

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA



FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures



Présenté par :

Mlle AIT IKHLEF SOUAD

Encadré par :

Mme SFAKSI. O

Membres du jury :

Mr : Khoufache

Mr : Meziani

Promotion 2017-2018

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A mes très chers parents(AIT IKHLEF Hocine et Fatma) qui m'ont encouragé à donner le meilleur de moi-même, que dieu me les garde.*
- *A mes chers frères et sœur :*
 - *Younes et Kamel*
 - *chanez*
- *A mes chers cousins*
- *A mes chers amis*
- *A mes copines de chambre*
- *A tous mes amis, toutes la promotion Génie Civil 2018 et tous ceux qui me sont chers.*

SOUAD GC

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de BEJAIA. Au terme de ce modeste travail de notre formation en général et notre projet de fin d'étude en particulier, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à :

- Avant tous, un merci de cœur au **BONDIEU** le miséricordieux, le tout puissant pour nous a donné la force d'achever ce travail et la patience de le mener à terme.
- A nos familles qui me ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.
- A ma promotrice M^m **SFAKSI .O** d'avoir accepter de nous guider et de nous aider sur le bon chemin dans notre travail.
- Je n'oublie pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- Mes sentiments de reconnaissance et mes remerciements vont également à l'encontre de toute personne qui a participé de près ou de loin, directement ou indirectement à la réalisation de ce travail. Que Dieu vous accorde, son aide, dans tous vos projets et activités.

PRINCIPALES NOTATIONS

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h0 : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.
q_u : charge ultime.
q_s : charge de service.
L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_x = distance entre nus de poutrelles.
L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
l' : longueur fictive.
l'_g et **l'_d** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
M : Moment en général.
M_a : Moment sur appui.
M_u : Moment de calcul ultime.
M_{ser} : Moment de calcul de service.
M_t : Moment en travée.
M₀ : moment isostatique.
M_i : Moment à l'appui *i*
M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
M_j : Moment correspondant à *j*.
M_g : Moment correspondant à *g*.
M_q : Moment correspondant à *q*.
N_s : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime
N : Effort normale du aux charges verticales.
n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_g et **P_d** : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
R : coefficient de comportement global.
S : Section, surface
S_r : surface du radier (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
W : poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{gr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.
Z : Coordonnée, bras de levier
Z : profondeur au dessous de la fondation (m).
b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche.
 f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
fe : Limite d'élasticité.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
 f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).
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_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
σ_j : Contrainte correspondant à j.
σ_g : Contrainte correspondant à g.
σ_q : Contrainte correspondant à q.
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
γ_b : coefficient de sécurité.
γ_s : coefficient de sécurité.
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q : chargement KN/ml..
 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.
μ_l : Moment réduit limite.
μ_u : Moment ultime réduit.
λ_i : Coefficient instantané.
λ_v : Coefficient différé.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. 1.1: f_e en fonction du type d'acier	14
Tableau 2.1 Evaluation des charges de l'acrotère	23
Tableau 2.2 Pré dimensionnement des escaliers.	26
Tableau 2.3 Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible	26
Tableau 2.4 Évaluation des charges et surcharges de plancher étage courant.....	26
Tableau 2.5 Charges et surcharges évaluation des terrasse inaccessible1,2et3du plancher	27
Tableau2.6 Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.....	27
Tableau 2.7 Évaluation des charges et surcharges du palier.....	27
Tableau 2.8 Évaluation des charges et surcharge de la volée.....	27
Tableau 2.9 Sections préalables des poteaux.....	29
Tableau 2.10 Évaluation des poids propre des poteaux	31
Tableau 2.11 Descente de charge pour le poteau P1.....	33
Tableau 2.12 Évaluation des poids propre des poteaux.....	35
Tableau 2.13 Descente de charge pour le poteau P1	37
Tableau 2.14 Efforts normaux dans les deux poteaux.....	38
Tableau 2.15 Résultat de vérification a la compression simple	38
Tableau 2.16 résultat de vérification au flambement.....	40
Tableau 2.17 résultat de vérification aux exigences de l'RPA	40
Tableau 2.18 Dimensions des poteaux	41
Tableau 3.1 Les différents types des poutrelles.....	44
Tableau 3.2 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	47
Tableau 3.3 Chargements sur les poutrelles.....	47
Tableau 3.4 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher courant.....	51
Tableau 3.5 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le terrasse accessible.....	54
Tableau 3.6 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher courant.....	57
Tableau 3.7 Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher courant.....	59
Tableau 3.8 Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher courant.....	63
Tableau 3.9 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher terrasse inaccessible.....	66
Tableau3.10 Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher terrasse inaccessible	68
Tableau 3.11 Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher terrasse inaccessible.....	72
Tableau 3.12 Les sollicitations les plus défavorables	73
Tableau 3.13. Ferrailage des déférents types de poutrelles.....	82

Tableau 3.13	Ferraillage des différents types de poutrelles.....	83
Tableau 3.15	Vérification des états limite de compression du béton	83
Tableau 3.16	Vérification des états limite de déformation	84
Tableau 3.17	Les schémas de ferraillage des poutrelles.....	85
Tableau 3.18	Moments et ferraillages correspondant	87
Tableau 3.19	Vérification des contraintes	87
Tableau 3.20	Le ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	91
Tableau 3.21	vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	92
Tableau 3.22	Le ferraillage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	94
Tableau 3.23	vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	95
Tableau 3.23	vérification des contraintes dans le béton et l'acier	98
Tableau 3.26	calcul des sollicitations	101
Tableau 3.27	Résumé des résultats de ferraillage	102
Tableau 3.27	Résumé des résultats de ferraillage.....	103
Tableau 3.28	Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S).....	105
Tableau 3.29	Vérification des contraintes à l'ELS.....	107
Tableau 3.30	Combinaison d'action de l'acrotère.....	109
Tableau 4.1.	Valeurs des pénalités P_q	116
Tableau 4.2	Période de vibration et taux de participation massique.....	125
Tableau 4.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	126
Tableau 4.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	126
Tableau 4.5	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	127
Tableau 4.6	Vérification des déplacements.....	128
Tableau 4.7	Vérification à l'effet $P-\Delta$	129
Tableau 4.8	Vérification de l'effort normale réduit	130
Tableau 4.9	Dimensions finales des éléments structuraux	130
Tableau 5.1	Sollicitation et ferraillage des poutres.....	132
Tableau 5.2	Vérification des contraintes tangentielles.....	134
Tableau 5.3	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	134
Tableau 5.4	Vérification de l'état limite de compression	135
Tableau 5.5	Vérification de l'état limite de déformation.	135
Tableau 5.6	Sollicitations et ferraillages dans les poteaux.	143
Tableau 5.7	Vérification du ferraillage transversal.....	145
Tableau 5.8	Vérification au flambement des poteaux.....	146
Tableau 5.9	Vérification des contraintes dans les poteaux.	147
Tableau 5.10	Vérification des contraintes de cisaillements	148
Tableau 5.11	Moment résistant des poteaux.....	149

Tableau 5.12 Moment résistant dans les poutres.....	149
Tableau 5.13 Vérification des zones nodales poutres principales	149
Tableau 5.14 Vérifications des zones nodales poutres secondaires	150
Tableau 5.15 Ferrailage du voile Vx1.....	153
Tableau 5.16 Ferrailage de voile VY1.....	154
Tableau 5.17 Ferrailage de voile VY2.....	155
Tableau 5.18 Ferrailage de voile VY3.....	155
Tableau.6.1 calcul des sollicitations	170
Tableau 6.2 ferrailage de la poutre de rigidité	170
Tableau 6.3 Vérification des contraintes de compression dans le béton	172
Tableau VI.5 Résumé des résultats du ferrailage les nervure	165
Tableau VI.6 Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	166
Tableau VI.7 Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	167
Tableau VI.8 Ferrailage du mur adossé.....	169
Tableau VI.9 Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	171

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Vue en 3D du bâtiment des étages courant (RDC +de 1-4 étages)	03
Figure 1.2 Vue en 3D du bâtiment.....	04
Figure 1.3 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure 1.4 Diagramme des contraintes du béton.....	11
Figure 1.5 Diagramme des contraintes limite du béton.....	12
Figure 1.6 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	14
Figure 1.7 Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	15
Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	17
Figure 2.2. Schéma de la disposition des poutrelles	18
Figure 2.3. Coupe transversale d'une poutrelle	19
Figure 2.4. Dalle sur 02 appuis	20
Figure 2.5. Dalle sur 03 appuis	20
Figure 2.6. Dalle sur 04 appuis.....	20
Figure 2.7 Coupe transversale d'un voile.....	22
Figure 2.8. Schéma statique de l'acrotère	23
Figure 2.9. Schéma d'un escalier.....	24
Figure 2.10 Escalier a deux volées (étages + RDC+3 E sol)	24
Figure 2.11 Schéma statique l'escalier	25
Figure 2.12 Schéma de la volée	25
Figure 2.13 coupe de poteau	28
Figure 2.14 Vue en plan des poteaux les plus sollicités	29
Figure 2.15. La surface afférente du poteau P1	30
Figure 2.16 Schéma statique de la décente de charge.....	31
Figure. 2.17 Les surface afférente du poteau P2.....	33.
Figure 2.18 Schéma statique de la décente de charge.....	36
Figure 3.1. Plan de disposition des poutrelles	43
Figure 3.2 Schéma d'une Poutre continue.....	44

Figure 3.3. Moments sur une poutre à plus de deux	45
Figure 3.4 Moments sur une poutre à deux	45
Figure 3.5 Effort tranchant sur une poutre à 2	45
Figure 3.6 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2	45
Figure 3.7 Schéma statique de la poutrelle T1(les entres sol)	47
Figure 3.8 Schéma statique de la poutrelle T1(les planchers courants)	51
Figure 3.9 Schéma statique de la poutrelle T1 (RDC au 4 ^{ème} étage)	54
Figure 3.10 Schéma statique de la poutrelle T2 (4 ^{ème} étage)	57
Figure 3.11 Schéma statique de la poutrelle T1 (RDC au 4 ^{ème} étage)	59
Figure 3.12 Schéma statique de la poutrelle T1 (terrasse inaccessible)	63
Figure 3.13 Schéma statique de la poutrelle T2 (terrasse inaccessible)	66
Figure 3.14 Schéma statique de la poutrelle T1 (Terrasse inaccessible)	69
Figure 3.15 caractéristiques géométriques de la poutrelle	74
Figure 3.16 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	85
Figure 3.17 Schéma statique de la poutre de chaînage	86
Figure 3.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	88
Figure 3.19 Dalle sur trois appuis	89
Figure 3.20 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis	93
Figure 3.21 Dalle sur 04 appuis	93
Figure 3.22 Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis	96
Figure 3.23 Dalle sur 02 appuis	96
Figure 3.24 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	99
Figure 3.25 Schéma d'une volée d'étage	100
Figure 3.26 Section d'escalier à ferrailer	102
Figure 3.27 Schéma de ferrailage d'escalier	104
Figure 3.28 Schéma statique de la poutre palière	104
Figure 3.29 Schéma de ferrailage de la poutre palière	107
Figure 3.30 Coupe transversale l'acrotère	108
Figure 3.31 Schéma statique de l'acrotère	108
Figure 3.32 Schéma de ferrailage de l'acrotère	112

Figure 4.1 Spectre de réponse.....	119
Figure 4.2 Dispositions des voiles.....	120
Figure 4.3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000	121
Figure 4.4. 1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)	122
Figure 4.5. 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).....	122
Figure 4.6. 3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	123
Figure 5.1 Ferrailage de la poutre secondaire (RDC+4 étage +3 entres sols).....	136
Figure 5.1 Ferrailage des poutres principale (RDC+4 étages +3 entres sol).....	136
Figure 5.2 Ferrailage des poutres secondaire de la terrasse	137
Figure 5.4. Ferrailage des poutres principales (terrasse inaccessible)	137
Figure 5.5 Zone nodale.....	139
Figure 5.6 Différent type de section par rapport à la position de l'axe neutre	140
Figure 5.7 Diagramme contrainte-déformations.....	142
Figure 5.8 Diagramme contrainte déformation avant après simplification.....	142
Figure 5.9 Répartition des moments dans la zone nodale.....	148
Figure 5.10 Ferrailage des poteaux.....	151
Figure 5.11 Ferrailage du voile VY1 au niveau du entre sols	156
Figure 6.1 Schéma d'une semelle isolée	159
Figure 6.2 Semelle filante	160
Figure 6.3 Schéma de la poutre de rigidité	166
Figure 6.4 Schéma de ferrailage	172
Figure 6.5 Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	173
Figure 6.6 Coupe 1-1.....	173
Figure 6.7 Coupe 2-2.....	173
Figure	

Symboles et notation

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

Symboles et notation

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

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

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X , Y et Z : Coordonnées en général.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

Symboles et notation

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

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_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

La stabilité d'une structure peut être atteinte, si elle répond aux critères de stabilité exigée par les codes de calculs (Déplacement, effort sismique à la base, ...).

Le règlement parasismique algérien propose plusieurs systèmes structurels de contreventement pour la structure étudiée : mixte (portique, voile) avec ou sans interaction et voiles porteurs. Le R.P.A99/03 laisse le choix au concepteur de choisir entre ces systèmes structuraux en fonction de:

Le comportement sismique recherché (ductile, rigide)

L'entreprise de réalisation: moyen de réalisation, main d'œuvre,...

Délai de réalisation

Objectif du mémoire

L'étude consiste à dimensionner et calculer la structure choisie (R+4 + 3Sous-Sol). Cette étude doit aboutir à la réalisation de notre projet de fin d'étude, on cherchant de fournir une solution optimale, tant du point de vue technique qu'économique.

On se base sur le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, consacré pour la présentation du projet ;
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré -dimensionnement des éléments ;
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires ;
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique ;
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux ;
- ✓ Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure ;

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment le **CBA93**, **BAEL91/99**, **RPA99 version2003** et les différents **DTR**.

Chapitre I

1.1. INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire, économique et esthétique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelque rappel ; et des descriptions du projet à étudier.

1.2. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'une marché couvert : (R+04 +trois entre sol) en béton armé à usage : commercial (MARCHE COUVERT)

Ce projet est un ouvrage de grande importance ; sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien version 2003 RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage B1.

