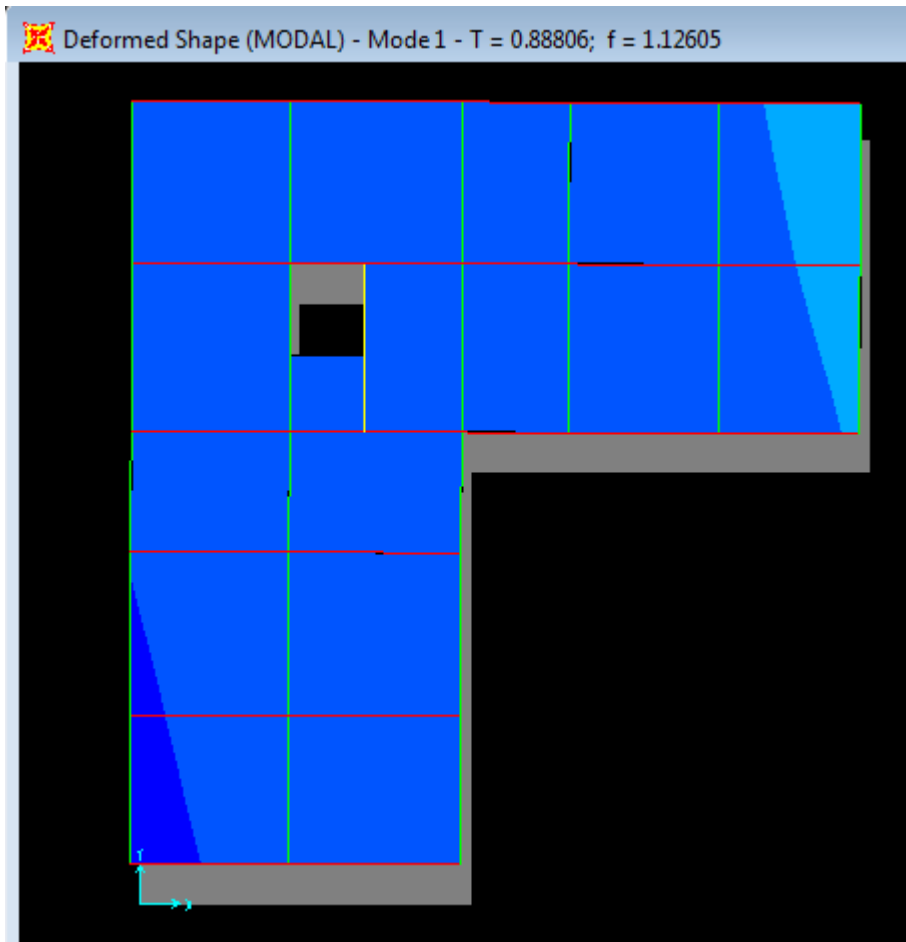


Figure IV.2 : 1^{er} mode de déformation

- Deuxième mode de déformation (Translation suivant la direction xx)

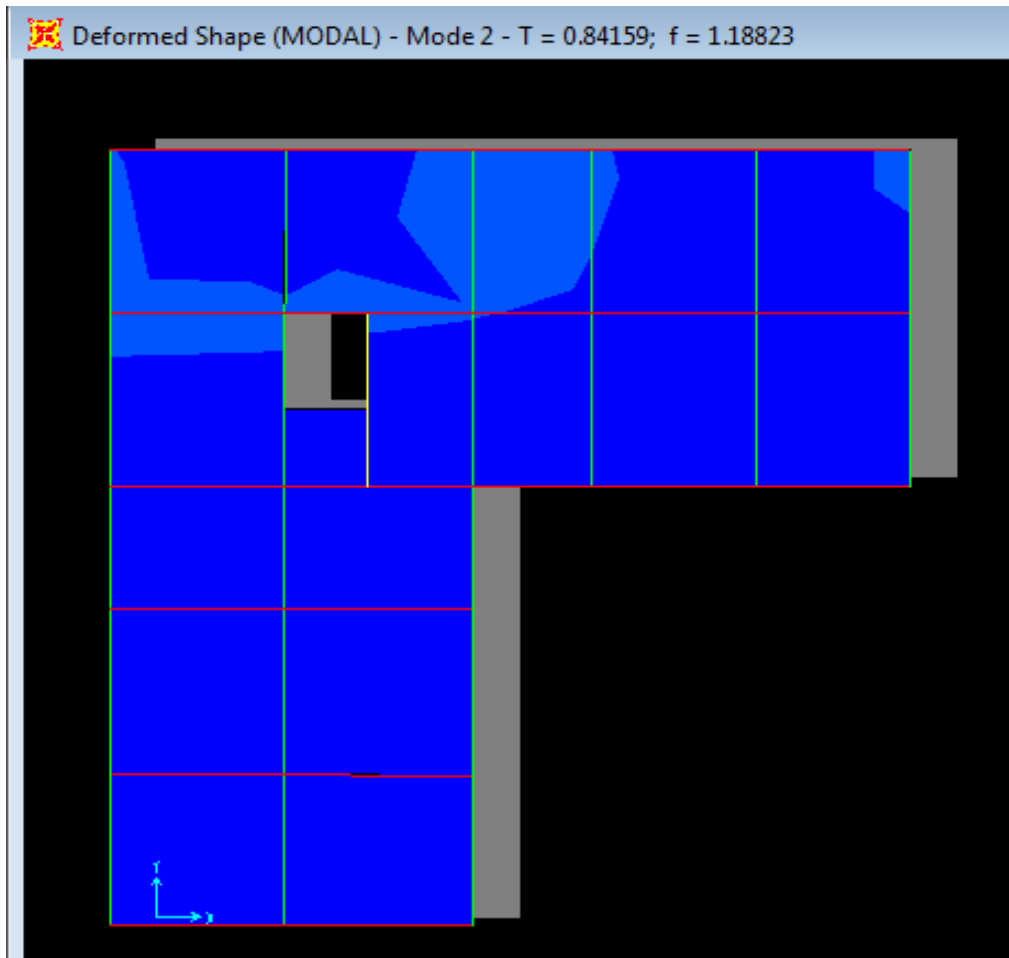


Figure IV.3: 2^{ème} mode de déformation

• Troisième mode de déformation (torsion autour de l'axe zz)

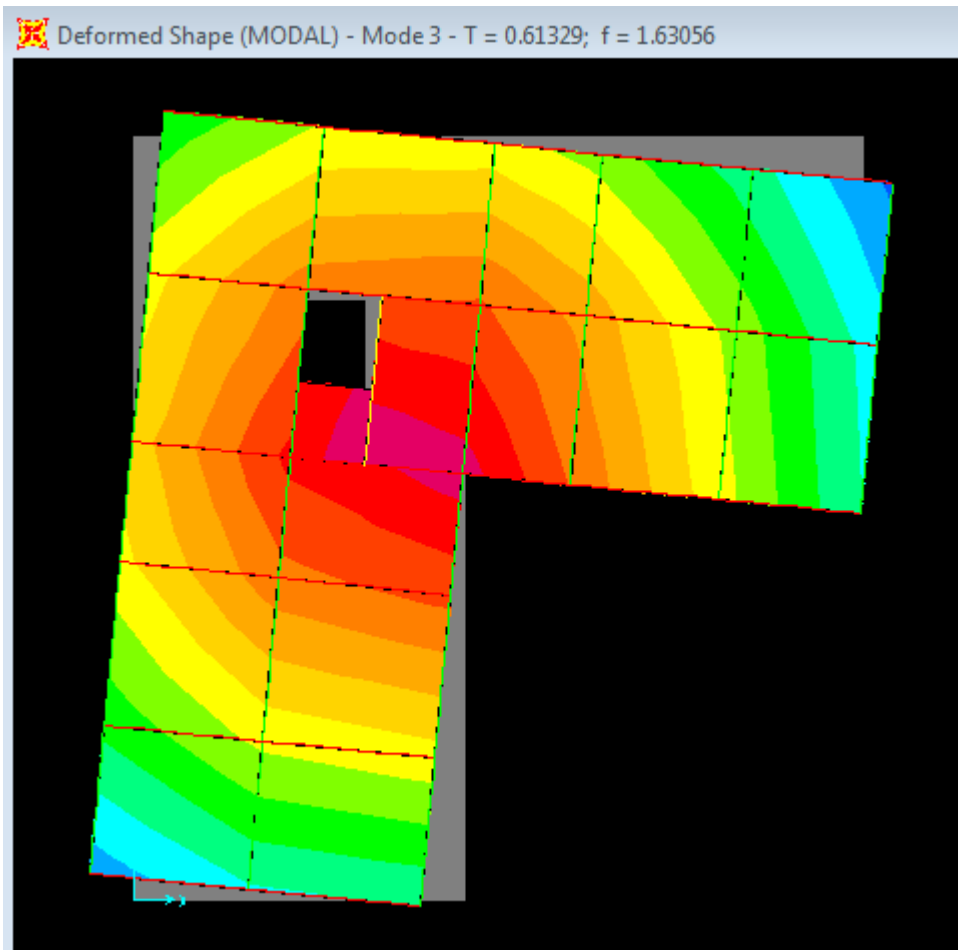


Figure IV.4 : 3^{ème} mode de déformation

c) Analyse des résultats

Cette disposition permet d'éviter la torsion dans les deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA.

D) Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B (cm)	N (KN)	Nrd	Remarque
RDC.1 ^{ème} .2 ^{ème} étage	55*50	2004.087	0.29	Vérifié
3 ^{ème} .4 ^{ème} .5 ^{ème} étage	50*45	638.161	0.11	Vérifié
6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} étage	45*40	243.504	0.054	Vérifié
.9 ^{ème} étage	40*35	70.695	0.020	Vérifié

Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit.

On remarque que l'effort normal réduit est inférieure a valeur de 0.3, Donc les sections des Poteaux choisis sont suffisantes.