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-kharata ville, en aval de **RN9** plus précisément a proximité du marché couvert actuel de kharata centre (W.BEJAIA), qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

1.3. Description architectural de l'ouvrage

✓ Dimensions en plan

Les dimensions maximales de la structure sont :

$$L_x = 22,55 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 10,60 \text{ m}$$

✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale	29,96 m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	4,42m
Hauteur des étages courants(01).....	3.74m
Hauteur des étages courants (2et3)	03,40 m
Hauteur des étages courants(04).....	4.46m
Hauteur de entres sol (01).....	3.40m
Hauteur de entres sol (02).....	3.40m
Hauteur de entres sol(03).....	3.74m



Figure 1.1. Vue en 3D du bâtiment des étages courant (RDC +de 1-4 étages)



Figure 1.2. Vue en 3D du bâtiment

- **Données géotechnique du site**

D'après les résultats obtenus par le **Laboratoire Travaux Publics de L'est Direction Régionale-de SETIF** d'étude géotechnique chargé de l'étude de sol, donner la description détaillée de la coupe de sondage carotté suivantes :

- 0.00 a 4.00m : Remblais
- 4.00 a 5.00m : Marnes grises en fragment (fracturés)
- 5.00 a 6.00m : Marnes compactes de couleur grise

- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 3 \text{ bars}$.
- Le sol est classé dans le catégorie : **S1 (site rocheux)**
- L'ancrage minimal des fondations

1.3.1 Description structurale

❖ Les planchers :

Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure, qui assure la transmission des charges verticale aux éléments structurant ;

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

- ❖ **Poutres** : sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires
- ❖ **Poteaux** : Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure
- ❖ **Voiles**: Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur
- ❖ **Les revêtements** : les revêtements de la structure sont constitués par:
 - Du carrelage de 2cm pour les planchers courants.
 - De l'enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds.
 - De mortier pour les murs de façade.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** : les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure** : elle assure les fonctions suivantes :
 - **Les fondations** : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
 - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol ;
 - ✓ Limiter les tassements

- **Les voiles périphériques** : en se basant sur l'article (10.1.2) du RPA99V 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fonctions (semelles, radié.....)et le niveau de base. D'où nécessiter d'un voile périphérique pour le cas des de RDC vus la pousse des terres

- **Choix du contreventement**

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

- les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

1.4 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003 : Règles Parasismique Algérienne
- ❖ CBA93 : Code du Béton Armé
- ❖ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- ❖ BAEL91/version 99 : Règles du Béton Armé aux Etats Limites
- ❖ DTR BC2.33.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation

1.4.1 Hypothèses de calcul aux états limites

1.4.2 Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées, il existe deux états limites différents : l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage

Ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service :

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

Ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

1.4.3 Les hypothèses de calcul

- ❖ **E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

1- conservation des sections planes (hypothèse de bernoulli).

- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

❖ **E.L.S : BAEL91 (article IV.1)**

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
 - 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $(\sigma = E\varepsilon)$
 - 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;
- n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
- Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

1.5 Actions et sollicitations

1.5.1 les actions

Ce sont actions dont l'intensité est constante ; et aussi ce sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue donc :

- ❖ Des charges permanentes (exemple Le poids propre des éléments de la structure)
- ❖ Des charges d'exploitations (exemple le poids de revêtement et des cloisons)
- ❖ Des charges climatiques (exemple vent et neige)

1.5.1.1 Valeurs caractéristiques des actions

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.

- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les incendies.

1.5.1.2 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

✓ Situation durable ou transitoire :

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

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ Situations accidentelles :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

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

- Situations durables : ELU: $1,35G+1,5Q$
ELS : $G+Q$
- Situations accidentelles : $G+Q+E$
 $0,8G+E$

1.5.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

1.6 Caractéristique des matériaux

1.6.1.1 Définition

▪ Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

▪ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

▪ Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés

1.6.1.2 composition du béton

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 litres de Sable ($0 < D < 5\text{mm}$).

800 litres $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D < 25\text{mm}). \end{array} \right.$

175 litres d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

Résistance caractéristique du béton

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

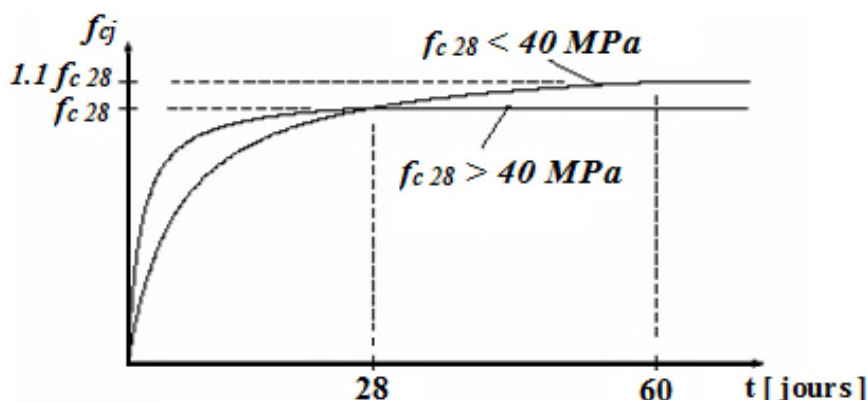


Figure 1.3. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m³ de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

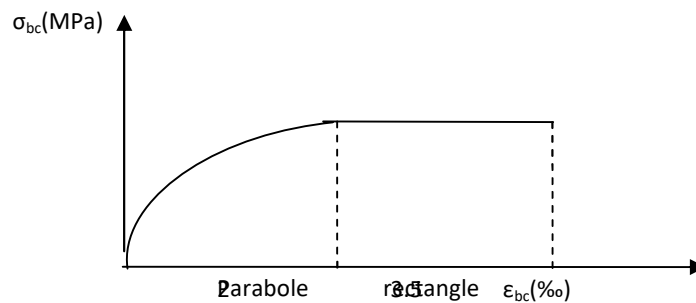


Figure 1.4 Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,15$$

- ✓ **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c .2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

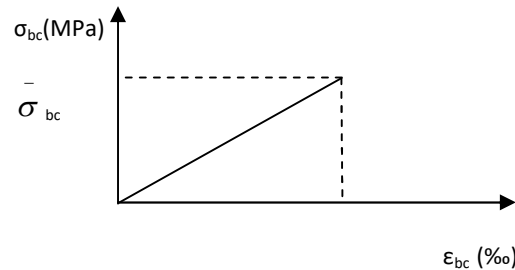


Figure 1.5. Diagramme des contraintes limite du béton.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

d. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} \quad . \quad E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28}=25\text{Mpa}$ on a :

$$E_{v28}=10721,40 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad E_{i28}=32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

Définition L'acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

1.6.1.3 Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

Tableau 1.1 : f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

1.6.1.4 Contrainte limite

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

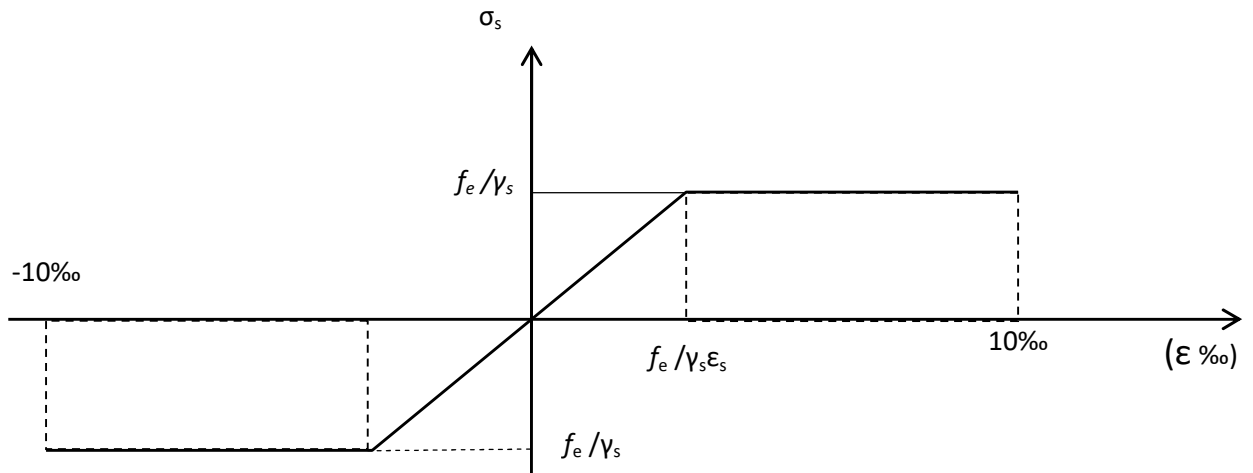


Figure 1.6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$
-

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

1.7 Hypothèses de calcul

1.7.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 - $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion
 - $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

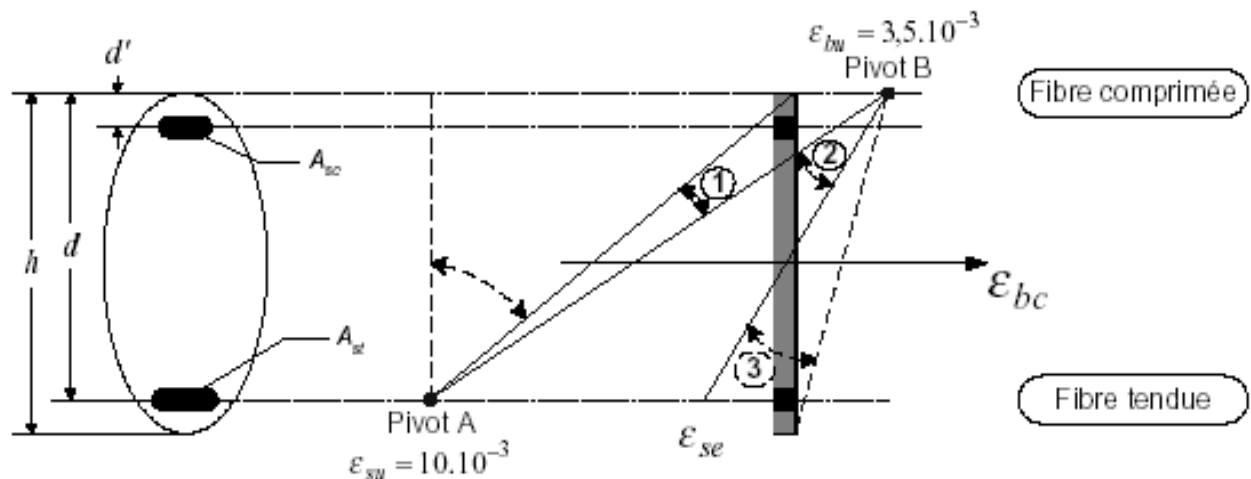


Figure X-1 - Diagrammes des déformations limites (ELU)

Figure 1.7 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Conclusion

a terme de ce chapitre nous tirant les résultats suivantes :

L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
- CBA93 (Code du Béton Armé).
- BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation)

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$.
- ✓ $f_c = 400 \text{ MPa}$.

Chapitre II

Introduction

Pour déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure à fin de reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Et pour ce la nous référons aux recommandations RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...). La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharge → planchers → poutres → poteaux et voiles → fondations → sol

2.1. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

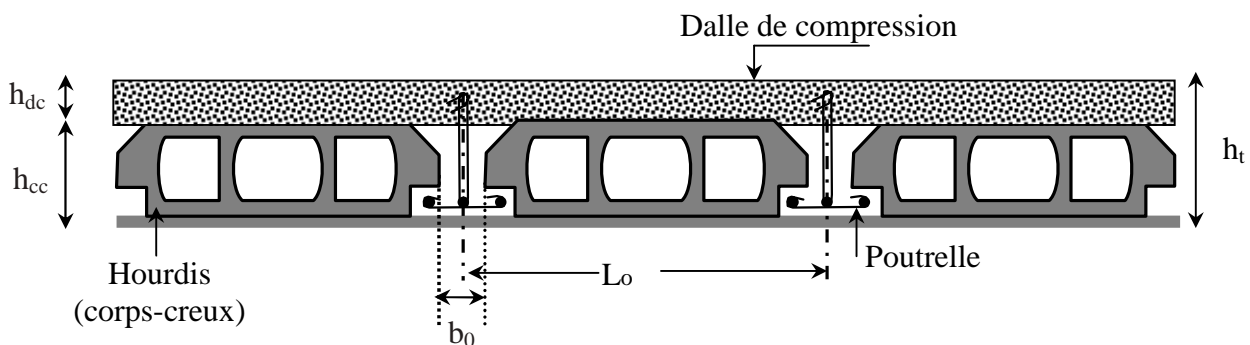
Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

2.1.1. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher en corps creux supporte les charges et surcharges et sépare entre deux niveaux ; est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{dc}$).

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)**.



Avec : **Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux**

- h_t : hauteur total du plancher
- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Disposition des Poutrelles

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint coulées sur place formant l'ossature d'un plancher.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- **le critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **le critère de continuité** : si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

NB : Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la continuité

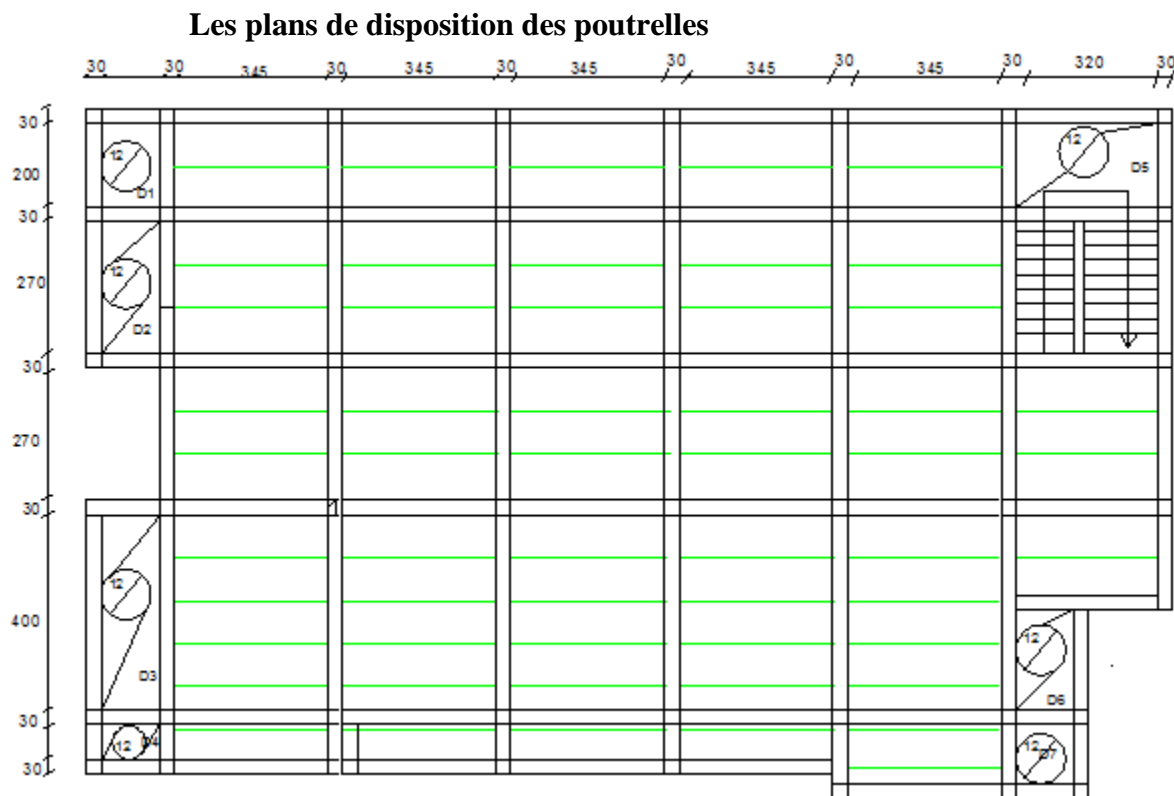


Figure 2.2. Schéma de la disposition des poutrelles

$$L_{max} = 375 - 30 = 345 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow ht \geq \frac{345}{22,5} \Rightarrow ht \geq 15,33 \text{ cm}$$

On prend $ht = 20 \text{ cm}$ soit un plancher (16+4) cm

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+4) = 20cm**.

2.1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher,

elle est prise entre : $b_0 = (0.4 - 0.6) h \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$

On prend: **$b_0 = 10$ cm**

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (\text{CBA93. Art 4. 1. 3})$$

Avec :

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 32 \text{ cm})$$

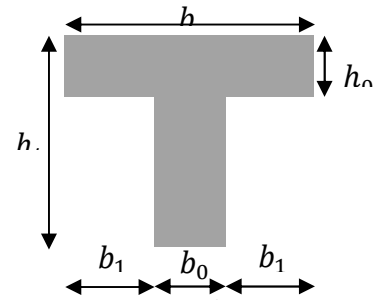


Figure 2.3 Coupe transversale d'une poutrelle

2.1.3. Pré-dimensionnement Plancher à dalle pleine :

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

❖ Résistance à la flexion :

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho > 0.4$.

L_x : est la plus petite portée.

- Les différents types des panneaux de dalles pleines de notre structure sont :

1^{er} Type : Dalle (D1) sur deux appuis (balcons)

$$\begin{cases} L_x = 1.50 \text{ m} \\ L_y = 1.50 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{150} = 1 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3.33 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

appuis

$$e = 4 \text{ cm}$$

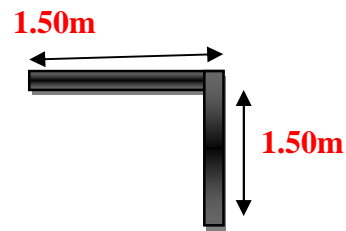


Figure 2.4. Dalle(7) sur 02

2^{em} Type : Dalle (D2) sur trois appuis (balcons)

$$\begin{cases} L_x = 1.50 \text{ m} \\ L_y = 4.00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = L_x/L_y = 150/400 = 0,37 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$4.28 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

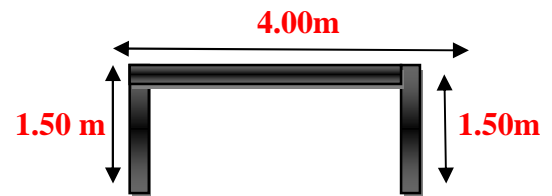


Figure 2.5. Dalle(3) sur 03 appuis

3^{em} Type : Dalle (3) sur quatre appuis (dalle de d'escalier):

$$\begin{cases} L_x = 2.70 \text{ m} \\ L_y = 3.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = L_x/L_y = 270/320 = 0.84 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{270}{45} \leq e \leq \frac{270}{40}$$

$$6 \text{ cm} \leq e \leq 6.75 \text{ cm}$$

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

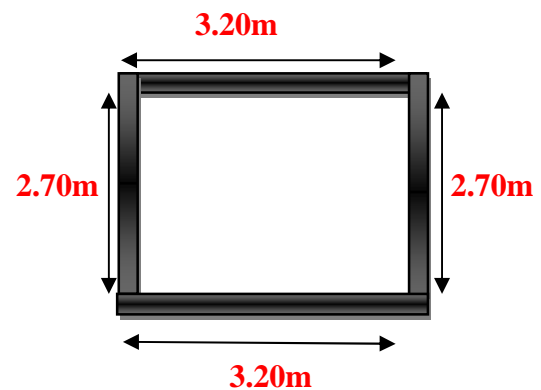


Figure 2.6. Dalle(5) sur 04 appuis

❖ Résistance au feu :

- e = 07 cm pour une heure de coupe feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe feu.
- e = 17.5cm pour quatre heures de coupe feu.

❖ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm**.

Finalement on adopte : e = 12cm

2.2. Pré-dimensionnement des 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.

2.2.1. Poutres principales (PP): elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 430 - 30 = 400$ cm)

$$L_{max} = 4.30 - 0,30 = 4 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 30) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc} \quad 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

- $b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/35 = 1.14 < 4$ condition vérifiée.

2.2.2. Poutres secondaires (PS): elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est:

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

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 375 - 30 = 345$ cm)

$$L_{max} = 3.75 - 0,30 = 3.45 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 30) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc} \quad 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm}$$

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

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 30/30 = 1 < 4$ condition vérifiée.

Conclusion : Apres la vérification les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- **Les poutres principales :** $b \times h = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- **Les poutres secondaires :** $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

2.3. Pré-dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{22} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage - hauteur de la poutre)
- e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Pour le RDC**

$$h_e = 442 - 30 = 422 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (18.72\text{cm} ; 15\text{cm})$$

Ce qui donne $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Pour les étages courants**

$$H_e(04) = 446 - 30 = 426 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (18.90\text{cm} ; 15\text{cm})$$

Ce qui donne $e = 20\text{cm}$

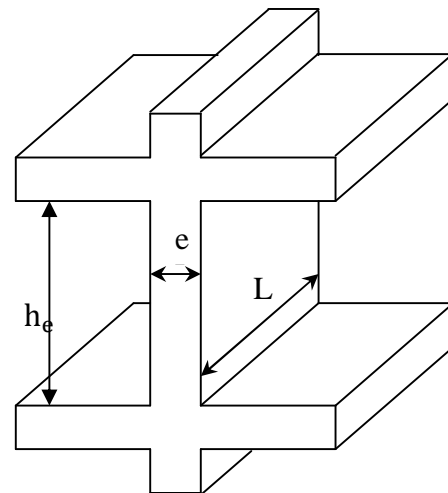


Figure 2.7 Coupe transversale d'un voile

➤ **Les entres sol**

Entre sol

$$H_e = 340 - 30 = 310\text{cm}$$

$$e \geq (16\text{cm} ; 15\text{cm})$$

ce qui donne $e = 20\text{cm}$

Au final on prend:

$$e = \begin{cases} 20\text{cm} & \text{pour les entres sol + les etages} \\ & \text{RDC} \end{cases}$$

2.4. pré-dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H = 60\text{cm}$

Surface total : $S = 0.1 \times 0.6 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.0685m^2$

➤ **évaluation des charges et surcharges :**

- **Charge permanente :**

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment : $G_2 = (20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1) \times 2 = 0.48 \text{ KN/m}$

Donc : $G_t = G_1 + G_2 = 1.7125 + 0.48 = 2.1925 \text{ KN/m}$.

- **Charge d'exploitation :**

$Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Surface (m ²)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.10	0.0685	25	1.7125
Enduit de ciment intérieur	0.02	0.6	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.6	20	0.24
Charge permanents totale	$G = 2.1925 \text{ KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$			

Figure 2.8. Schéma statique de l'acrotère

Tableau 2.1. Evaluation des charges de l'acrotère

2.5. Pré-dimensionnements des escaliers :

a- Définition: Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier, ou en bois.

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale a la fin ou au début de la paillasse.

- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escalier confortable ; $\alpha=[20^{\circ} \text{ à } 40^{\circ}]$.
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier

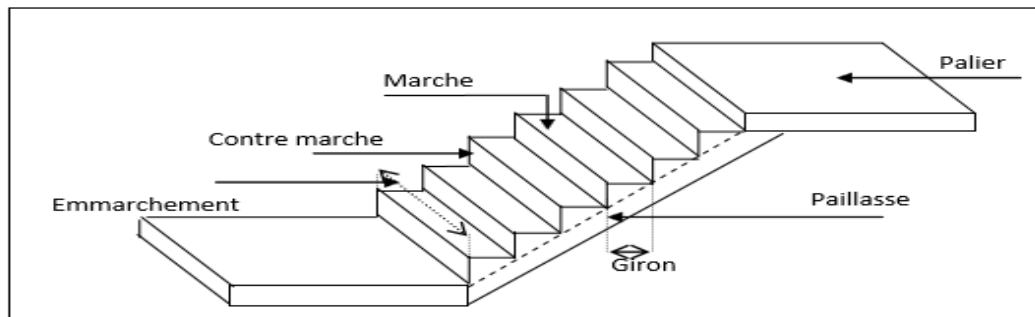


Figure 2.9. Schéma d'un escalier

b- Types d'escaliers :

Dans notre projet seul types d'escaliers qui est:

Type 1 : escaliers à un deux volées :

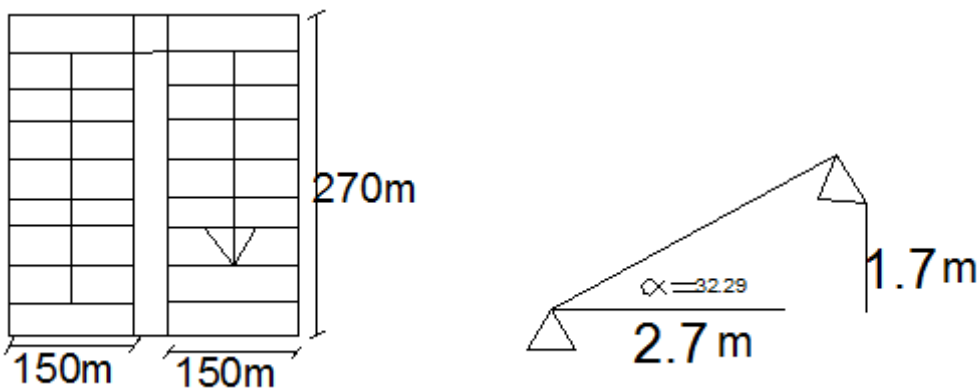


Figure 2.10 Escalier a deux volées (étages +3 E sol)

c- DIMENSIONNEMENT :

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes : la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;

- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL: $60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \end{array} \right. \quad n : \text{nombre de contre marche.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad H : \text{hauteur de la volée.}$$

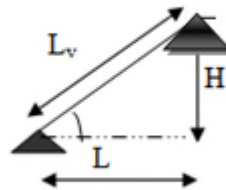


Figure 2.11 Schéma statique l'escalier

\$L\$: longueur de la volée.

➤ **Pour les étages :**

Hauteur de étage : **3.40 m**

Hauteur de la volée (les deux volées sont egales) : **1.70 m.**

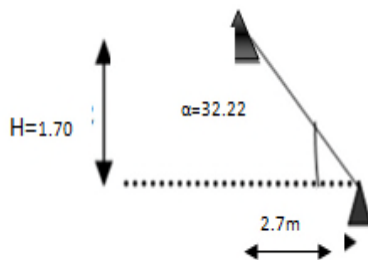


Figure 2.12 Schéma de la volée

Le nombre des marches est :

Volée: \$n = H/h = 1.07/ 0.17 = 10\$ **contre marches**

Donc on aura : \$n-1= 9\$ **marches.**

-
- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \Rightarrow g = 30cm. \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \Rightarrow h = 17cm. \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{g= 30 \text{ cm et } h= 17 \text{ cm}}$$

- **Angle de raccordement \$\alpha\$:** \$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1.7}{2.70} \right) = 29.53^\circ\$ d'où : **\$\alpha = 32.22^\circ\$**

- **Epaisseur de la paillasse (e):**

$$L = +L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 3.19m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{319}{30} \leq e \leq \frac{319}{20} \Rightarrow 10.46cm \leq e \leq 16.2cm$$

On prend: **e=12cm**

Escalier type (2)(RDC)

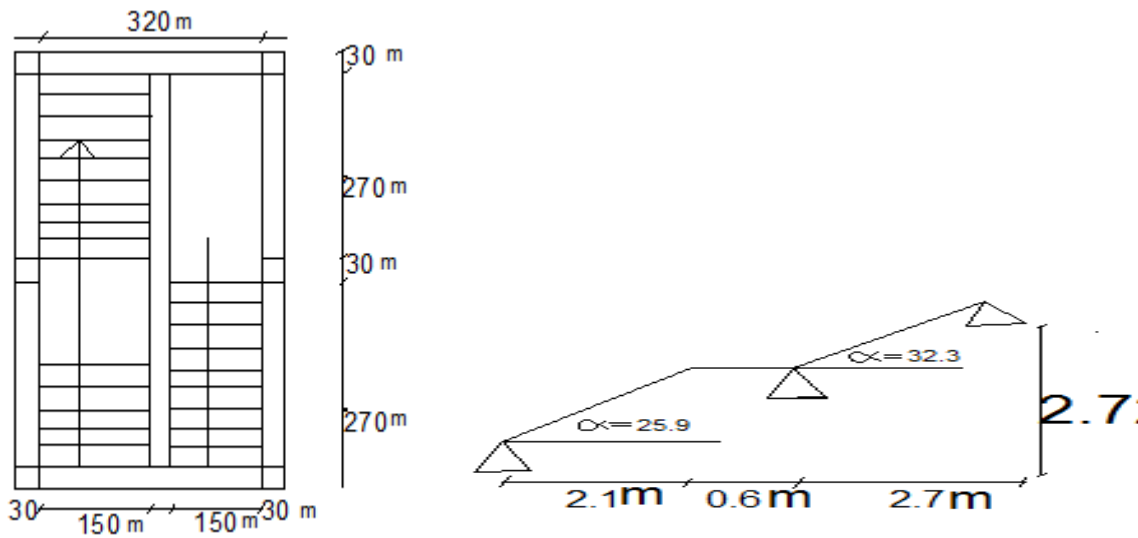


Figure 2.10 Escalier a deux volées (RDC)

c- DIMENSIONNEMENT :