E) Justification de l'interaction voiles portiques: (RPA99 Art 3.4)

- Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

■ sous charges horizontales :

On doit vérifier que : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \dots\dots\dots$ pour le voiles.

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \dots\dots\dots$ pour les portiques.

niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	voile	%portique	%voile	Portique	voile	%portique	%voile
R D C	508.841	834.782	37.87082	62.1291	508.841	834.782	37.87082	62.1291
1 ^{er} étage	378.042	928.109	28.94321	71.0567	378.042	928.109	28.94321	71.0567
2 ^{eme} étage	486.397	756.729	39.12693	60.8730	486.397	756.729	39.12693	60.8730
3 ^{eme} étage	478.014	683.914	41.13973	58.8602	478.014	683.914	41.13973	58.8602
4 ^{eme} étage	478.733	567.867	45.74174	54.2582	478.733	567.867	45.74174	54.2582
5 ^{eme} étage	516.392	446.118	53.65056	46.3494	516.392	446.118	53.65056	46.3494
6 ^{eme} étage	426.798	409.161	51.0549	48.9451	426.798	409.161	51.0549	48.9451
7 ^{eme} étage	418.038	285.031	59.45903	40.5409	418.038	285.031	59.45903	40.5409
8 ^{eme} étage	382.179	184.135	67.48535	32.5146	382.179	184.135	67.48535	32.5146
9 ^{eme} étage	334.754	130.257	71.9884	28.0116	334.754	130.257	71.9884	28.0116

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

■ Sous charges verticales

On doit vérifier que : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$ pour les voiles.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{pour les portiques}$$

Niveau	Portique	Voile	%portique	%voile
R D C	29698.633	4087.509	87.9018	12.6981
1 ^{er} étage	24994.328	5327.452	82.43027	17.5697
2 ^{eme} étage	22302.183	4718.573	82.53722	17.4627
3 ^{eme} étage	19326.425	4394.157	81.4753	18.5246
4 ^{eme} étage	16620.191	3902.827	80.4753	19.0168
5 ^{eme} étage	14027.041	3298.333	80.9624	19.0375
6 ^{eme} étage	11320.215	2807.04	80.13032	19.8696
7 ^{eme} étage	8828.684	2193.429	80.0997	19.9002
8 ^{eme} étage	6419.787	1496.941	81.0941	18.9085
9 ^{eme} étage	4062.244	818.081	83.2371	16.7628

Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Les résultats obtenus dans les deux tableaux précédents montrent clairement que les exigences du RPA sont vérifiées car les voiles et les portiques interviennent conjointement pour reprendre les charges horizontales et verticales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

⇒ Les voiles reprennent moins de 75% (les portiques plus de 25%) de **l'effort tranchant**

a chaque niveau dans les deux sens xx et yy.

⇒ Les voiles reprennent moins de 20% (les portiques plus de 80 %) de **l'effort vertical** à

chaque étages.

■ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA99 art 4.3.6 la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente résultante

	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$ (KN)	V_d (KN)	Remarque
Sens xx	1734.025	1387.220	1343.623	Vérifiée
Sens yy	1754.188	1403.350	1343.623	Vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques

On remarque que la condition $V_d > 0.8 * V_{st}$ est vérifiées pour les deux sens

■ Vérification des déplacements

Selon le RPA 99 (Art 4.4.3) le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure ne doit pas dépasser 1 centieme de la hauteur d'étage..

Niveau	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (m)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
Hétage =4.30 m	0.0013	0.0065	0	0.0065	3.4	0.00191	0.0014	0.007	0	0.007	0.0020	
Hétage =6.46 m	0.004	0.02	0.0065	0.0135	3.06	0.00441	0.0036	0.018	0.007	0.011	0.0035	
Hétage =9.52 m	0.0056	0.028	0.02	0.008	3.06	0.00261	0.0063	0.0315	0.018	0.013	0.0044	
Hétage =12.58 m	0.0098	0.049	0.028	0.021	3.06	0.00686	0.0093	0.0465	0.0315	0.015	0.0049	
Hétage =15.64 m	0.0139	0.0695	0.049	0.0205	3.06	0.00669	0.0123	0.0615	0.0465	0.015	0.0049	
Hétage =18.70 m	0.0146	0.073	0.0695	0.0035	3.06	0.00114	0.0154	0.077	0.0615	0.015	0.0050	
Hétage =21.76 m	0.0204	0.102	0.073	0.029	3.06	0.00947	0.0183	0.0915	0.077	0.014	0.0047	
Hétage =24.82 m	0.0237	0.1185	0.102	0.0165	3.06	0.00539	0.21	1.05	0.0915	0.958	0.3132	
Hétage =27.88 m	0.0268	0.134	0.1185	0.0155	3.06	0.00506	0.235	1.175	1.05	0.125	0.0408	
Hétage =30.94 m	0.0298	0.149	0.134	0.015	3.06	0.00490	0.285	1.425	1.175	0.25	0.0816	

Tableau IV.9: Vérification des déplacements relatifs

Les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1 centieme de la hauteur.

■ Vérification de l'effet P-Δ

L'effet du second ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10 \text{ de l'effet}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau k.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k); h_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

Niveau	H_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)		Δ_k		θ	
			V_x	V_y	Δ_x	Δ_y	θ_x	θ_y
R D C	3,40	29221.873	1343.623	1343.623	0.0065	0.007	0	0
1 ^{er} étage	3,06	26154.53	1306.151	1306.151	0.0135	0.01	0.04157814	0.04157814
2 ^{eme} étage	3,06	23183.832	1243.126	1243.126	0.008	0.0125	0.088341725	0.088341725
3 ^{eme} étage	3,06	20213.628	1161.928	1161.928	0.021	0.0135	0.048757186	0.048757186
4 ^{eme} étage	3,06	17073.401	1046.6	1046.6	0.0205	0.0145	0.0119388617	0.0119388617
5 ^{eme} étage	3,06	14478.798	962.51	962.51	0.0035	0.0145	0.0109287815	0.109287815
6 ^{eme} étage	3,06	11610.883	835.959	835.959	0.029	0.0135	0.017205761	0.017205761
7 ^{eme} étage	3,06	8836.003	703.069	703.069	0.0165	0.013	0.101630594	0.101630594
8 ^{eme} étage	3,06	6060.969	566.314	566.314	0.0155	0.012	0.067767338	0.067767338

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Δ.

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est vérifiée, d'où les effets du 2^{eme} ordre peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous

Avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta).

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Se sont : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|---------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivant :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	2507.919	6.34	72.41	1069.22	629.1	47.20
3 et 4 ^{ème} étage 5 ^{me} étage,	1687.319	4.96	69.85	75.8	163.95	10.65
6 ^{ème} étage 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	960.344	5.50	52.48	85.22	38.35	5.97
9 ^{ème} étage	318.312	7.75	51.39	116.022	28.96	7.86

Tableau V.1 :Sollicitations dans les poteaux selon SAP

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
4 % en zone courante
6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm

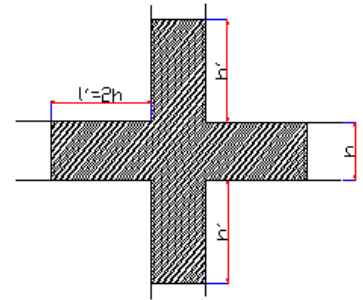
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau



FigureV.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDCet 1+2 étage	55x50	22	110	165
3+ 4+5 ^{eme} étage	50x45	18	90	135
6+7+ 8 ^{eme} étage	45x40	14.4	72	108
9étage	40x35	11.2	56	84

Tableau V.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b) Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction

considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t \leq 15 \phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

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

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

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

• **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40\Phi$ en Zone II $l_r > 40$

$\Phi=16\text{mm}$. $L_r > 40 \times 16 = 64\text{mm}$ on adopte $l_r = 65\text{mm}$

$\Phi=14\text{mm}$. $L_r > 40 \times 14 = 56\text{mm}$ on adopte $l_r = 60\text{mm}$

Les tableaux résument le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

V.2.2 Ferrailage des poteaux

a) les armateurs longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel **SOCOTEC**

Niveau	Sections	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
RDC1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55x50	0	22	24.13	12HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	50x45	0	18	18.47	12HA14
6 ^{ème} étage 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	45x40	0	14.4	18.47	12HA14
9 ^{ème} étage	40x35	0	11.2	11.5	8HA14

a) **Tableau V.3** : Ferrailage des poteaux(les armateurs longitudinales)

b) Section des armatures transversales

Niveau	RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{èmes}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{èmes}	9 ^{ème} , 10 ^{ème} étages
Section (cm ²)	55x50	50X45	45x40	40x35
ϕ_t^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4
ϕ_t^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.28	4.76	5.35	6.12
Vu (KN)	42.76	36.73	34.47	39.53
l_r (cm)	32	32	28	28
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10
S_t zone courante(cm)	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.09	1.03	0.72	0.93
A_t^{\min} (cm ²)	2.75	2.47	1.8	1.57
A_t adopté (cm ²)	3.02	3.02	2.01	2.01
Nbre de cadres	6HA8	6HA8	4HA8	4HA8

Tableau V.4: Ferrailage des poteaux (les armatures transversales)

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de $l_0 = 3.06m$ et un effort normal de 7007.45KN

$$N_u = \alpha \cdot \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.142$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.158$ (Rayon de giration).

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

→ Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	Nu^{max} (KN)	Nu (KN)
RDC ; 1^{er} et 2^{ème} étage	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	24.13	0.2544	2507.919	4579.74
3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ém} e étage	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	18.47	0.2064	1687.319	3661.01
6^{ème} ; 7^é me, 8^{ème} étage	3.06	2.142	0.129	16.60	0.814	18.47	0.1634	960.344	2986.04
9^{ème} étage	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	11.5	0.1254	318.312	2188.97

Tableau V.5 : justification de l'effort normal réduit.