D’après les calcule on tires directement les résultats

Nombres de marche = 14

Nombres de contres marche =15

$$L = v + L_{01} + H_{01} + L_{02} + h_{02}$$

$$L = 0,6 + (2.1^2 + 1.7^2) + (2.7^2 + 1.7^2) = 612.41$$

On tire épaisseur e=25 cm

$$g = 30cm$$

$$h = 17cm$$

$$\alpha_1 = 25.9 \quad , \quad \alpha_2 = 32.3$$

	H _{étage} (m)	Volée	H _{volée} (m)	Inclinaison (α)	L _{volée} (m)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)	
RDC	4.42	1	1.70	32.22°	3.19	9	25	
		2	1	1.02	25.90°	0.60	5	25
			2	1.70	32.22		9	25
Etage	3.40	1	1.70	32.22°	3.19	9	12	

Tableau 2.2. Pré dimensionnement des escaliers.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.18	25	4.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=5.86 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=2.5 KN/m ²		

Tableau 2.3.Évaluation des charges et surcharges du palier

2.6. Evaluation des charges et surcharges :

1. Plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.06	20	1.2
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	0.16+0.04=0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.10	22	2.2
Charge permanente totale	G = 6.68 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN /m ²		

Tableau 2.3. Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible

2. Plancher étages courants à usage commerce :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.16+0.04=0.20	14	2.80
Cloison de séparation	0.10	10	1
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=5.16 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Plancher à usage commercial		Q= 5KN/m ²

Tableau 2.4. Évaluation des charges et surcharges de plancher étage courant

3 Plancher terrasse accessible :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40

Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.16+0.04=0.20	14	2.80
Forme de pente	0.10	22	2.2
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=6.36 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Plancher à usage commercial		Q= 2.5KN/m ²

Tableau 2.5 Charges et surcharges évaluation des terrasse inaccessible1,2et3du plancher

4. Murs extérieurs:

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=2.74 KN /m ²		

Tableau 2.6 Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.

5. Les dalles planes (balcon et palier)

5.1. Palier et balcon

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.18	25	4.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=5.86 KN /m ²		
Charge exploitation	Palier	G=2.5 KN /m ²	
	Balcon	G=5 KN /m ²	

6. Les escaliers : Tableau 2.7 Évaluation des charges et surcharges du palier

6.1. La volée :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)		
Revêtement horizontale	0.02	20	0.40		
Revêtement verticale	0.02h/g=0.0113	20	0.23		
Mortier de pose	0.02	20	0.40		
Lit de sable	0.02	18	0.36		
Marches	h/2=0.17/2	22	1.87		
Paillasse	Type	Volée1	0.18/cos 32.22°	25	5.31
		Volée2	0.18/cos 32.22°	25	5.31
Enduit de plâtre		0.02	10	0.2	

	Type	Volée1	G= 8.76 KN /m ²
		Volée1	G= 8.76 KN /m ²
Charge d'exploitation			Q= 2.50 KN/m ²

Tableau 2.8 Évaluation des charges et surcharge de la volée.

2.8. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le Pré-dimensionnement des poteaux sera établi en faisant le calcul de la section en béton, après avoir effectué la décent de charge sur le poteau le plus sollicité. les sections present au départ seront vérifiées par rapport aux critères suivants:

- **critère 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'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l₀ : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

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

- **Conditions de RPA99 (2003) :**

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

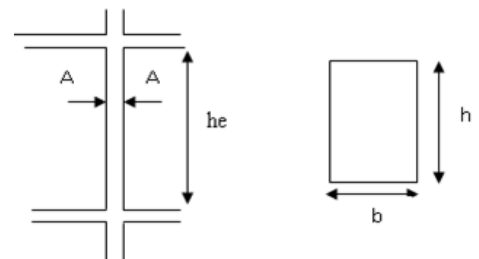


Figure 2.13 coupe de poteau

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

Étages	Entre sol 1 et 2	entre sol 3 et RDC	1et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage
Section (b × h) cm ²	60×60	55×55	50×50	45×45

Tableau 2.9 Sections préalables des poteaux.

A. La Descente de charge

La décente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charge et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. Elle permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fera pour deux types du poteau (P1,P2) les plus sollicités.

- le poteau **P1** est un poteau de la cage d'escalier.
- le poteau **P2** est le poteau central

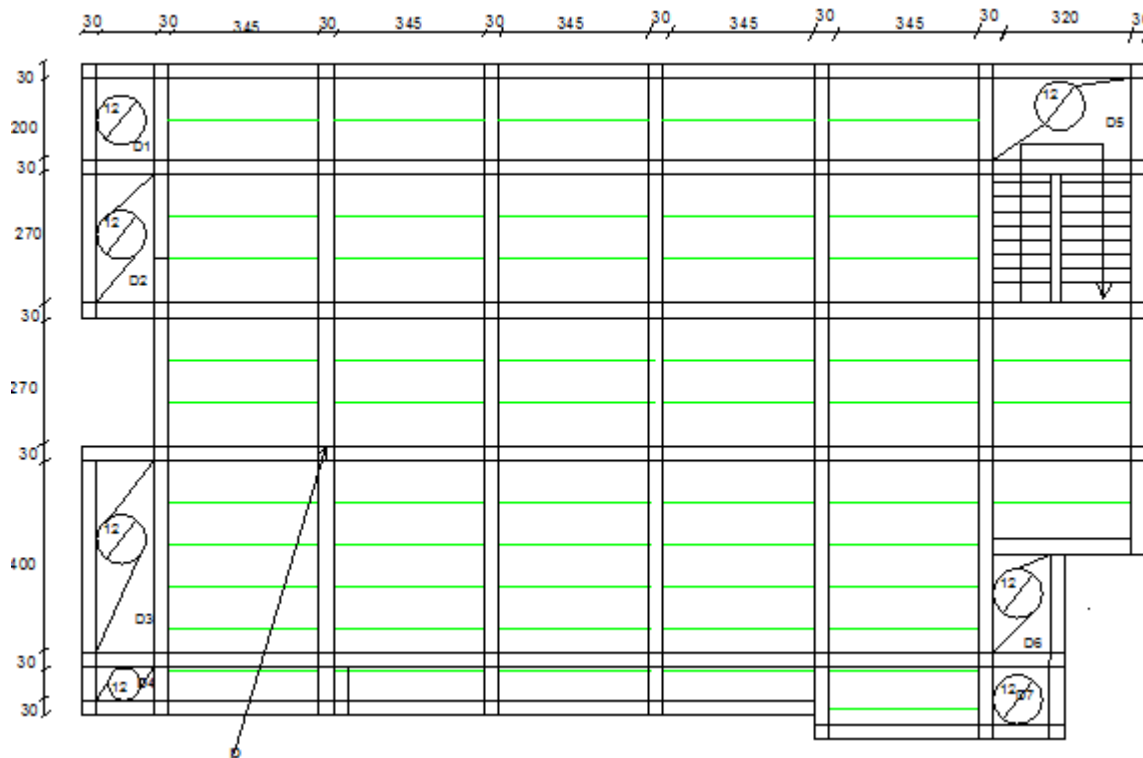
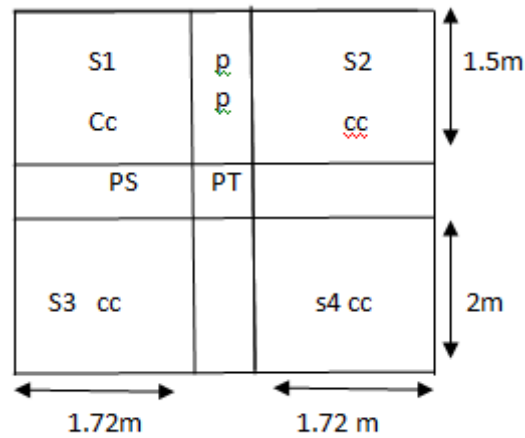


Figure 2.14 Vue en plan des poteaux les plus sollicités

1. Poteau P1 (centré):

Les surfaces afférentes qui reviennent au poteau **P1** sont représentées dans la figure suivante:

Calcul des surfaces afférentes :



$$\begin{cases} S1cc = 2.58 \text{ m}^2 \\ S2cc = 2.58 \text{ m}^2 \\ S3cc = 3.44 \text{ m}^2 \\ S4cc = 3.44 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Figure 2.15. La surface afférente du poteau P1

Calcul de poids propre :

➤ Poids des planchers

• Terrasse inaccessible

$$\begin{cases} G \text{ corps creux} = 6.68 \times (2.58 + 2.58 + 3.44 + 3.44) = 851,36 \text{ KN.} \\ Q \text{ corps creux} = 1 \times (2.58 + 2.58 + 3.44 + 3.44) = 9.2 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Plancher l'étage courant

$$\begin{cases} G = 5.16 \times (2.32 + 2.32 + 3.4 + 3.44) = 47.47 \text{ KN.} \\ Q = 5 \times (2.32 + 2.32 + 3.44 + 3.44) = 46 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Terrasse accessible

$$\begin{cases} G = 6.36 \times (2.32 + 2.32 + 3.44 + 3.44) = 85.51 \text{ KN.} \\ Q = 2.5 \times (2.32 + 2.32 + 3.44 + 3.44) = 23 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Poids des poutres

Poutres principales (PP) : $P_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 25 \times (0.4 \times 0.35) \times 4 \Rightarrow P_{pp} = 14.84 \text{ KN}$

Poutres secondaires (PS) : $P_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.45 \Rightarrow P_{ps} = 8.43 \text{ KN}$

$$G_{\text{poutre}} = 14.84 + 8.43 = 23.27 \text{ KN}$$

➤ Poteaux : $P = S \times 25 \times h_e$

Etages	Entre sol (1 ;2)	entre sol 3	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage
S(m ²)	0.36	0.3025	0.3025	0.25	0.25	0.2025	0.2025
P(KN)	30.60	28.28	33.42	23.37	21.25	17.21	22.57

Tableau 2.10 Évaluation des poids propre des poteaux

- **La loi de dégression des charges d’exploitations :**
- Etant donne que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquant la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers a usage commerciale et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).
- Dans notre cas les surcharges d’exploitations sont égales pour chacun des 7 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = Q$ (étage a usage commercial), et soi

Q_0 : la surcharge d’exploitation sur la terrasse

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$N_0 : Q_0 = 11.52 \text{ KN}$

$N_1 : Q_0 + Q_1 = 83.16 \text{ KN}$

$N_2 : Q_0 + (Q_1 + Q_2) = 152.46 \text{ KN}$

$N_3 : Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 221.76 \text{ KN}$ (DTR B.C 2.2.6.3)

$N_4 : Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 291.04 \text{ KN}$

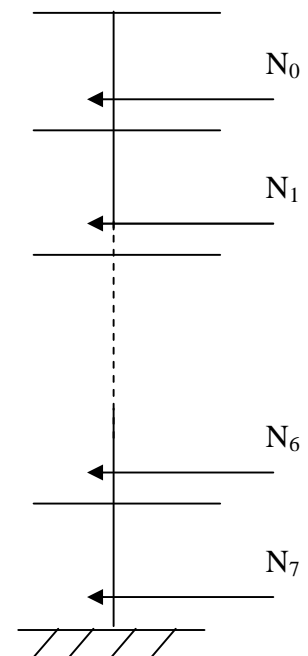
$N_5 : Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 394.72 \text{ KN}$

$N_6 : Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 440.28 \text{ KN}$

$N_7 : Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 611.91 \text{ KN}$

Le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable pour $n \geq 5$

Figure 2.16 Schéma statique de la décente de charge



- **Tableau récapitulatif du poids des éléments :**

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont dans le tableau suivant:

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	92.58	11.52
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm	7.76	
	Poteau (45 × 45) cm ²	22.57	
	Total	138.42	11.52
N1	Venant de N0	138.42	11.52
	Plancher d'étage (16+4)	71.51	57.2
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm ²	7.76	
	Poteau (45 × 45) cm ²	17.21	
Total	250.41	68.72	
N2	Venant de N1	250.41	68.72
	Plancher d'étage (16+4)	71.51	57.2
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm ²	7.76	
	Poteau (<Q50 × 50)cm ²	21.76	
Total	366.95	125.92	
N3	Venant de N2	366.95	125.92
	Plancher d'étage (16+4)	71.51	57.2
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm ²	7.76	
	Poteau (50 × 50) cm ²	23.37	
Total	485.1	221.76	
N4	Venant de N3	485.1	221.76
	Plancher d'étage (16+4)	71.51	57.2
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm ²	7.76	
	Poteau (55 × 55) cm ²	33.42	
Total	613.3	278.96	
N5	Venant de N4	613.3	278.96
	Plancher d'étage (16+4)	71.51	57.2
	Plancher terrasse accessible	88.15	28
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm ²	7.76	
Poteau (55 × 55)cm ²	28.28		
Total	824.51	394.99	
N6	Venant de N5	824.51	394.99
	Plancher d'étage (16+4)	71.51	57.2
	Plancher terrasse accessible	88.15	28
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm ²	7.76	
Poteau (60 × 60) cm ²	30.60		
Total	1038.04	440.28	

N7	Venant de N6	1038.04	440.28
	Plancher d'étage (16+4)	71.51	57.2
	Plancher terrasse accessible	88.15	28
	PP (35 × 40) cm ²	14	
	PS (30 × 30) cm ²	7.76	
	Poteau (60 × 60) cm ²	30.60	
Total		1251.57	611.91
Nu=1.35Gt+1.5Qt = 2607.48KN		Ns=Gt+Qt = 1863.48KN	

Tableau 2.11 Descente de charge pour le poteau P1

• **Récapitulation des résultantes :**

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	1251.57	611.48	2607.48	1863.48

Tableau 2.14 Effort normal dans le poteau

Le poteau le plus sollicité est **P1** avec un effort normal égal à :

$$Nu = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 1251.57 + 1.5 \times 432.50 = 2607.48 \text{ KN}$$

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% ; Après majoration on trouve **Nu = 1,10Nu = 1.1(1.35 G + 1.5 Q) = 2867.52KN**

B. La vérification cas de poteau le plus sollicité (P1):

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

✓ **Vérification a la compression simple :**

Exemple de calcul

❖ **Vérification du poteau à la base « poteau du RDC (60*60)cm² :**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2867.52 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,20 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau de entre sol 1) $B = 0,6 \times 0,6 = 0,36 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,36 \text{ m}^2 \geq 0,20 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Poteau	Entre sol1	Entre sol 2	Entre sol3	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Nu(KN)	2867.52	2267.95	1876.13	1390.96	1086.27	795.44	509.07	228.42
B _{adp} (m ²)	0.36	0.36	0.3025	0.3025	0.25	0.25	0.2025	0.2025
B _{cal} (m ²)	0.20	0.16	0.13	0.08	0.07	0.06	0.04	0.03
Condition B _{adp} ≥ B _{cal}	Vérifiée							

Tableau 2.15 Résultat de vérification a la compression simple

✓ **Vérification au flambement (stabilité de forme):**

D'après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- B_r = (b - 2) × (h - 2)cm² : section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)
- A_s: section d'armature comprimée.
- γ_s = 1,15 : coefficient de sécurité de l'acier.
- f_e= 400 MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

λ = l_f/i

Tel que :

l_f = 0,7 × L₀: Longueur de flambement.

L₀: Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

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

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

Exemple de calcul

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau de entre sol 1)**

On a : $l_0 = 3,40 - 0,40 = 3 \text{ m} \Rightarrow l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ m}$

$B = 0,60 \times 0,60 = 0,36 \text{ m}^2$

$I = \frac{0,60 \times 0,60^3}{12} = 1,08 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

$i = \sqrt{\frac{1,08 \times 10^{-2}}{0,36}} = 0,1732 \text{ m}$

$\lambda = \frac{2,1}{0,1732} = 12,12 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$

$\alpha = 0,83$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

On prend $A_s = 1 \% B_r$

D'après la formule (1) :

$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$

$B_r \geq \frac{2867,52 \times 10^{-3}}{0,83} \times \frac{1}{(25/(0,9 \times 1,5) + 400/(100 \times 1,15))} = 0,15 \text{ m}^2$

Dans notre cas, $B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0,3364 \text{ m}^2$

$B_r = 0,3364 \text{ m}^2 \geq B_{r \text{ cal}} = 0,15 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Poteau	Entre sol1	Entre sol2	Entre sol3	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Nu(KN)	2867.52	2267.95	1876.13	1390.96	1086.27	795.44	509.07	228.42
B _{adp} (m ²)	0.36	0.36	0.3025	0.3025	0.25	0.25	0.2025	0.2025
l ₀ (m)	3	3	3.34	4.02	3.34	3	3	4.06
l _f (m)	2.1	2.1	2.33	2.81	2.33	2.1	2.1	2.84
I × 10 ⁻² (m ⁴)	1.08	1.08	0.76	0.76	0.52	0.52	0.34	0.34
i (m)	0.173	0.173	0.158	0.158	0.144	0.144	0.130	0.130
λ	12.13	12.13	14.74	17.78	16.18	14.58	16.15	21.84
α	0.830	0.830	0.820	0.789	0.795	0.802	0.796	0.770
B _{radp} (m ²)	0.3364	0.3364	0.2809	0.2809	0.2304	0.2304	0.1849	0.1849
B _{r cal} (m ²)	0.1570	0.1242	0.1040	0.0801	0.0621	0.0450	0.0290	0.0134

Condition $B_{adp} \geq B_{cal}$	Vérifiée
-------------------------------------	----------

Tableau 2.16 Résultat de vérification au flambement

On remarque que la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber.

✓ **Vérification aux exigences du RPA :**

Poteau	Entre sol 1	Entre Sol 2	Entre sol3	RDC	1 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
$\min(b \times h) \geq 25 \text{ cm}$	60	60	55	55	50	50	45	45
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	17	17	18.7	22.1	18.7	17	17	22.3
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$	1	1	1	1	1	1	1	1
	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Tableau 2.17 Résultat de vérification aux exigences de l’RPA

Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d’un avant projet en répondant aux exigences du pré dimensionnement données par le RPA99 addenda 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d’avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu’on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16+4) *cm*
- L’épaisseur des dalles pleines adoptée pour les cas suivants est :
 - les balcons $e = 12 \text{ cm}$
 - Panneau de dalle de l’escalier (volées de l’escalier) $e = 12$
- Epaisseur des Voiles {20cm pour les entre sol , RDC et les etages courant
- Poutres Principales (35×40) cm^2
- Poutres Secondaires (30×30) cm^2
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

niveaux	Entre sol1	Entre sol2	Entre sol3	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Dimensions	60× 60	60×60	55× 55	55× 55	50× 50	50× 50	45× 45	45× 45

Tableau 2.18 Dimensions des poteaux

Chapitre III

Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires suivants :

- les planchers (plancher à corps creux).
- les escaliers.
- l'acrotère.
- Les poutres de chinage.

3.1. Etude des planchers

Le plancher est une aire, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

3.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux

3.1.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a)- Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$h_t = (16+4)$ cm. pour les planchers terrasse inaccessible, commercial.

* Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 54 cm de largeur.

* Table de compression de 4cm.

b)- Détermination de la largeur de la table de compression

- h : Hauteur du plancher = 16 cm.
- b : Largeur de la table de compression.
- l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.
- l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

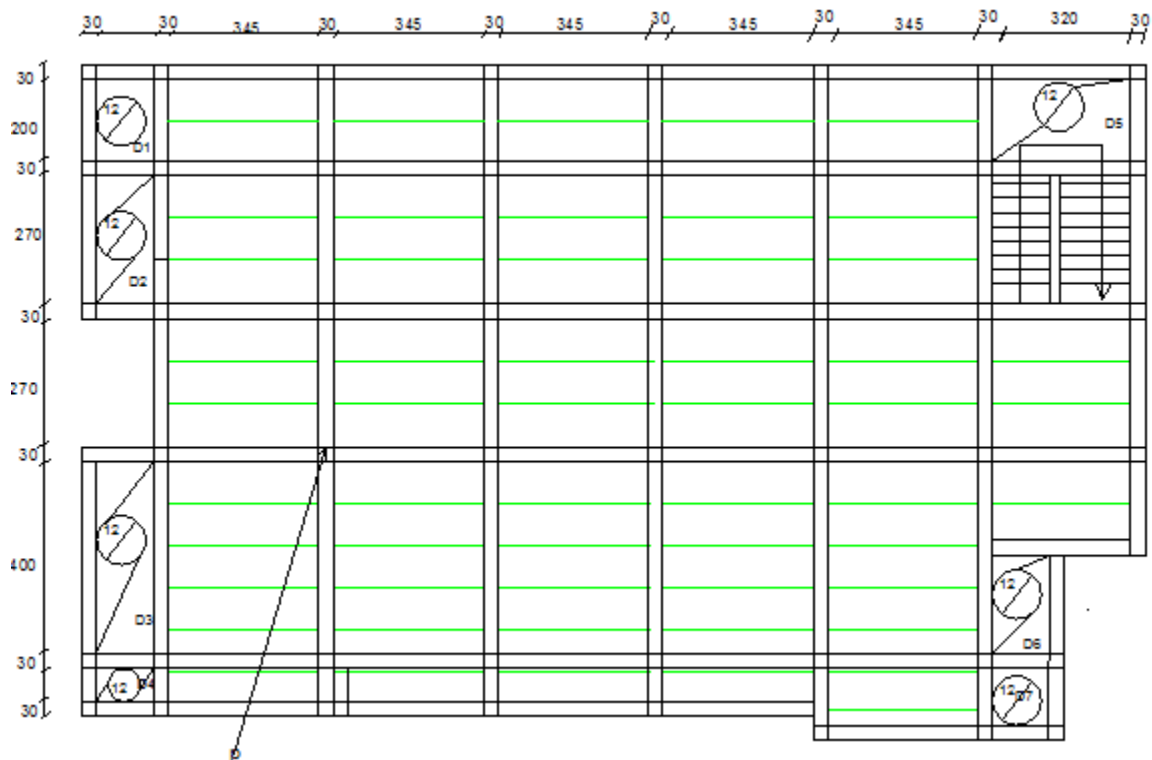
3.1.1.2. Les différents types de poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme suite:

Figure 3.1. Plan de disposition des poutrelles



On distingue trois types de poutrelles :

Types	Schémas statiques des poutrelles
Type (01)	<p>Diagram showing a beam with 6 supports (triangles) and 5 spans, each labeled 3.45m.</p>
Type(02)	<p>Diagram showing a beam with 8 supports (triangles) and 7 spans. The first six spans are labeled 3.45m and the seventh span is labeled 3.20m.</p>

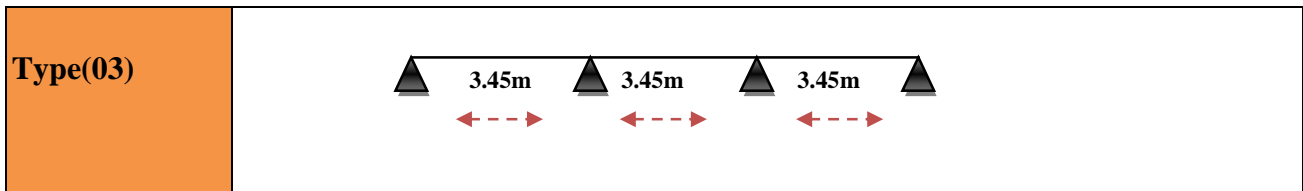


Tableau 3.1. Les différents types des poutrelles.

3.1.1.3. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues en T soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

A.1. Conditions d’application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée d’une poutre continue, il est possible d’utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 ;$
3. fissuration peu nuisible (F.P.N).
4. le moment d’inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{Constant}$).

A.2. Application de la méthode

➤ **Moments aux appuis ($M_a < 0$)**

a. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement.

le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$, tel que $M_0 = \max (M_0^1, M_0^n)$,

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

b. Moment en appuis intermédiaires

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

(1) $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_0$

(2) $M_t \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_0 & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_0 & \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

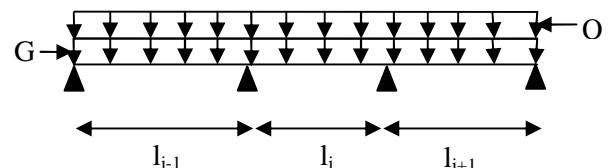


Figure 3.2 Schéma d’une Poutre continue

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

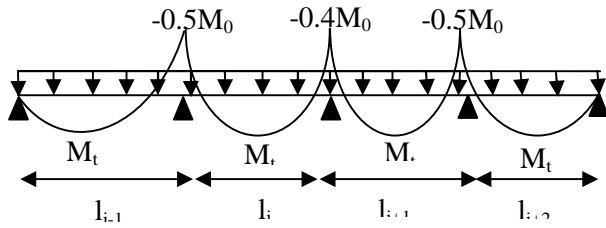


Figure 3.3. Moments sur une poutre à plus de deux

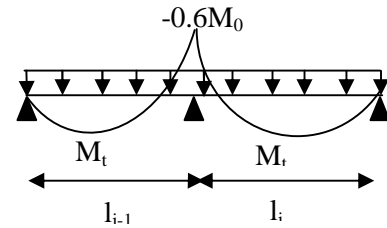


Figure 3.4. Moments sur une poutre à deux

➤ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \text{.....pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \text{.....pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

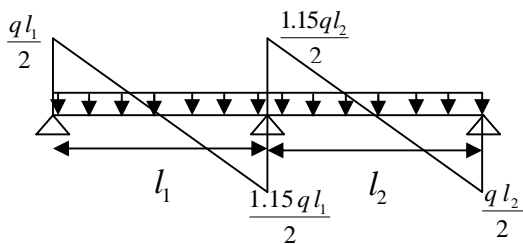


Figure 3.5. Effort tranchant sur une poutre à 2

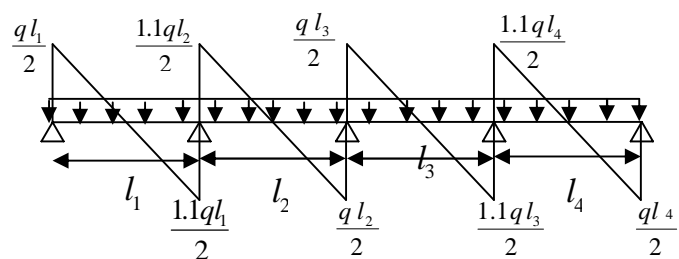


Figure 3.6. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2

B. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

❖ Condition d'application

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$),

❖ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ Application de la méthode

➤ Moment en appui

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

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots\text{travée de rive.} \end{cases}$

➤ **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l-x) \quad ; \quad \frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

➤ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \frac{dM}{dX} = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{l_i}$$

Avec :

- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1,2,3	vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \in [0,8 ; 1,25]$	Méthode forfaitaire

Tableau 3.2 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

III.1.1.4. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 1 (les entres sols))

➤ Schéma statique

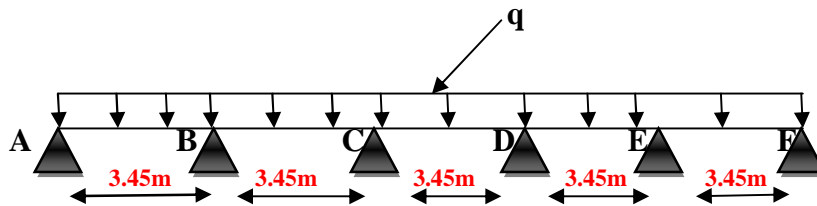


Figure 3.7. Schéma statique de la poutrelle T1(les entres sol)