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

b) 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 :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v\right)$$

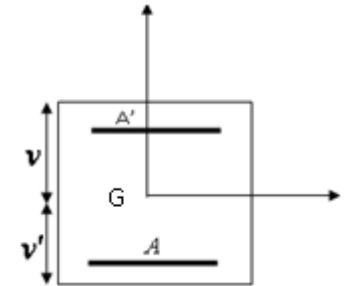


Figure V.2: Section du poteau

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; S = b \times h + 15(A + A')$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$ et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
RDC ; 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	49.5	24.13	30.05	24.95	848037.63	1822.72	34.21	7.06	Vérifier
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45	18.47	27.19	22.81	552511.38	1226.65	37.51	6.70	Vérifier
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} ; 8 ^{ème} étage	40.5	18.47	24.90	20.10	370043.36	698.91	34.59	5.73	Vérifier
9 ^{ème} étage	36	11.5	21.75	18.25	225982.44	233.12	43.97	5.71	Vérifier

Tableau V.6 : justification des contraintes

c) Vérification aux sollicitations tangentés

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique)

Niveau	Section	Lf (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
RDC ; 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55x50	2.142	4.28	0.04	49.5	42.76	0.172	1	vérifier
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	5x45	2.142	4.76	0.04	45	36.73	0.181	1	vérifier
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} ; 8 ^{ème} étage	45x40	2.142	5.35	0.075	40.5	34.47	0.212	1.875	vérifier
9 ^{ème} étage	40x35	2.142	6.12	0.075	36	39.53	0.303	1.875	vérifier

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

V.2.4. Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone II

$\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

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

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 60\text{ cm}$ pour tous les étages

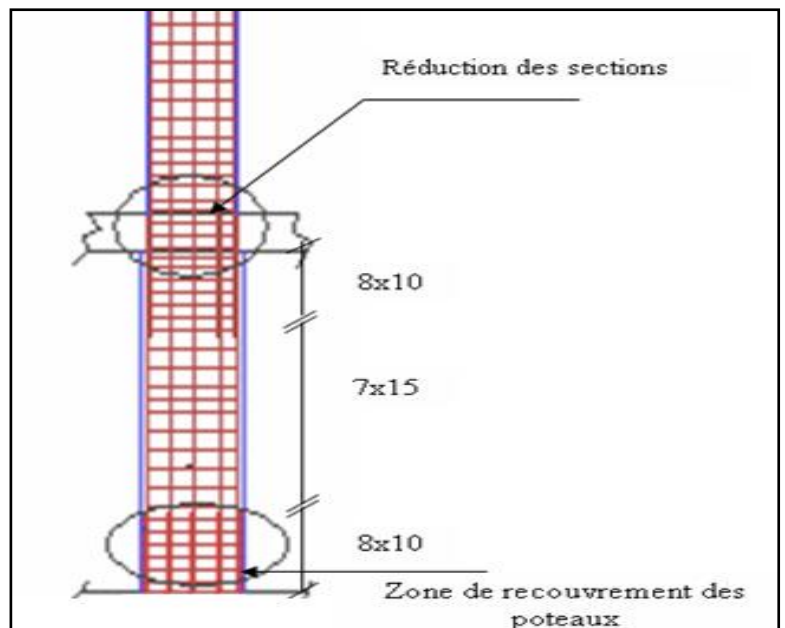


Figure V.3 : Zone de recouvrement

V.2.5.Schéma de ferrailage des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC , 1+2 ^{ème}	<p>Diagram showing the reinforcement layout for a column with a height of 55cm and a width of 50cm. The reinforcement includes 4HA16 longitudinal bars, 2HA16 top and bottom bars, and a Cadre T8 (stirrup). Diagonal dashed lines indicate lap joints for the longitudinal bars.</p>
3 et 4 ^{er} et 5 ^{ème} étage	<p>Diagram showing the reinforcement layout for a column with a height of 50cm and a width of 45cm. The reinforcement includes 4HA14 longitudinal bars, 2HA14 top and bottom bars, and a Cadre T8 (stirrup). Diagonal dashed lines indicate lap joints for the longitudinal bars.</p>

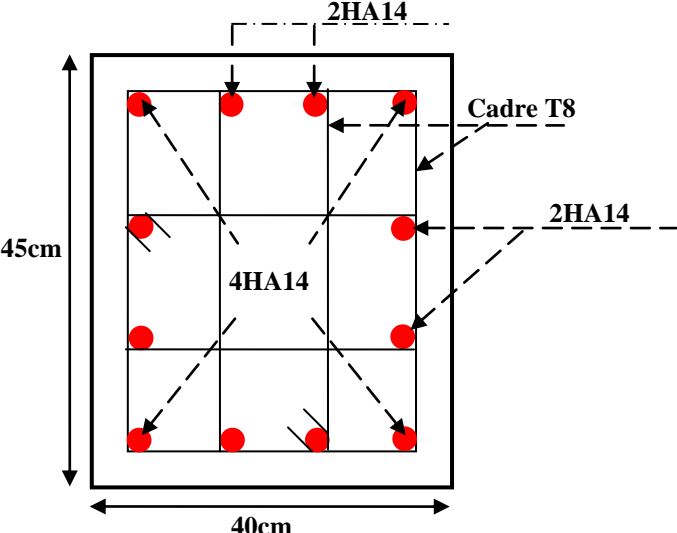
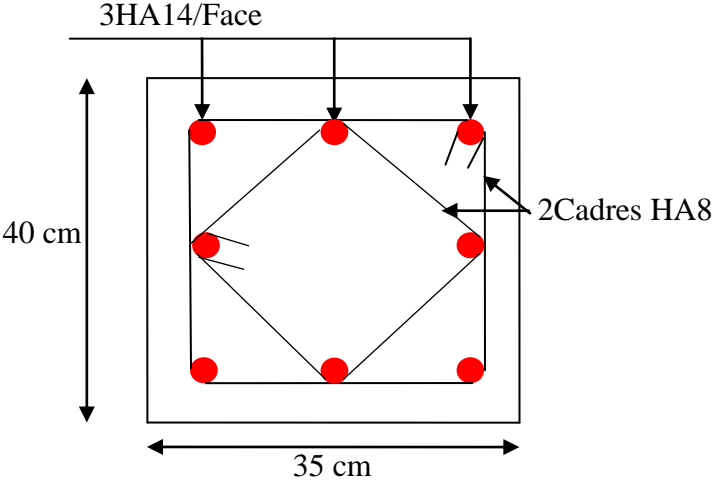
6+7+8 ^{ème} étage	
9 ^{ème} étage	

Tableau V.8: Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales dans une sections données, l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme. Après la détermination des sollicitations (M , V) (obtenus par le SAP2000 ; Analyses qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont:

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q5)0.8G+E$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 6) $0.8G-E$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ poutres principales (40×30),
- ✓ poutres secondaires (35×30),

on procède au calcul du ferrailage avec le respect des pourcentage d'acier données par le RPA en zone II.

a

V.3.1 Recommandation du RPA 99

A) Coffrage

D'après le RPA 99 (art 7.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

B) Ferrailage :

B.1) Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de:

0.5% $b \times h$ pour toute section de la poutre.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % $b \times h$ En zone courante.

6% $b \times h$ En zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doivent muni de crochets à 90

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

B.2) Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

→ $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures

comprimées sont nécessaires.

→ $S \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l 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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.3.3 Ferrailages des poutres

A) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)
Tous les étages	43.783	-105.83	114.03	65.94	-73.65	117.821
Terrasse incoercible	54.58	-97.8	123.44	123.44	-44.08	29.21

Tableau V.9 : Résultats de ferrailage des poutres.

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000 Analysis. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	type	section	localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min} cm^2$	A adopt	N^{eme} de barre
Pour étage courant	PP	40*30	Travée	3.49	6	6.79	6HA12
			appui	9.03		12.06	6HA14
	PS	35*30	Travée	6.35	5.25	6.79	6HA12
			appui	7.18		8.01	3HA14+3HA12
Pour terrasse inaccessible	PP	40*30	travée	4.4	6	6.79	6HA12
			appui	8.2		9.24	6HA14
	PS	35*30	travée	3.12	5.25	6.79	6HA12
			appui	4.12		6.79	6HA12

Tableau V.10: Résultats de calculs de ferrailages des poutres

• **Vérification du (%) des armatures selon le RPA 99**

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

➤ **Pour les poutres principales**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

➤ **pour les poutres secondaires**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

• **Les longueurs des recouvrements**

La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

$\Phi = 12\text{mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ Soit : $L_r = 60\text{cm}$

B) Les armatures transversales

❖ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA 8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

❖ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA 8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

V.3.4 Calcul des espacements des armatures transversales

❖ **Poutres principales**

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10, 14, 4) = 10 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 15 \text{ cm}$$

- ❖ **Poutres secondaire**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_i^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(8,75 ; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8,5 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 15 \text{ cm}$$

- **Contrainte tangentielle maximale**

Il faut que : $\tau = \frac{v}{b \times d}$ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	123.44	1.11	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	117.82	1.22	3.25	Vérifiée

Tableau 11: Résultats de vérification de l'effort tranchant

donc : Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$\checkmark \text{ Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principale	12.06	123.44	-105.83	3.54	-5.60	Vérifiée
Secondaires	8.01	117.82	-73.65	3,38	-3.96	Vérifiée

Tableau V.12: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.3.5Vérification à l'ELS

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-36.62	0.279	0.0023	4.44	vérifiée
	Travées	94.38	0.115	0.0015	7.23	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-23.61	0.204	0.0010	4.81	vérifiée
	Travées	18.83	0.245	0.0015	3.07	vérifiée

Tableau V.13: Vérification de l'état limite de compression

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6)}$$

	h cm	b cm	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4,9	6.79	0,081	0,027	0,0061	0,010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS PS	35	30	5.00	8,01	0,07	0,028	0,0083	0,010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.14 : Vérification -des conditions de la flèche