1. Plancher de les entres sol(plancher courant) : $G=6.36\text{KN/m}^2$; $Q= 5 \text{ KN/m}^2$
 1. $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.72, 5\text{KN/m}^2)$vérifiée.
 2. $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 3.45/3.45=1 \leq 1.25$ c'est vérifiée.
 3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....vérifiée.
 4. fissuration peu nuisible (F.P.N).....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites :

a. Calcul des sollicitations

ELU : $q_u = P_u \times l_0 = 0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$

ELS : $q_s = P_s \times l_0 = 0,65 \times (G + Q)$

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	L ₀ (m)	ELU	ELS
				q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Plancher courant : Entres sol (1 ;2 ;3) ; RDC et étages courants	6.36	5	0,65	10.45	7.38
Plancher terrasse inaccessible	6.68	1	0,65	6.83	5
Plancher terrasse accessible (les 3 entre sol)	5.16	2.5	0.65	6.96	4.97

Tableau 3.3 Chargements sur les poutrelles.

a. Calcule à l'ELU ET L'ELS

● plancher courant

Travée AB=travée BC=travée CD=travée DE=travée EF :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 11 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis**

- **Appuis de rive :**

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

$$M_{A(u)} = M_{F(u)} = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = MF = -2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{F(s)} = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = MF = -1.64 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$M_i = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 11 \text{ KN.m}$$

Avec :

• **Appuis B = Appuis E**

$$M_{Bu} = M_{Eu} = 0,5M_0^u = 0,5 \times 15.60 = -7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Es} = 0,5M_0^s = 0,5 \times 11 = -5.5 \text{ KN.m}$$

• **Appuis C = Appuis D**

$$M_{Cu} = M_{Du} = 0,4M_0^u = 0,4 \times 15.60 = -6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cs} = M_{Ds} = 0,4M_0^s = 0,4 \times 11 = -4.4 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 6.36} = 0.440$$

$$\alpha = 0,440 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,132 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,332 \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B= Travée E-F

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(u)} \geq 1.132 \times 15.60 - \frac{0 + 7.8}{2} = 13.75 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.132 \times 11 - \frac{0 + 5.5}{2} = 9.70 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C= Travée E-D

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(u)} \geq 1.097 \times 10.35 - \frac{7.8 + 6.24}{2} = 10.63 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.132 \times 11 - \frac{5.5 + 4.4}{2} = 7.50 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(u)} \geq 1.132 \times 15.60 - \frac{6.24 + 6.24}{2} = 11.41 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.132 \times 11 - \frac{4.4 + 4.4}{2} = 8.05 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Les efforts tranchants :**
À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 18.02 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.11 \times V_A = -20 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20. KN$$

$$V_C = -20. KN$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20. KN$$

$$V_D = -20. KN$$

Travée D-E :

$$V_D = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20. KN$$

$$V_E = -20. KN$$

Travée E-F :

$$V_E = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20. KN$$

$$V_F = -18.02. KN$$

À l'ELS : SUITE

Travée A-B :

$$V_A = \frac{7.38 \times 3.45}{2} = 12.73. KN$$

$$V_B = -1.11 \times V_A = -14.13. KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{7.38 \times 3.45}{2} = 14.13. KN$$

$$V_C = -14.13. KN$$

Travée C-D:

$$V_C = 1.11 \times \frac{7.38 \times 3.45}{2} = 14.13. KN$$

$$V_D = -14.13. KN$$

Travée D-E:

$$V_D = 1.11 \times \frac{7.38 \times 3.45}{2} = 14.13. KN$$

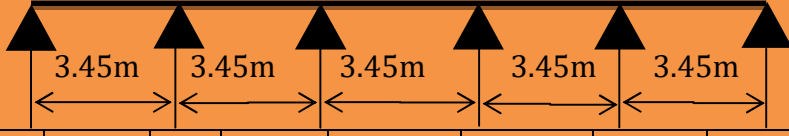
$$V_E = -14.13. KN$$

Travée E-F:

$$V_E = 1.11 \times \frac{7.38 \times 3.45}{2} = 14.13 \text{ KN}$$

$$V_F = -12.73 \text{ KN}$$

Tableau 3.4 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher courant



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	15.60	11	-2.34	-1.65	-7.8	-5.5	13.75	9.70	18.02	-20
B-C	3.45	15.60	11	-7.8	-5.5	-6.24	-4.4	10.63	7.50	20	-20
C-D	3.45	15.60	11	-6.24	-4.4	-6.24	-4.4	11.41	8.05	20	-20
D-E	3.45	15.60	11	-6.24	-4.4	-7.8	-5.5	10.63	7.50	20	-20
E-F	3.45	15.60	11	-7.8	-5.5	-2.34	-1.65	13.75	9.70	20	-18.02

● plancher terrasse accessible

➤ Schéma statique

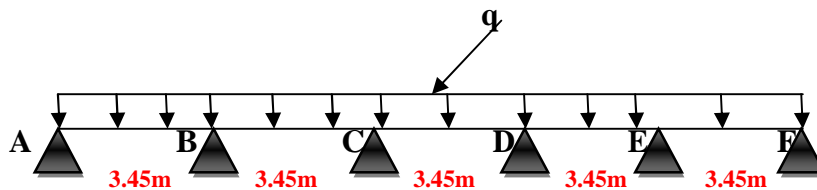


Figure 3.8 Schéma statique de la poutrelle T1 (les planchers courants)

2. Plancher de les entres sol (terrasse accessible) : $G=5.16 \text{ KN/m}^2$; $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.40 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis

- Appuis de rive :

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

$$M_{A(u)} = M_{F(u)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = M_F = -1.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{F(s)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = M_F = -1.11 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires

$$M_i = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 7.40 \text{ KN.m}$$

Avec :

- **Appuis B = Appuis E**

$$M_{Bu} = M_{Eu} = -0,5M_0^u = -0,5 \times 10.35 = -5.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Es} = -0,5M_0^s = -0,5 \times 7.4 = -3.5 \text{ KN.m}$$

- **Appuis C = Appuis D**

$$M_{Cu} = M_{Du} = -0,4M_0^u = -0,4 \times 10.35 = -4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cs} = M_{Ds} = -0,4M_0^s = -0,4 \times 7.4 = -2.96 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.16} = 0.326$$

$$\alpha = 0,326 \Rightarrow \begin{cases} 1+0,3\alpha = 1,097. \\ 1,2+0,3\alpha = 1,297. \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B = Travée E-F

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1.097 \times 10.35 - \frac{0 + 5.17}{2} = 8.79 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1.097 \times 7.40 - \frac{0 + 3.5}{2} = 6.36 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C = Travée E-D

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1.097 \times 10.35 - \frac{5.17 + 4.14}{2} = 6.70 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.097 \times 7.40 - \frac{3.5 + 2.96}{2} = 8.12 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(u)} \geq 1.097 \times 10.35 - \frac{2.96 + 2.96}{2} = 8.40 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.097 \times 7.40 - \frac{4.14 + 4.14}{2} = 3.97 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Les efforts tranchants :**
À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6.96 \times 3.45}{2} = 12 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.11 \times V_A = -13.32 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{6.96 \times 3.45}{2} = 13.32 \text{ KN}$$

$$V_D = -13.32 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = 1.11 \times \frac{6.96 \times 3.45}{2} = 13.32 \text{ KN}$$

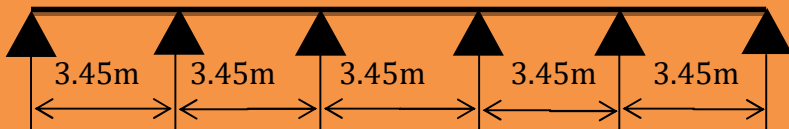
$$V_E = -13.32 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_E = 1.11 \times \frac{6.96 \times 3.45}{2} = 13.32 \text{ KN}$$

$$V_F = -12 \text{ KN}$$

Tableau 3.5 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le terrasse accessible



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	10.35	7.4	-1.55	-1.11	-5.17	-3.5	8.79	6.36	12	-13.32

B-C	3.45	10.35	7.4	-5.17	-3.5	-4.14	-2.96	8.12	4.88	13.32	-13.32
C-D	3.45	10.35	7.4	-4.14	-2.96	-4.14	-2.96	8.40	4.80	13.32	-13.32
D-E	3.45	10.35	7.4	-4.14	-2.96	-5.17	-3.5	8.12	4.88	13.32	-13.32
E-F	3.45	10.35	7.4	-5.17	-3.5	-1.55	-1.11	8.79	6.36	13.32	-12

● plancher courant de RDC au 4^{ème} étage

➤ Schéma statique

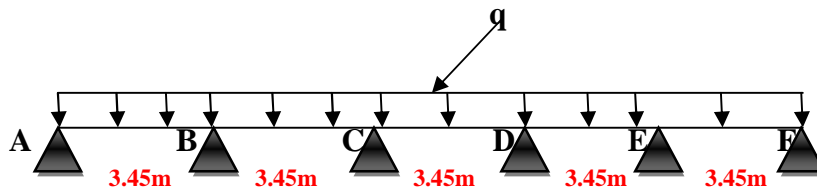


Figure 3.9 Schéma statique de la poutrelle T1 (RDC au 4^{ème} étage)

3. Plancher courant : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Travée AB = travée BC = travée CD = travée DE = travée EF :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 11 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis

- Appuis de rive :

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

$$M_{A(u)} = M_{F(u)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = M_F = -2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{F(s)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = M_F = -1.64 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires

$$M_i = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 11 \text{ KN.m}$$

Avec :

• Appuis B = Appuis E

$$M_{Bu} = M_{Eu} = 0,5 M_0^u = 0,5 \times 15.60 = -7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Es} = 0,5 M_0^s = 0,5 \times 11 = -5.5 \text{ KN.m}$$

- **Appuis C = Appuis D**

$$M_{Cu} = M_{Du} = 0,4M_0^u = 0,4 \times 15,60 = -6,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cs} = M_{Ds} = 0,4M_0^s = 0,4 \times 11 = -4,4 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 6,36} = 0,440$$

$$\alpha = 0,440 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,132 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,332 \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B = Travée E-F

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,132 \times 15,60 - \frac{0 + 7,8}{2} = 13,75 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,132 \times 11 - \frac{0 + 5,5}{2} = 9,70 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C = Travée E-D

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,097 \times 10,35 - \frac{7,8 + 6,24}{2} = 10,63 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,132 \times 11 - \frac{5,5 + 4,4}{2} = 7,50 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,132 \times 15,60 - \frac{6,24 + 6,24}{2} = 11,41 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.132 \times 11 - \frac{4.4 + 4.4}{2} = 8.05 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Les efforts tranchants :**
À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 18.02 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.11 \times V_A = -20 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

$$V_C = -20 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

$$V_D = -20 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

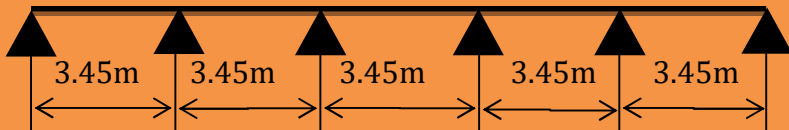
$$V_E = -20 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_E = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

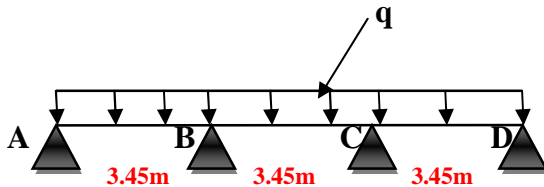
$$V_F = -18.02 \text{ KN}$$

Tableau 3.6 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher courant



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	15.60	11	-2.34	-1.65	-7.8	-5.5	13.75	9.70	18.02	-20
B-C	3.45	15.60	11	-7.8	-5.5	-6.24	-4.4	10.63	7.50	20	-20

C-D	3.45	15.60	11	-6.24	-4.4	-6.24	-4.4	11.41	8.05	20	-20
D-E	3.45	15.60	11	-6.24	-4.4	-7.8	-5.5	10.63	7.50	20	-20
E-F	3.45	15.60	11	-7.8	-5.5	-2.34	-1.65	13.75	9.70	20	-18.02

TYPE 2Figure 3.10 Schéma statique de la poutre T2 (4^{ème} étage)

4. Plancher courant : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Travée AB = travée BC = travée CD :

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 11 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis**

- **Appuis de rive :**

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

$$M_{A(u)} = M_{D(u)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{D(s)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -1.64 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$M_i = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 11 \text{ KN.m}$$

Avec :

• **Appuis B = Appuis C**

$$M_{Bu} = M_{Cu} = 0.5 M_0^u = 0.5 \times 15.60 = -7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Cs} = 0.5 M_0^s = 0.5 \times 11 = -5.5 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 6.36} = 0.440$$

$$\alpha = 0,440 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,132 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,332 \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B = Travée C-D

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,132 \times 15,60 - \frac{0 + 7,8}{2} = 13,75 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,132 \times 11 - \frac{0 + 5,5}{2} = 9,70 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,132 \times 10,35 - \frac{7,8 + 7,8}{2} = 9,85 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,132 \times 11 - \frac{5,5 + 5,5}{2} = 7,45 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{10,45 \times 3,45}{2} = 18,02 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,11 \times V_A = -20 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20. \text{KN}$$

$$V_C = -20. \text{KN}$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{KN}$$

$$V_D = -18.02 \text{KN}$$

Tableau 3.7 Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher courant

Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	15.60	11	-2.34	-1.65	-7.8	-5.5	13.75	9.70	18.02	-20
B-C	3.45	15.60	11	-7.8	-5.5	-7.8	-5.5	10.38	7.45	20	-20
C-D	3.45	15.60	11	-7.8	-5.5	-2.34	-1.65	13.75	9.70	20	-18.02

➤ Schéma statique

TYPE 3

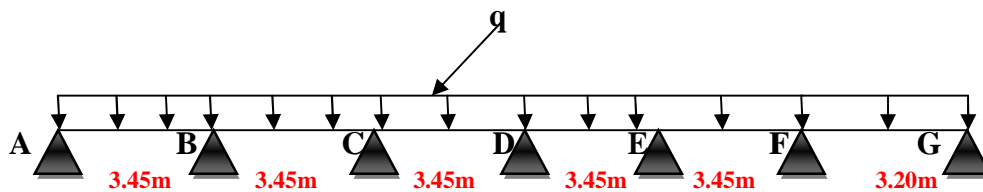


Figure 3.11 Schéma statique de la poutrelle T1 (RDC au 4^{ème} étage)