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées

V.3.6. Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans les tableaux ci-dessous

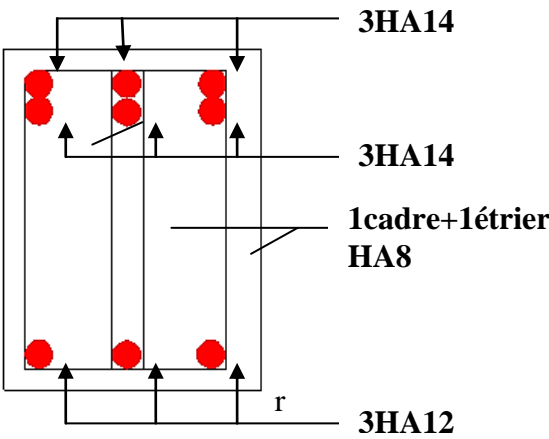
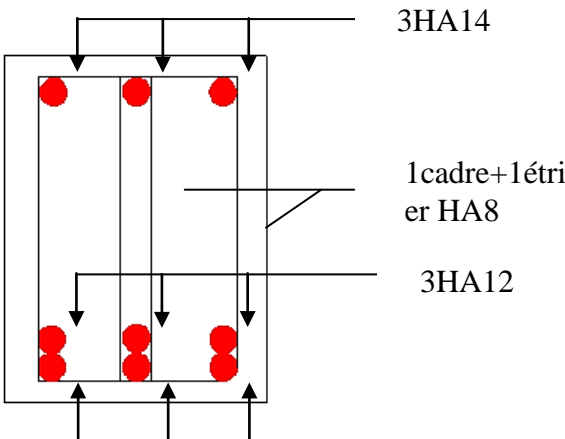
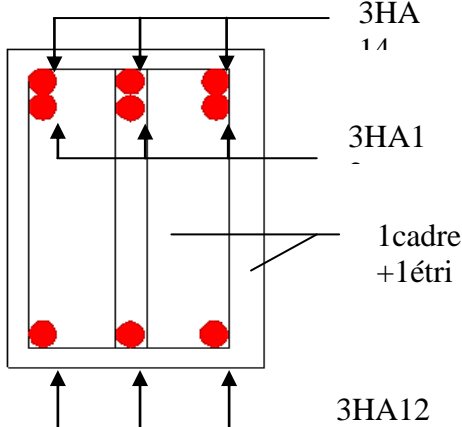
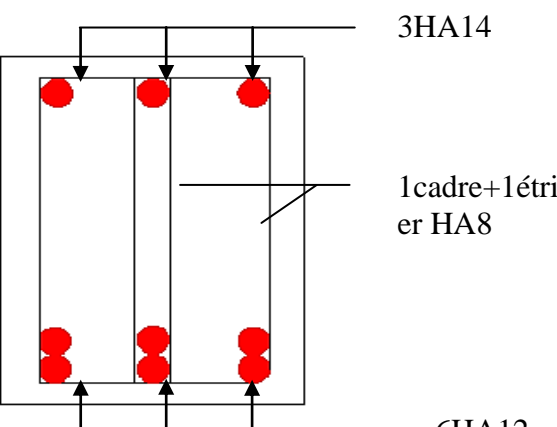
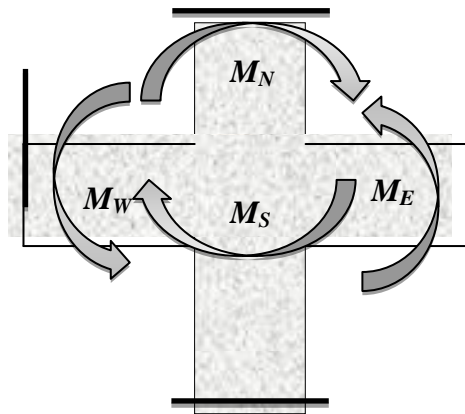
Coupe en appui	Coupe en travée
 <p>3HA14 3HA14 1cadre+1étrier HA8 3HA12</p>	 <p>3HA14 1cadre+1étrier HA8 3HA12 3HA12</p>
Poutres principales 40*30	
 <p>3HA14 3HA14 1cadre+1étrier HA8 3HA12</p>	 <p>3HA14 1cadre+1étrier HA8 6HA12</p>
Poutres secondaires 35*30	

Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des Poutres

V.3.7 Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \text{ et } z = 0.9xh \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	MR (KN.m)
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×50	49.5	24.13	415.66
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×45	45	18.87	289.24
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	45×40	40.5	18.87	265.95
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	40×35	36	11.5	144.07

Tableau V.16 :Les moments résistants

b). Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC,1 , 2étage	392.6	392.6	785.1	142.7	142.7	356.7	vérifiée
3, 4,5 Etage	392.6	279.1	671.7	142.7	142.7	356.7	vérifiée
6, 7,8 Etage	279.1	251.2	530.3	142.7	142.7	356.7	vérifiée
9,10 Etage	251.2	136.1	387.2	142.7	142.7	356.7	Vérifiée

Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale

Remarque : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque Structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.4.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$ Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales 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 l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont Résumés dans le tableau suivant :

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} e 2 ^{ème} étage	V_{x1}	1395.45	1025.83	1025.83	1395.45	514.22	791.78	190.13
,3 et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	V_{x2}	980.94	257.18	257.18	980.94	754.20	226.2	131.89
6 et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V_{x3}	494.68	97.63	97.63	494.68	65.52	85.73	122.60
9 ^{ème} étage	V_{x4}	176.10	22.50	28.41	19.77	39.36	27.76	39.93

Tableau V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x=2.35m$

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} e 2 ^{ème} étage	V_{x1}	1409.31	958.66	1100.84	492.19	614.03	1086.02	233.83
,3 et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	V_{x2}	1033.32	268.58	272.47	177.42	77.37	271.76	189.89
6 et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V_{x3}	534.88	91.46	108.29	91.56	64.53	105.04	121.52
9 ^{ème} étage	V_{x4}	205.36	24.33	40.79	9.80	20.15	37.13	55.40

Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x=2.5 m$

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} e 2 ^{ème} étage	V_{x1}	1056.18	602.67	1116.87	825.77	484.57	1043.46	268.03
,3 et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	V_{x2}	1042.73	186.90	708.55	607.56	230.96	673.80	226.42
6 et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V_{x3}	666.76	28.55	294.62	189.60	39.71	263.10	160.81
9 ^{ème} étage	V_{x4}	169.86	26.58	186.90	169.86	7.56	112.85	89.29

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x=3.4m$

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} e 2 ^{eme} étage	V_{x1}	1056.16	602.67	1116.87	189.60	497.01	1043.46	226.42
,3 et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	V_{x2}	1042.73	29.55	330.97	596.75	278.01	329.37	143.27
6 et 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	V_{x3}	684.42	13.89	138.95	427.65	77.92	138.33	90.16
9 ^{eme} étage	V_{x4}	199.54	6.20	64.84	171.73	7.56	48.33	39.38

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x=2.6m}$

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} e 2 ^{eme} étage	V_{y1}	528.98	79.61	106.27	558.14	234.60	90.19	65.69
,3 et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	V_{y2}	506.86	21.97	26.57	343.57	212.70	7.78	16.57
6 et 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	V_{y3}	403.45	20.99	24.62	343.25	165.04	5.87	15.49
9 ^{eme} étage	V_{y4}	110.46	16.05	21.97	110.46	49.28	3.20	9.70

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y=2m}$

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} e 2 ^{eme} étage	V_{y1}	1687.79	438.40	607.12	1417.60	674.58	147.36	63.05
,3 et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	V_{y2}	1687.79	438.40	607.12	1417.60	674.58	57.13	63.05
6 et 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	V_{y3}	1210.67	151.91	186.95	760.08	494.53	57.13	23.3
9 ^{eme} étage	V_{y4}	359.44	55.35	70.18	301.60	152.39	1.20	11.65

Tableau V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y=2.1m}$

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} e 2 ^{eme} étage	V_{y1}	4391.87	3309.370	3309.37	4391.587	2202.73 2	1698.54	98.52
,3 et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	V_{y2}	716.63	257.33	305.45	607.58	295.03	34.88	

6 et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V _{y3}	615.63	251.48	203.68	512.1	291.03	18.41	
9 ^{ème} étage	V _{y4}	142.90	46.71	46.71	142.90	65.36	16.20	

Tableau V.24 : Sollicitations de calcul dans le voile V_y=2.85m

Niveau	RDC et 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.35	0.20×2.35	0.20×2,35	0.20×2.35
M(KN)	1025.83	257.18	97.63	22.50
N(KN)	1395.45	980.94	494.68	176.10
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	791.78	226.90	85.73	27.76
τ(MPa)	0.64	0.44	0.44	0.41
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	12.88	12.88	7.77	2.56
A _v ^{min} (cm ²)	7.05	7.05	7.05	7.05
A _v ^{adop} (cm ²)	13.57	13.57	9.42	9.42
N ^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S _t (cm)	20	20	20	20
A _h ^{cal} (cm ²)	0.6	0.91	0.62	0.37
A _h ^{min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A _h ^{adop} (cm ²)	1.58	1.01	1.01	1.01
N ^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.25 : Ferrailage du voile V_x.=2.35m dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5
M(KN)	958.66	271.76	91.46	24.33
N(KN)	1409.31	64.53	534.88	205.36
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	233.83	189.89	121.52	55.40
τ(MPa)	0.72	0.59	0.37	0.17
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	5.16	4.56	8.05	6.32

A_v^{\min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v^{adop} (cm ²)	13.56	13.56	9.48	9.48
N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.6	0.45	0.58	0.60
A_h^{\min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.26. : Ferrailage du voile $V_x=2.5m$ dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×3.4	0.2×3.40	0.2×3.40	0.2×3.40
M(KN)	602.67	673.80	26.58	186.90
N(KN)	1056.18	484.57	66.76	169.86
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	226.42	268.03	160.81	89.29
τ (MPa)	0.62	0.74	0.44	0.24
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.85	1.30	8.69	0.039
A_v^{\min} (cm ²)	10.2	10.2	10.2	10.2
A_v^{adop} (cm ²)	13.56	13.56	9.48	9.48
N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.79	0.93	0.56	0.31
A_h^{\min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.26: Ferrailage du voile $V_x=3.4m$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.6	0.20×2.6	0.20×2.6	0.2×2.6
M(KN)	602.67	29.55	6.20	13.89
N(KN)	1056.16	1042.73	684.42	199.54
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée

V (KN)	226.42	143.27	90.16	39.38
τ(MPa)	0.67	0.42	0.27	0.15
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	5.39	13.46	8.64	2.69
A_v^{min} (cm²)	7.8	7.8	7.8	7.8
A_v^{adop} (cm²)	13.56	13.56	9.48	9.48
N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t(cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	0.85	0.54	0.34	0.15
A_h^{min} (cm²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adop} (cm²)	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau V.27 : Ferrailage du voile $V_y=2.6m$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)	79.61	21.97	20.99	16.05
N(KN)	528.98	506.86	403.45	110.46
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée
V (KN)	65.69	16.57	169.208	9.70
τ(MPa)	0.25	0.064	0.06	0.038
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	8.10	6.63	5.43	0.05
A_v^{min} (cm²)	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm²)	13.56	7.90	7.90	7.90
N^{bre} /par face	12HA12	10HA10	10HA10	10HA10
S_t(cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	0.32	0.08	0.08	0.05
A_h^{min} (cm²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adop} (cm²)	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau V.28 : Ferrailage du voile $V_y=2m$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×2.1	0.2×2.1	0.2×2.1	0.2×2.1

M(KN)	57.13	57.13	147.36	70.18
N(KN)	674.85	674.58	494.53	301.60
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	63.05	63.05	23.3	11..65
τ(MPa)	0.23	0.23	0.08	0.043
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.45	9.45	8.77	5.02
A_v^{min} (cm ²)	6.3	6.3	6.3	6.30
A_v^{adop} (cm ²)	13.56	13.56	9.48	9.48
N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t(cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.25	0.25	0.11	0.28
A_h^{min} (cm ²)	10.2	10.02	9.18	9.18
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau V.29 : Ferrailage du voile $V_y=2.1m$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20×2.85	0.20×2.85	0.20×2.85	0.20×2.85
M(KN)	3309.70	257.33	251.48	46.71
N(KN)	7391.87	716.63	615.63	142.90
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	98.52	78.47	68.47	43.99
τ(MPa)	2.68	0.21	0.18	0.12
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	8.42	12.34	11	2.41
A_v^{min} (cm ²)	8.55	8.55	8.55	8.55
A_v^{adop} (cm ²)	13.58	13.56	13.56	9.48
N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA12	12HA10
S_t(cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.09	0.27	0.23	0.15
A_h^{min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.58	1.58	1.58

N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.30. : Ferrailage du voile $V_y=2.85m$ dans tous les niveaux

V.4 Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile V_x2 au niveau RDC

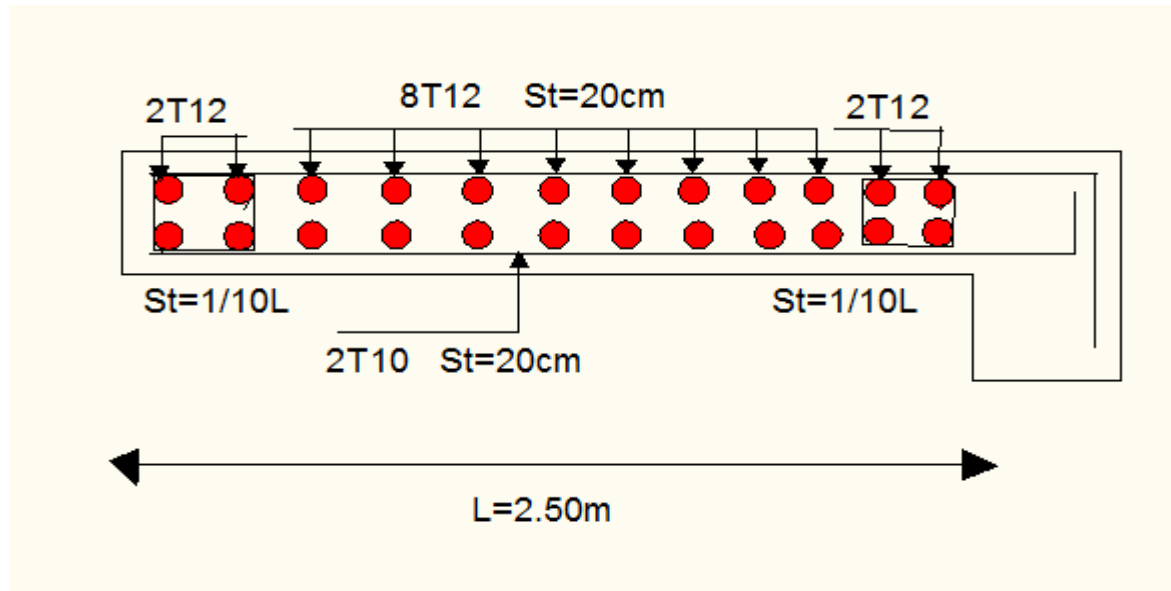


Figure V.4 : schéma de ferrailage du voile V_x2

V.5 Conclusion

- ✓ Pour les poteaux, les poutres et les voiles, les sollicitations adoptées pour le calcul de ferrailage sont extraites du logiciel Sap 2000 Structurel Analysis.
- ✓ Les différents ferrillages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAEL.

VI.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et sa réalisation assurent une bonne répartition des charges et évitent les tassements différentiels.

VI.2 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.8m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.3bars.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après RPA 99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

- $G + Q + E$ **RPA Art (10.1.4.1)**
- $0,8G \pm E$

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1 Vérification des semelles isolée

Les poteaux de notre structure ont des sections rectangulaires (a x b) donc, on opte pour des semelles rectangulaires (A x B).

La vérification à faire est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = N_{cal} + P_s + P_a$$

N_{cal} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité, calculé selon les combinaisons

(Obtenu par le SAP 2000).

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

P_a = poids de l'avant poteau ; P_a = 0.5 * 0.55 * 1.8 * 25 = 12.38KN.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

a et b : dimensions des poteaux.

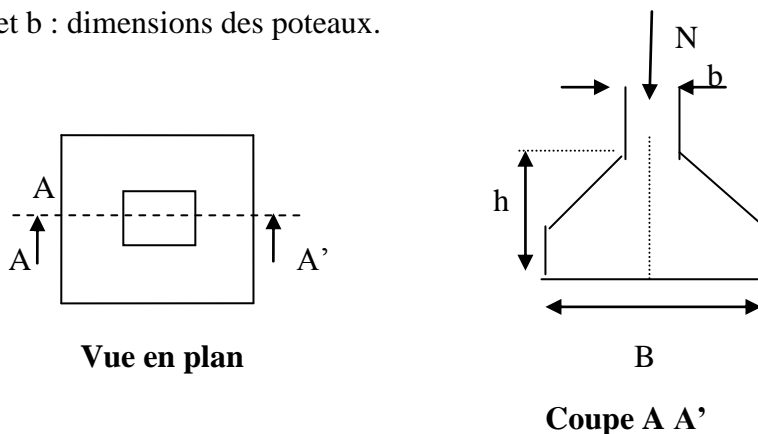


Figure VI.1 : schéma d'une semelle isolée

- Choisisant deux poteaux dans la structure où la distance entre eux est de 3.5m.

$$(1) \text{ et } (2) \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.5 \cdot 1855.105}{0.55 \cdot 130}} \rightarrow B \geq 3.6m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2 : Vérification des semelles filantes

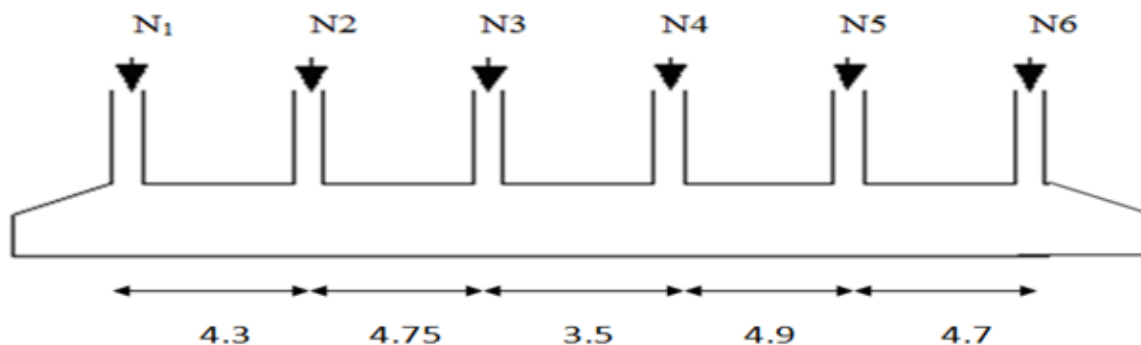


Figure VI.2 schéma d'une semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant de chaque poteau « i » (obtenu par le **SAP2000**).

$$N_1 = 1124.21\text{KN}, N_2 = 1620.83\text{KN}, N_3 = 1536.04\text{KN}, N_4 = 1431.49\text{KN}$$

$$N_5 = 1497.67\text{KN}, N_6 = 578.69\text{KN}.$$

$$N = \sum N_i = 7788.93 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7788.93}{130 \times 22.15} = 2.70m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à la vérification du radier général.

VI.4.3 calcul de la surface des fondations

. N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{\text{sol}}=1.3\text{bar}$.