5. Plancher courant : $G = 6.36 \text{KN/m}^2$; $Q = 5 \text{KN/m}^2$

Travée AB=travée BC=travée CD=travée DE=travée EF :

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15.60 \text{KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 11 \text{KN.m}$$

Travée FE

$$M_0^{FE} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 13.37 \text{KN.m}$$

$$M_0^{FE} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 9.44 \text{KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

- **Appuis de rive :**

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

$$M_{A(u)} = M_{G(u)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{FG}) \Rightarrow M_A = M_G = -2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{G(s)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{FG}) \Rightarrow M_A = M_G = -1.64 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

- Travée AB=travée BC=travée CD=travée DE=travée EF :

$$M_i = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 11 \text{ KN.m}$$

Travée AB

$$M_i = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 13.37 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 9.44 \text{ KN.m}$$

Avec :

- **Appuis B = Appuis F**

$$M_{Bu} = M_{Fu} = 0,5M_0^u = 0,5 \times 15.60 = -7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Fs} = 0,5M_0^s = 0,5 \times 11 = -5.5 \text{ KN.m}$$

- **Appuis C = Appuis E = Appuis D**

$$M_{Cu} = M_{Eu} = M_{Du} = 0,4M_0^u = 0,4 \times 15.60 = -6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cs} = M_{Es} = M_{Ds} = 0,4M_0^s = 0,4 \times 11 = -4,4 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 6.36} = 0.440$$

$$\alpha = 0,440 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,132 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,332 \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B= Travée F-G

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1.132 \times 15.60 - \frac{0 + 7.8}{2} = 13.75 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1.132 \times 11 - \frac{0 + 5.5}{2} = 9.70 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C= Travée F-E

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1.097 \times 10.35 - \frac{7.8 + 6.24}{2} = 10.63 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1.132 \times 11 - \frac{5.5 + 4.4}{2} = 7.50 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D = Travée D-E

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1.132 \times 15.60 - \frac{6.24 + 6.24}{2} = 11.41 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 10.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1.132 \times 11 - \frac{4.4 + 4.4}{2} = 8.05 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 7.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les efforts tranchants :**

À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 18.02 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.11 \times V_A = -20 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

$$V_C = -20 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

$$V_D = -20 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

$$V_E = -20 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_E = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.45}{2} = 20 \text{ KN}$$

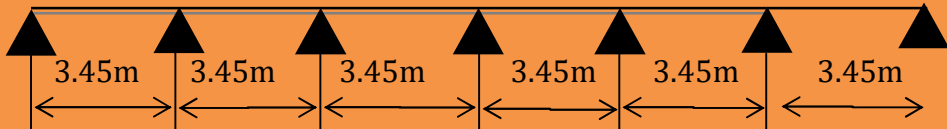
$$V_F = -20 \text{ KN}$$

Travée F-G :

$$V_F = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.20}{2} = 18.55 \text{ KN}$$

$$V_G = -16.72 \text{ KN}$$

Tableau 3.8 Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher courant



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	15.60	11	-2.34	-1.65	-7.8	-5.5	13.75	9.70	18.02	-20
B-C	3.45	15.60	11	-7.8	-5.5	-6.24	-4.4	10.63	7.50	20	-20
C-D	3.45	15.60	11	-6.24	-4.4	-6.24	-4.4	11.41	8.05	20	-20
D-E	3.45	15.60	11	-6.24	-4.4	-6.24	-4.4	11.41	8.05	20	-20
E-F	3.45	15.60	11	-6.24	-4.4	-7.8	-5.5	10.63	7.50	20	-20
F-G	3.20	13.37	9.44	-7.8	-5.5	-2.34	-1.65	13.75	9.70	18.65	-16.72

b. Calcule à l'ELU ET L'ELS

● plancher terrasse inaccessible

$$G = 6.68 \text{ KN}; q = 1 \text{ KN}; q_U = 6.83 \text{ KN}; q_S = 5$$

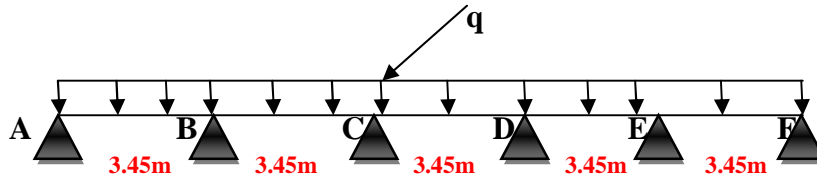


Figure 3.12. Schéma statique de la poutrelle T1 (terrasse inaccessible)

Travée AB = travée BC = travée CD = travée DE = travée EF :

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.44 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis

- Appuis de rive :

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

$$M_{A(u)} = M_{F(u)} = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = M_F = -1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{F(s)} = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{EF}) \Rightarrow M_A = M_F = -1.11 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires

$$M_i = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 7.44 \text{ KN.m}$$

Avec :

● Appuis B = Appuis E

$$M_{Bu} = M_{Eu} = 0,5 M_0^u = 0,5 \times 10.16 = -5.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Es} = 0,5 M_0^s = 0,5 \times 7.44 = -3.72 \text{ KN.m}$$

● Appuis C = Appuis D

$$M_{Cu} = M_{Du} = 0,4 M_0^u = 0,4 \times 10.16 = -4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cs} = M_{Ds} = 0,4M_0^s = 0,4 \times 7,44 = -3 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,68} = 0,130$$

$$\alpha = 0,130 \Rightarrow \begin{cases} 1+0,3\alpha = 1,13 \\ 1,2+0,3\alpha = 1,33 \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B= Travée E-F

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{0 + 5,08}{2} = 9 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,13 \times 7,44 - \frac{0 + 3,72}{2} = 6,54 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C= Travée E-D

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{5,08 + 4,06}{2} = 7 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,13 \times 7,44 - \frac{3,72 + 3}{2} = 5,04 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{4,06 + 4,06}{2} = 7,42 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1.13 \times 10.16 - \frac{3+3}{2} = 5.40 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les efforts tranchants :**

À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 17.52 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.11 \times V_A = -19.44 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

$$V_C = -19.44 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

$$V_D = -19.44 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

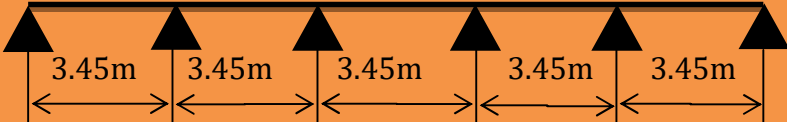
$$V_E = -19.44 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_E = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

$$V_F = -17.52 \text{ KN}$$

Tableau 3.9 Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher terrasse inaccessible



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	10.16	7.44	-1.52	-1.11	-5.08	-3.72	9	6.54	17.52	-19.44
B-C	3.45	10.16	7.44	-5.08	-3.72	-4.06	-3	7	5.05	19.44	-19.44

C-D	3.45	10.16	7.44	-4.06	-3	-4.06	-3	7.42	5.40	19.44	-19.44
D-E	3.45	10.16	7.44	-4.06	-3	-5.08	-3.72	7	5.05	19.44	-19.44
E-F	3.45	10.16	7.44	-5.08	-3.72	-1.52	-1.11	9	6.54	19.44	-17.52

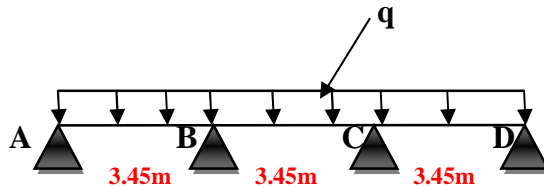
TYPE 2

Figure 3.13 Schéma statique de la poutrelle T2 (terrasse inaccessible)

6. Plancher courant : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Travée AB = travée BC = travée CD :

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.44 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

- **Appuis de rive :**

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

$$M_{A(u)} = M_{D(u)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{D(s)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -1.11 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$M_i = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_i = 7.44 \text{ KN.m}$$

Avec :

- **Appuis B = Appuis C**

$$M_{Bu} = M_{Cu} = 0.5 M_0^u = 0.5 \times 10.16 = -5.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Cs} = 0.5 M_0^s = 0.5 \times 7.44 = -3.72 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.68} = 0.130$$

$$\alpha = 0,130 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,13. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,33. \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B = Travée C-D

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,160 - \frac{0 + 5,08}{2} = 9 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{0 + 3,72}{2} = 6,54 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{5,08 + 5,08}{2} = 6,40 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 7,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,13 \times 7,44 - \frac{3,72 + 3,72}{2} = 4,70 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{10,16 \times 3,45}{2} = 17,52 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,11 \times V_A = -19,44 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44.KN$$


$$V_C = -19.44.KN$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44KN$$

$$V_D = -17.52KN$$

Tableau 3.10 Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher terrasse inaccessible



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	10.16	7.44	-1.52	-1.11	-5.08	-3.72	9	6.54	17.52	-19.44
B-C	3.45	10.16	7.44	-5.08	-3.72	-5.08	-3.72	7.75	4.94	19.44	-19.44
C-D	3.45	10.16	7.44	-5.08	-3.72	-1.52	-1.11	9	6.54	19.44	-17.52

TYPE 3

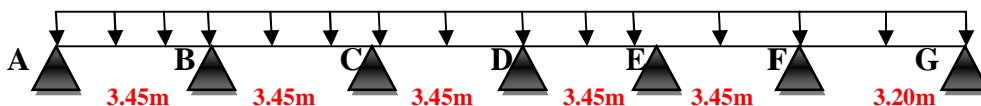


Figure 3.14 Schéma statique de la poutrelle T1 (Terrasse inaccessible)

7. Plancher courant : $G= 6.68KN/m^2$; $Q= 1 KN/m^2$

Travée AB=travée BC=travée CD=travée DE=travée EF :

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 10.16 KN.m$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.44 KN.m$$

Travée FE

$$M_0^{FE} = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 9 KN.m$$

$$M_0^{FE} = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 6.4 KN.m$$

- **Moments aux appuis**

- **Appuis de rive :**

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

$$M_{A(u)} = M_{G(u)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{FG}) \Rightarrow M_A = MG = -1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{A(s)} = M_{G(s)} = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{FG}) \Rightarrow M_A = MG = -1.11 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

- Travée AB=travée BC=travée CD=travée DE=travée EF :

$$Mi = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow Mi = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$Mi = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow Mi = 7.44 \text{ KN.m}$$

Travée AB

$$Mi = \frac{q_U \times L^2}{8} \Rightarrow Mi = 9 \text{ KN.m}$$

$$Mi = \frac{q_S \times L^2}{8} \Rightarrow Mi = 6.4 \text{ KN.m}$$

Avec :

- **Appuis B**

$$M_{Bu} = M_{Fu} = 0,5M_0^u = 0,5 \times 10.16 = -5.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Fs} = 0,5M_0^s = 0,5 \times 11 = -3.72 \text{ KN.m}$$

- **Appuis F**

$$M_{Bu} = M_{Fu} = 0,5M_0^u = 0,5 \times 9 = -4.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = M_{Fs} = 0,5M_0^s = 0,5 \times 6.4 = -3.2 \text{ KN.m}$$

- **Appuis C = Appuis E = Appuis D**

$$M_{Cu} = M_{Eu} = M_{Du} = 0,4M_0^u = 0,4 \times 10.160 = -4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cs} = M_{Es} = M_{Ds} = 0,4M_0^s = 0,4 \times 7.44 = -3 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.68} = 0.130$$

$$\alpha = 0,130 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,13. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,33. \end{cases}$$

À l'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{t(u;s)} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_{t(u;s)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{0 + 5,08}{2} = 9 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,13 \times 7,44 - \frac{0 + 3,72}{2} = 6,54 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée F-G

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 9 - \frac{0 + 4,5}{2} = 8 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,13 \times 6,4 - \frac{0 + 3,2}{2} = 5,63 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{5,08 + 4,06}{2} = 7 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(s)} \geq 1,13 \times 7,44 - \frac{3,72 + 3}{2} = 5,05 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée F-E

$$\begin{cases} M_{t(u)} \geq 1,13 \times 10,16 - \frac{4,06 + 4,5}{2} = 7,20 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.13 \times 7.44 - \frac{3.2 + 3}{2} = 5.30 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D = Travée D-E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(u)} \geq 1.13 \times 10.16 - \frac{4.06 + 4.06}{2} = 7.42 \text{ KN.m} \\ M_{t(u)} = 6.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(s)} \geq 1.13 \times 7.44 - \frac{3 + 3}{2} = 5.40 \text{ KN.m} \\ M_{t(s)} \geq 4.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Les efforts tranchants :**

À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 18.02 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.11 \times V_A = -19.44 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

$$V_C = -19.44 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_B = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

$$V_D = -19.44 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

$$V_E = -19.44 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_E = 1.11 \times \frac{10.16 \times 3.45}{2} = 19.44 \text{ KN}$$

$$V_F = -19.44 \text{ KN}$$

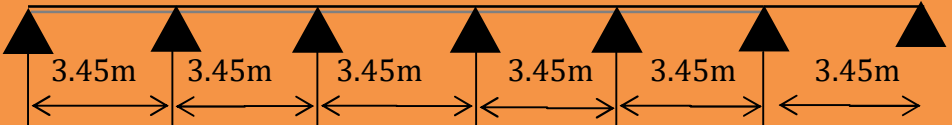
Travée F-G :

$$V_F = 1.11 \times \frac{10.45 \times 3.20}{2} = 18.03 \text{ KN}$$

$$V_G = -16.25 \text{ KN}$$

III.1.1.5 Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Tableau 3.11 Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher terrasse inaccessible



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3.45	10.16	7.44	-1.52	-1.11	-5.08	-3.72	9	6.54	17.52	-19.44
B-C	3.45	10.16	7.44	-5.08	-3.72	-4.06	-3	7	5.05	19.44	-19.44
C-D	3.45	10.16	7.44	-4.06	-3	-4.06	-3	7.42	5.40	19.44	-19.44
D-E	3.45	10.16	7.44	-4.06	-3	-4.06	-3	7.42	5.40	19.44	-19.44
E-F	3.45	10.06	7.44	-4.06	-3	-4.5	-3.2	7.20	5.30	19.44	-19.44
F-G	3.20	9	6.4	-4.5	-3.2	-1.52	-1.11	13.75	6.15	18.03	-16.25

Tableau 3.12 Les sollicitations les plus défavorables.