$S_{\text{bat}}=338.745\text{m}^2$.

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{33074.41}{130}$$
$$S \geq 254.42\text{m}^2.$$

La surface des fondations représente 75% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface $S_{\text{rad}}=338.745\text{m}^2$.

VI.4.4 étude de Radier général

1. Définition

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

2. Dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage

h_r : hauteur des nervures.

h_t : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 490 - 55 = 435 \text{ cm.}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{435}{20} = 21.75 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm.}$$

➤ Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen (par manque de données géotechniques, on prend $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 36.98 \text{ cm.}$$

Donc : $h \geq 36.98 \text{ cm}$.

➤ **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{33074.41 \times 4.35}{2 \times 338.745} \times 1 = 212.36 \text{ KN}$$

$$de(1) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.182 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 60 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.
- $b = 50 \text{ cm}$ (dimension du poteau).

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 338.745 \text{ m}^2$.

3. Les Vérifications nécessaires

❖ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal du poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle du radier.

- **Sous poteaux le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (55*50) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.55 + 0.6 = 1.15 \\ B = b + h = 0.5 + 0.6 = 1.1 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4.5m. \quad \text{Condition non vérifié}$$

$$N_d = 2.507MN \leq 0.045 \times 0.6 \times 4.5 \times \frac{25}{1.5} = 2.025MN$$

On doit augmentée la hauteur des nervures Soit ht= 80cm.

$$U_c=5.3 \quad N_d=2.507MN \leq 0.045 * 0.8 * 5.3 * \frac{25}{1.5} = 3.18 MN$$

Donc : pas de risque de poinçonnement.

❖ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Calcul des contraintes sous le radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal max obtenu des différentes combinaisons.

M_y, M_x : Moment correspondants à N .

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 12415m^4 \text{ et } X_G = 8.42 \text{ m.}$$

$$I_y = 11015.7m^4 \text{ et } Y_G = 13.23m.$$

$$M_x = 25066KN.m, M_y = 24630.4 KN.m.$$

$$N' = N + 1.35G_0 = 33074.41 + (1.35 \times 25 \times 0.4 \times 338.745) = 37647.47KN$$

- **Sens xx :**

$$\sigma_1 = \frac{33.074}{338.745} + \frac{25.066 * 13.23}{12415} = 0.125 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{33.074}{338.745} - \frac{25.066 * 13.23}{12415} = 0.071 MPa$$

σ_1 et σ_2 sont supérieures à zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.125 + 0.07}{4} = 0.11 MPa < 0.13 MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{33.074}{338.745} + \frac{24.63 * 8.42}{11015} = 0.12 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{33.074}{338.745} - \frac{24.63 * 8.42}{11015} = 0.08 MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.12 + 0.08}{4} = 0.11 MPa < 0.13 MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

❖ Vérification de la poussée hydrostatique

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = m^2$ (surface du radier).

$H = 0.8 \text{m}$ (l'encrage du radier).

$N = 28327.224 \text{KN} > 1.15 \times 10 \times 1.8 \times 338.745 = 7012.02 \text{KN} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée

4. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la

Réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera

le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m

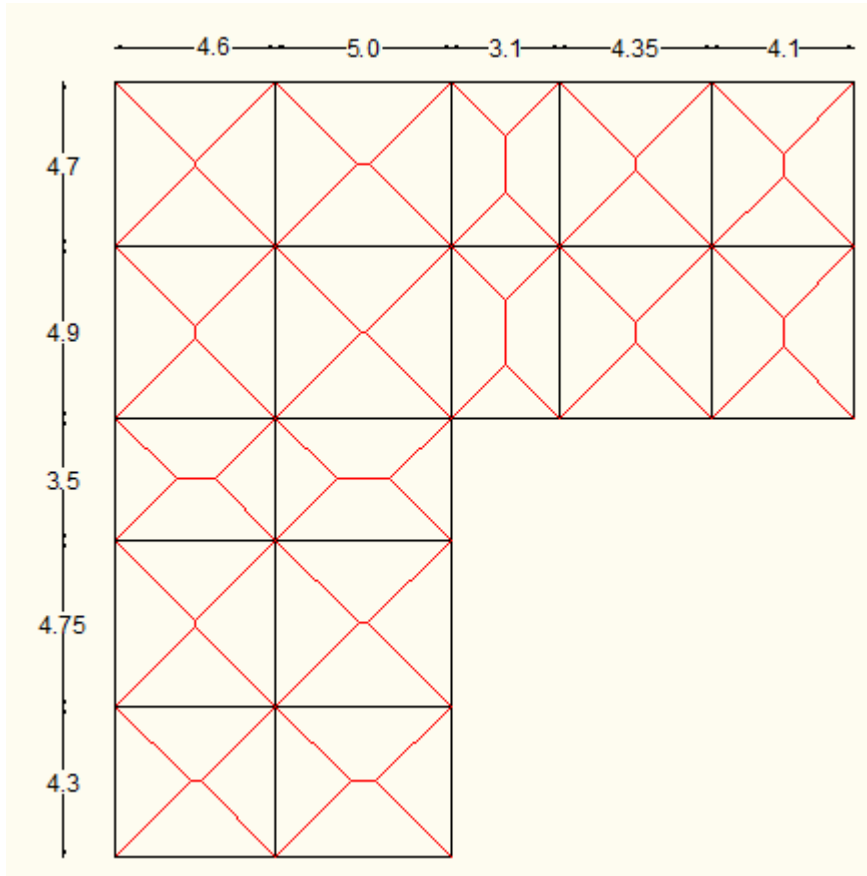


Figure VI.3 : Schéma de rupture de la dalle de radier

a - Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$Q_u = 133.91 \text{ KN.m}$

$L_x = 4.9\text{m}, L_y = 5\text{m}.$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe II]$$

$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0384 \times 133.91 \times 4.9^2 = 123.46 \text{ KN.m}.$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.9545 \times 123.46 = 117.84 \text{ KN.m}.$

b -Calcul du ferrailage

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

✓ **En travée** : $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$

✓ **En appui** : $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t (cm)$
Sens	travée	104.94	8.15	3.23	8.42	2HA12+4HA14	16.67
	appui	-61.73	4.79	3.23	5.65	5HA12	20
Sens	travée	100.16	7.78	3.2	8.01	3HA12+3HA14	16.67
	appui	-61.73	4.79	3.2	5.65	5HA12	20

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

c- vérification a l'ELU

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2.$$

$$A_y = \rho_0 \times b \times h.$$

Pour des HAFcE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3.23 cm^2. \\ A_y = 3.2 cm^2. \end{array} \right.$$

- **Espacement des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x: S_t = 16.67 cm \leq \min(2h, 25 cm) = 25 cm. \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 16.67 cm \leq \min(2h, 25 cm) = 25 cm. \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

- $V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 263.64 \text{KN}.$

$$\tau_u = \frac{263.64}{1 \times 0.36} = 0.732 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}. \quad \text{c'est vérifiée}$$

- $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 256.64 \text{KN}.$

$$\tau_u = \frac{256.64}{1 \times 0.36} = 0.712 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}. \quad \text{c'est vérifiée}$$

D-Vérification à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\mu_x = 0.0457$$

$$\mu_y = 0.9694 \quad (\text{Annexe 02})$$

$$N = 33074.41 \text{KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{33074.41}{338.745} = 97.63 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0457 \times 97.63 \times (4.9)^2 = 107.13 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 103.85 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 91.06 \text{KN.m}.$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 88.27 \text{KN.m}.$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -53.56 \text{KN.m}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton et des contraintes dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa.$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	107.13	8.34	111260.28	8.03	399.5
	yy	103.85	8.17	111235.19	7.62	389.73
Appui		-53.56	7	82708.08	4.53	281.69

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	8HA16	16.08	10.98	195116.4	6.02	206.06	12.50
	yy	8HA16	16.08	10.99	195116.4	5.84	199.67	12.50
Appui		5HA14	7.70	3.17	125548.7	1.35	210.08	20

Tableau VI.3: résultat final des vérifications des contraintes d'acier et de béton

5. Schéma de ferrailage

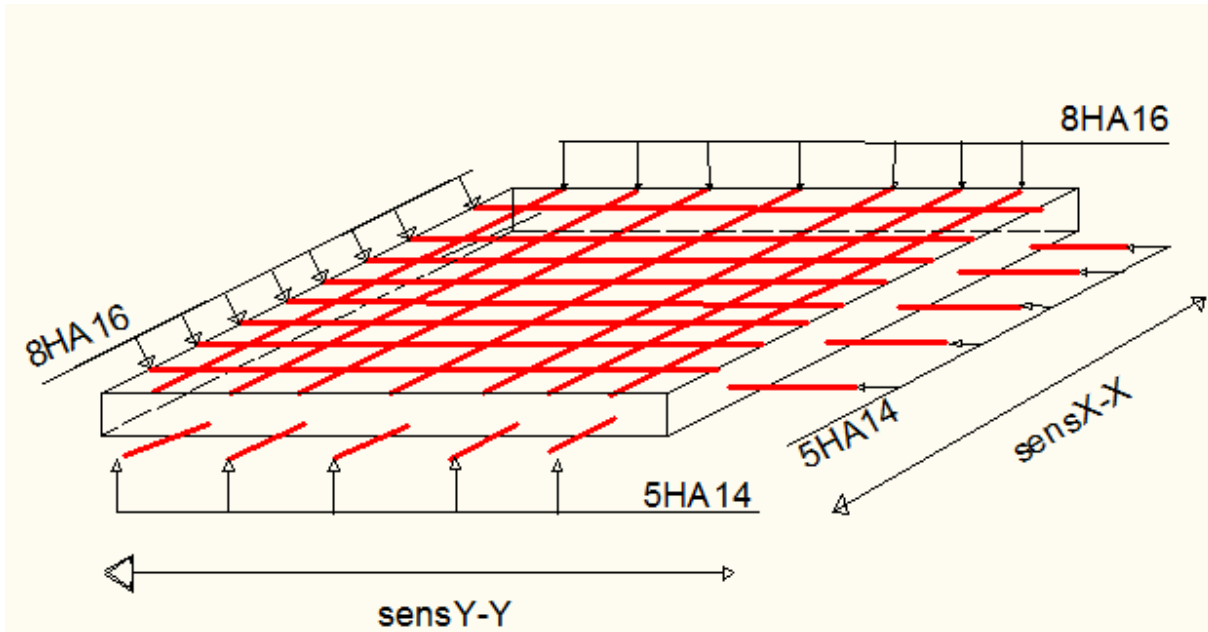


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de radier.

6. Etudes des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

• Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_u = 133.91 \text{KN/m}^2, \quad q_s = 97.36 \text{KN/m}^2.$$

❖ Sens X-X Sense longitudinale :

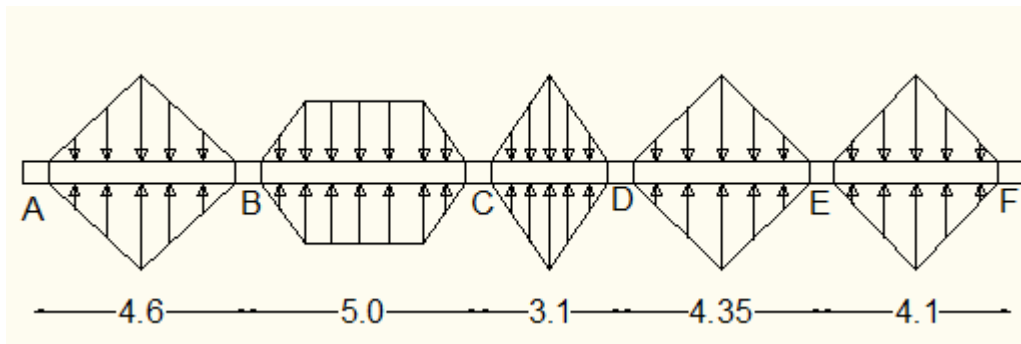


Figure VI.5 : charges transmises aux nervures (sense X-X)

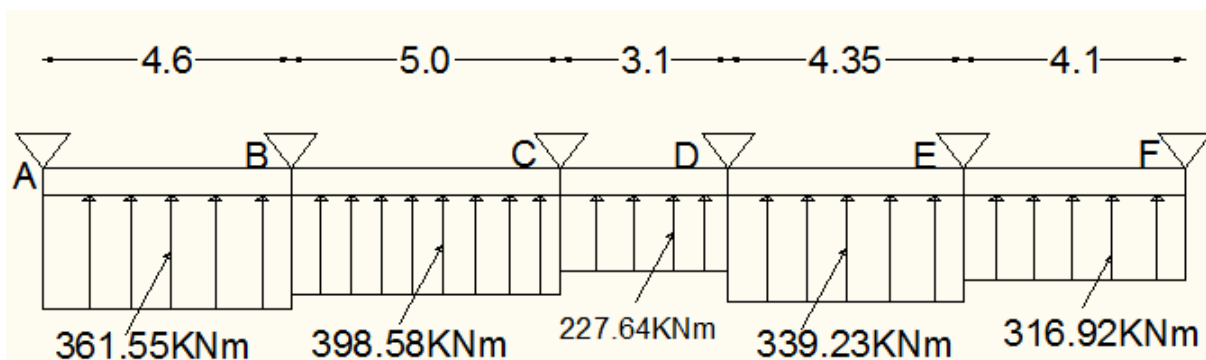


Figure VI.6 : schéma statique équivalente (sens x-x)

❖ **Sense Y-Y** sense transversale

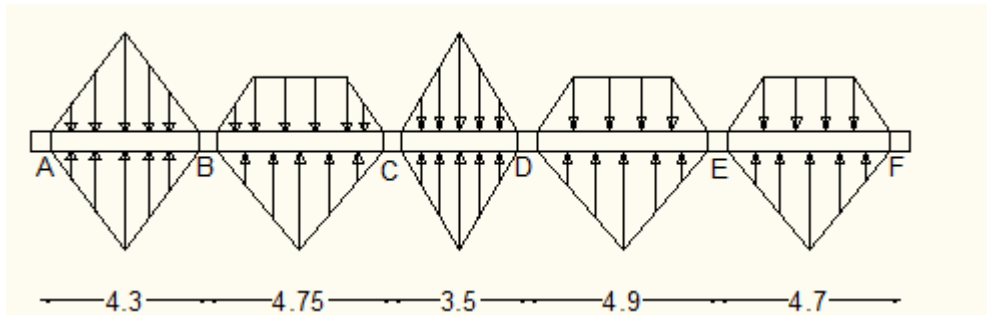


Figure VI.7 : charge transmises aux nervures sense(Y-Y)

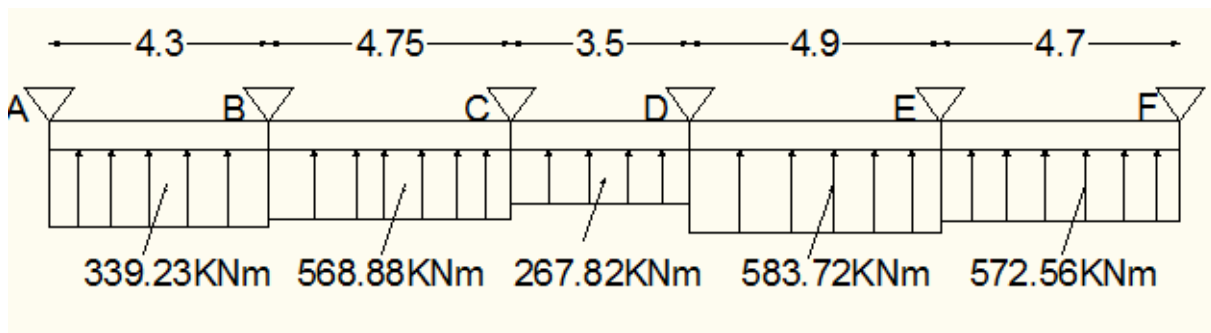


Figure VI.8 : schéma statique équivalente sens (Y-Y)

a. Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations sur les nervures se fait en utilisant la méthode de Caquot car les charges transmises au radier sont de type modérées et la fissuration est préjudiciable.

➤ **Moments aux appuis :**

• *Appui intermédiaire* : $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$

• *Appui de rive* : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$ (moment isostatique)

Si c'est une travée de rive

Si c'est une travée intermédiaire

Avec : les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

➤ **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q^* x}{2} (1-x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q^* l}$$

M_g et M_d : moments de l'appui de gauche et droite (respectivement) pour une travée concédée

- **Sens longitudinal (X-X)**

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.6	4.6	361.55	0	-830.38	1.8	587.25
B-C	5	4	398.58	-830.38	-526.16	2.65	571.94
C-D	3.1	2.48	227.64	-526.16	-170.67	1.79	-154.01
D-E	4.35	3.48	339.23	-170.67	-560.9	2.03	351.26
E-F	4.10	4.10	316.92	-560.9	0	2.48	417.86

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal

- **Sens transversal (Y-Y)**

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L _y (m)	l' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4.3	4.3	339.23	0	-845.12	2.72	194.42
B-C	4.75	3.8	568.88	-845.12	-661.22	2.44	860.34
C-D	3.5	2.8	267.82	-661.22	-718.49	1.68	-279.26
D-E	4.9	3.92	583.72	-718.49	-1291.19	2.24	767.94
E-F	4.7	4.7	572.56	-1292.19	0	2.82	1001.26

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal

b.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section en Tté en flexion simple.

$h=0.8m$; $h_0=40cm$; $b_0=50cm$; $d=75cm$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{450}{10}; \frac{440}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45; 220)$$

Soit : $b_1 = 45cm$

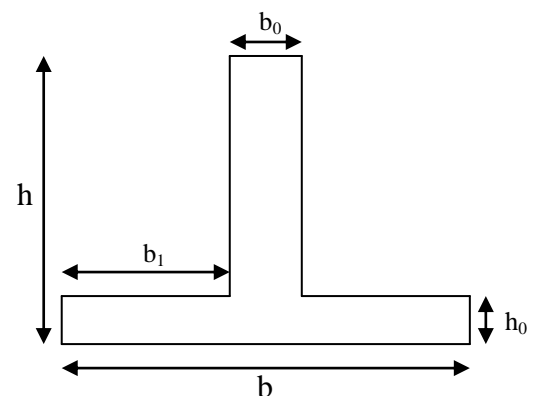


Figure.VI.9 : Section à ferrailer

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 140cm$

		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	587.25	23.43	4.52	240	5HA16+5HA20=25.76
	appuis	830.38	33.14	4.52	240	5HA16+5HA25=34.59
Y-Y	Travée	1001.26	40.52	4.52	240	10HA25=49.09
	appuis	1091.19	44.16	4.52	240	10HA25=49.09

Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferraillage des nervures

c. Vérification de l'effort tranchant

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens YY	755.24	0.71	Vérifiée
Sens XX	1210.28	1.15	Vérifiée

Tableau VI.7: Vérification de l'effort tranchant.

d. Vérification des contraintes

✓ **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	M_t	416.66	17.7	1361083.8	5.4	263.11
	M_a	605.27	22.96	1606856.81	8.64	294.03
y-y	M_t	730.51	23.49	2826523.86	6.07	199.69
	M_a	940.02	23.49	3580555.89	6.43	198.87

Tableau VI.8 : vérification des contraintes des nervures.

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans le sens (x-x), donc on doit augmenter la section d'armatures dans ce sens.

Sens		Moment(KNm)	A_{adopte} (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	M_t	416.66	10HA20=31.42	19.25	1771477.59	4.52	196.69
	M_a	605.27	10HA25=49.09	24.22	2468591.55	5.93	186.76
y-y	M_t	730.51	10HA25=49.09	23.49	2826523.86	6.07	199.69
	M_a	940.02	10HA25=49.09	23.49	3580555.89	6.43	198.87

Tableau VI.9:Résumé des résultats de ferrailage à ELS des nervures.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.85; 50; 20)mm$$

$$\phi_t \leq 20mm$$

Soit $\phi_t = 15mm$.

• **Espacement des aciers transversaux**

Soit : 2 cadres $\phi 8$ + 1 étrier $\phi 8 = 3.02\text{cm}^2$

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(67.5; 40)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.02 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.50} = 60.4\text{cm}.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = 37.16\text{cm}$$

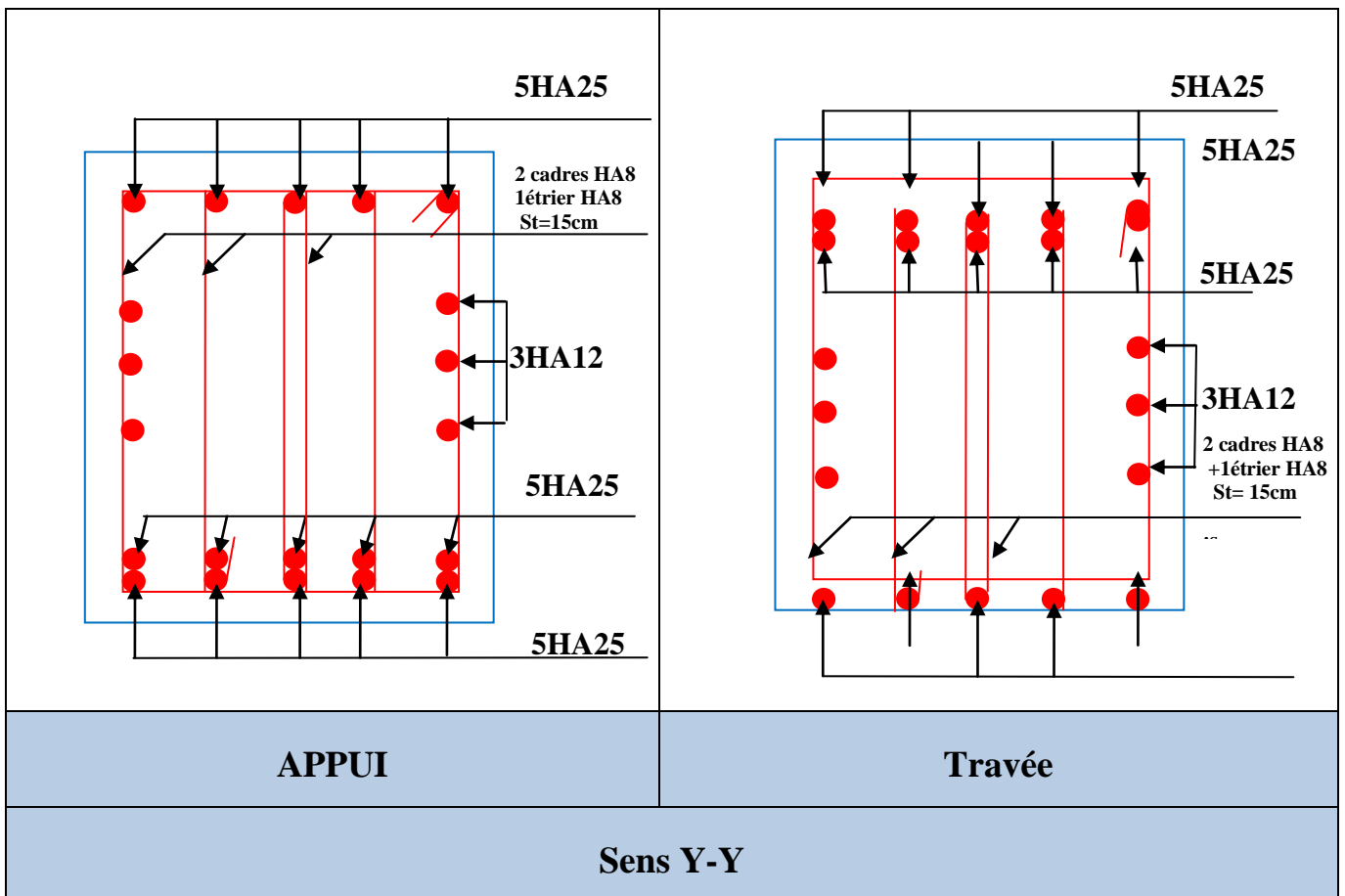
Soit $S_t = 20\text{cm}$

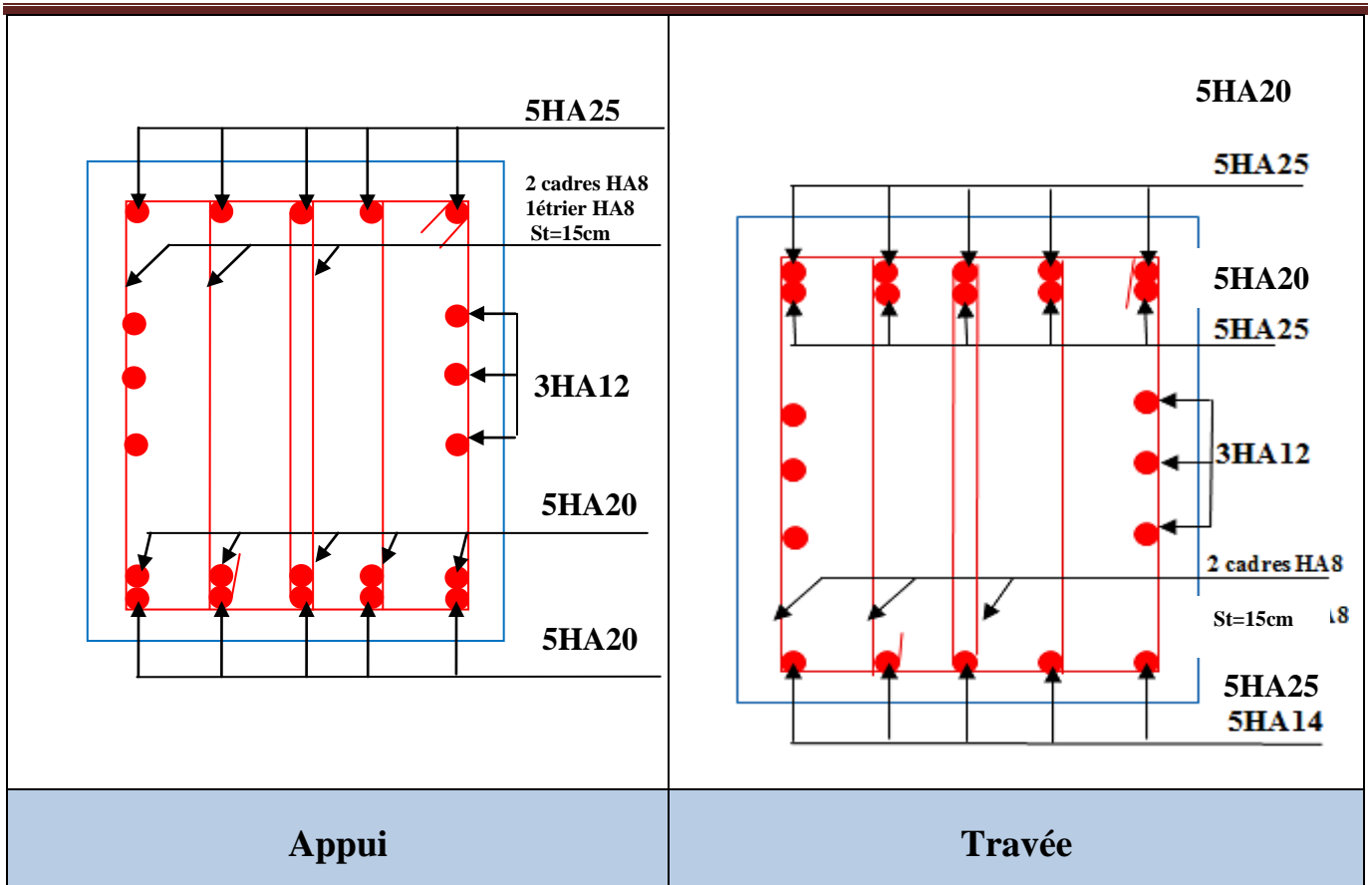
• **Armature de peau**

Comme la poutre a une hauteur de 80cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p=3\text{cm}^2/\text{ml}$ de Hauteur, donc :

$A_p=3 \times 0.85 = 2.55\text{cm}^2$, soit 3HA12=3.39cm²

E. Schémas de ferrailage des nervures





Sens(X-X)

Tableau VI.10. Schéma de Ferrailage des nervures

VI.5: conclusion

Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Conclusion

Ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances, de se familiariser avec tous les règlements en vigueur ainsi que les outils numériques de calcul et surtout de nous faire prendre consciences des difficultés, des contraintes et de la complexité d'une étude faite dans les règles de l'art.

D'autre part cette étude nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

- ❖ L'étude de la structure doit être menée à bien car sa modélisation ; son calcul ; son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent d'assurer un bon comportement en cas de séisme.
- ❖ Les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA 99, cela est dû au surdimensionnement de leurs sections.
- ❖ La vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation substantielle des sections des poteaux et cette vérification ne doit pas être négligée.
- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures,
- ❖ L'utilisation du logiciel SAP2000.V14 nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une simulation proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de cette structure.

En fin. Je souhaite que ce modeste travail soit bénéfique pour nous ainsi les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

- DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L. 91).Edition Eyrolles.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours du cursus.
 - Mémoires de fin d'études.