Poutrelles	Effort	ELU	ELS
Les entres sol Plancher courant (16+4) cm	M_t^{\max}	13.75 KN.m	9.70 KN.m
	M_a^{inter}	-7.8 KN.m	-5.5 KN.m
	V_u^{\max}	20 KN	/ KN
	M_a^{rive}	-2.34 KN.m	-1.65 KN.m
Les entres sol Plancher terrasse accessible	M_t^{\max}	8.79 KN.m	6.36 KN.m
	M_a^{inter}	-5.17 KN.m	-3.5 KN.m
	V_u^{\max}	13.32 KN	/ KN
	M_a^{rive}	-1.55 KN.m	-1.11 KN.m
Plancher étage RDC et étage courant (16+4) cm	M_t^{\max}	13.75 KN.m	9.70 KN.m
	M_a^{inter}	-7.8 KN.m	-5.5 KN.m
	V_u^{\max}	20 KN	/ KN
	M_a^{rive}	-2.34 KN.m	-1.65 KN.m

Plancher terrasse inaccessible	M_t^{\max}	9 KN.m	6.54 KN.m
	M_a^{inter}	-5.08KN.m	-3.72 KN.m
	V_u^{\max}	19.44 KN	/ KN
	M_a^{rive}	-1.52 KN.m	-1.11 KN.m

III.1.1.6 Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle Type 1 du plancher étage RDC, étage courant et étage entre sol qui est sollicité par les efforts suivants :

$$\text{à l'ELU : } \begin{cases} M_{\text{Travée}}^{\text{Max}} = 13.75 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Appuis}}^{\text{Max}} = \begin{cases} -2.34 \text{ KN.m (rive)} \\ -7.8 \text{ KN.m (int)} \end{cases} \\ V^{\text{Max}} = 20 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{à l'ELS : } \begin{cases} M_{\text{Travée}}^{\text{Max}} = 9.70 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Appuis}}^{\text{Max}} = \begin{cases} -1,65 \text{ KN.m (rive)} \\ -5.5 \text{ KN.m (int)} \end{cases} \end{cases}$$

or dans notre cas,

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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

$$H = 16 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

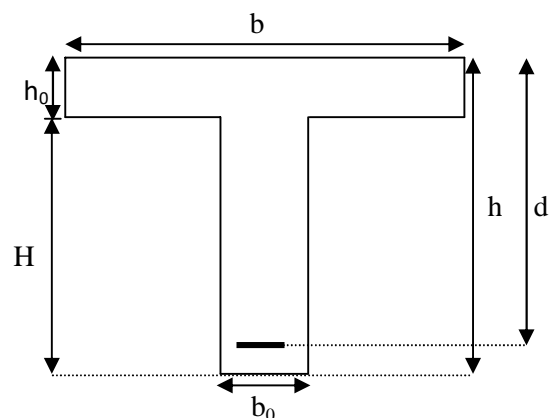


Figure 3.15 Caractéristiques géométriques de la poutrelle

1. Calcul à l'ELU

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

$$\checkmark \text{ si } M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table de compression,}$$

donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\checkmark \text{ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.}$$

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

• Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

- Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25 \text{ MP}$

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

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

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 13,75 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,75 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,046$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4) = 0,392 > \mu_{bu} = 0,046$$

\rightarrow Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,059$$

$$+ z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = \frac{13,75 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,24 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On prend $A_s = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3,05 \text{ cm}^2$

- Ferrailage en appuis**a. Appuis de rive**

$$M_{riv}^a = -2,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,008 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.01$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.179m$$

$$A_a^{riv} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{riv} = \frac{2.34 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.375cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2,1}{400} = 0.217cm^2$$

$A_S = 0.375cm^2 > A_{Min} = 0.217cm^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée on ferraille avec A_S .

On prendre **1HA10=0,79cm²**

b. Appuis intermédiaire

$$M_{int}^a = -7.8KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.033$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.177m$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{int} = \frac{7.8 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.91cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0.217cm^2$$

$A_S = 1.91cm^2 > A_{Min} = 0.217cm^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On prendre **A_S = 2HA10=1.58cm²**

2. Vérifications nécessaires des poutrelles à l'ELU

❖ **Vérification de rupture par cisaillement (l'effort tranchant):** on à $V_{max} = 20$ KN.

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = 20 \times 10^{-3} / (0,10 \times 0,18) = 1.11 MPa$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 MPa}$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Ferrailage des armatures transversales**

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

ϕ_l^{\min} : Diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_l^{\min}=10\text{mm}$).

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\text{D'où, } A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement (St)**

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

$$1) \quad St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 84,44 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

❖ **Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{\max}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{rive}} = 3.05 + 0.79 = 3.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 20 * 10^{-3} = 0.575 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.84 \text{ cm}^2 > 0,575 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{inter}} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 2\text{HA}10 = 3.05 + 1.58 = 4.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 4.63 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(20 * 10^{-3} + \frac{(-7.8 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = -0.809 * 10^{-4} \text{ cm}^2 < 0$$

\Rightarrow Aucune vérification à faire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment

Donc : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

❖ Vérification de la bielle

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

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

$\min[16.2 \text{ cm}, 31 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$

$V_u = 20 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$

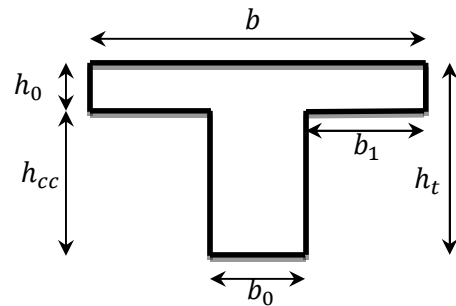
donc: La bielle est vérifiée.

❖ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u^1 = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$



Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

c)- vérification de l'adhérence

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$ tel que : $\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$V_u = \text{Max } V_i = 20 \text{ KN}$

$\sum U_i = \pi \times (2 \times \Phi 10 + 4 \times \Phi 12) = 213.52 \text{ mm}$

$$\tau_{su} = \frac{20}{0.9 \times 0.18 \times 213.52} = 0.578 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28}$ tel que $\Psi = 1.5$ pour les aciers HA.

$\tau_{su} = 0.578 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

❖ Vérification des contraintes

- Etat limite d'ouverture des fissures

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

- Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ (MPa)}$$

❖ **En travée:** $M_{ser}=8.05 \text{ KN.m}$; $A=3.05\text{cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL 91(L.III.3)}$$

$$A'=0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = -1.205 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te.

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$0,5 \times y^2 + [(0,65 - 0,10) \times 0,04 + 15 \times 3,05 \times 10^{-4}] \times y - [(0,65 - 0,10) \times \frac{0,04^2}{2} + 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times 0,18] = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.378 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15 A \times (d - y)^2 \cdot$$

$$I = \frac{65 \times y^3}{3} - \frac{(65 - 10)}{3} \times (3.028 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (18 - 3.028)^2 \Rightarrow I = 10307.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.05}{10307.4} \times 4.378 \times 10^3 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.419 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.419 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire:** $M_{ser} = -5.5 \text{ KN.m}$; $A = 2.26 \text{ cm}^2$

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$$

$$H = \frac{0,1 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = -3.946 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te

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

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 3991.29 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 10.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 10.95 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui de rive :** $M_{ser} = -1.65 \text{ KN.m}$; $A = 0.79 \text{ cm}^2$

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$$

$$H = \frac{0,1 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 0,79 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

⇒ $H = -0,859 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5,45 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 3991,29 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,318 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 4,318 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

▪ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

❖ **Vérification de la flèche**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche**

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

$$\text{Nécessaire : } \begin{cases} h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} \cdot l}{15 \cdot M_0} \dots \dots \dots 1 \\ A_{travée} \leq \frac{3,6 b_0 d}{f_e} \dots \dots \dots 2 \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots 3 \end{cases}$$

✓ $h_t = 20 \text{ cm} < \frac{9 \cdot 10^{-3} \cdot 3,45}{15 \cdot 7,44 \cdot 10^{-3}} = 27,82 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{non vérifié}$

La première condition non vérifiée on va vérifier la flèche

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm}$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0,65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

avec: $j = G - G^{revêtement} = 6,36 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 4,93 \text{ KN.m}$

$q_{jser} = 0,65 \times 4,93 = 3,20 \text{ KN/m}$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.36 = 4.13 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(6.36 + 5) = 7.38 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 1 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{3.20 \times 3.45^2}{8} = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 1 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{4.13 \times 3.45^2}{8} = 6.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 1 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{7.38 \times 3.45^2}{8} = 11 \text{ KN.m}$$

• Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3.05 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(3.05)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

$$I_0 = 19795.75 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier+béton)})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.0169$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{10}{65}) \times 0.0169} = 2.52 \dots\dots\dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 2.52 = 1.008 \dots\dots\dots \text{Coefficient de déformation différée.}$$

Constraints (σ_s):

$$y = 4.378 \text{ cm}; \quad I_0 = 19795.75 \text{ cm}^4; \quad I = 10307.4 \text{ cm}^4; \quad A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.76 \times (0.18 - 0.04378)}{10307.4} 10^5 = 94.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.14 \times (0.18 - 0.04378)}{10307.4} 10^5 = 172.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{11 \times (0.18 - 0.04378)}{10307.4} 10^5 = 218.06 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If) :

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 94.36 + 2,1} = 0.57$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 172.71 + 2,1} = 0.733$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 218.06 + 2,1} = 0.781$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 19795.75}{1 + 2.52 \times 0.57} = 8937.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19795.75}{1 + 2.52 \times 0.733} = 7648.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19795.75}{1 + 2.52 \times 0.781} = 7336.40 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19795.75}{1 + 1.008 \times 0.733} = 12522.73 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
 $E_i = 32164.19 \text{ MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.
 $E_v = 10721.39 \text{ MPa}$.

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{4.76 \times 3.45^2}{10 \times 32164.19 \times 8937.5} 10^5 = 0.002 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{6.14 \times 3.45^2}{10 \times 32164.19 \times 7648.08} 10^5 = 0.003 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{11 \times 3.45^2}{10 \times 32164.19 \times 7336.40} 10^5 = 0.0055 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{6.14 \times 3.45^2}{10 \times 10721.39 \times 12522.73} 10^5 = 0.0054 \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (5.4 - 2 + 5.5 - 3) \times 10^{-3} = 5.9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.59 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.69 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Plancher é RDC et étage courant +entre sol (16+4) cm	Travée	13.75	0,046	0.059	17.6	2.24	1,412	1HA10+2HA12=3,05
	Appuis int	-7.8	0,026	0.033	17.7	2.20	0,217	2HA10=1.58
	Appuis riv	-2.34	0,008	0.001	17.9	0,375	0,217	1HA10=0,79
Plancher terrasse inaccessible	Travée	9	0,03	0.038	17.7	1.46	0.217	2HA10=1.58
	Appuis int	-5.08	0,110	0.146	16.9	0.863	0.217	2HA10=1,58
	Appuis riv	-1.52	0,033	0.041	17.7	0,246	0.217	1HA10=0,79

Tableau 3.13. Ferrailage des différents types de poutrelles.

III .1.1 .7Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification de l'adhérence
			Rive	Intermédiaire		
	$V_u \leq 0,267kb_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{V_u b_1}{0.9 \times dbh} \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U} \leq \bar{\tau}_{su}$
Plancher étage RDC et étage courant (16+4) cm	20<106.8	1.11<3,34	3,84>0.438	4,63>-1.075	1.30<3,34	0.578<2,835
Plancher terrasse inaccessible	19.44<106.8	1.08<3,34	2.37>0.497	3.16>-1.151	1.26<3,34	0.472<2,835
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 3.14. Vérification au cisaillement.

3.1.1.8 Vérifications des contraintes à ELS

- **Etat limite de compression du béton**

Etage	Position	M _{ser} KN.m	A _s cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
Plancher étage RDC et étage courant +entre sol (16+4) cm	Travée	9.70	3,05	4.378	10307.4	3.419	15	vérifiée
	Appuis int	-5.5	2.26	7.15	3991.29	10.95	15	vérifiée
	Appuis riv	-1.64	0,79	5.45	2082.24	4.31	15	vérifiée

Plancher terrasse inaccessible	Travée	9	1.57	4.03	6014.14	4.382	15	vérifiée
	Appuis int	-5.08	1.57	3.21	5261.67	2.26	15	vérifiée
	Appuis riv	-1.11	0.79	5.45	2406	2.51	15	vérifiée

Tableau 3.15. Vérification des états limite de compression du béton

• Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Plancher	Etage courant+ entre sol	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	3.20	3.41
q_{gser} (KN/m)	4.13	4.34
q_{pser} (KN/m)	7.38	5
M_{jser} (KN/m)	4.76	5.07
M_{gser} (KN/m)	6.14	6.45
M_{pser} (KN/m)	11	7.43
P	0.0169	0.0043
λ_v	1.008	4
λ_i	2.52	9.92
σ_{sj} (KN/m)	94.36	62.06
σ_{sg} (KN/m)	172.71	78.96
σ_{sp} (KN/m)	218.06	90.95
μ_j	0.57	0.16
μ_g	0.733	0.062
μ_p	0.781	0.003
$I_{f_{ij}}$ (cm ²)	8937.5	288.645
$I_{f_{ig}}$ (cm ²)	7648.08	43940.02
$I_{f_{ip}}$ (cm ²)	7336.40	17433.98
$I_{f_{vg}}$ (cm ²)	12522.73	22493.55
f_{ij} (mm)	0.002	0.0065
f_{ig} (mm)	0.003	0.0054
f_{ip} (mm)	0.0055	0.0015
f_{vg} (mm)	0.0054	0.0031
Δf (mm)	0.59	0.00244

f_{adm} (mm)	0.69	0.69
----------------	------	------

Tableau 3.16. Vérification des états limitent de déformation.

La flèche est vérifiée, le ferrailage est satisfait.

3.1.1.8 Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e=400\text{Mpa}$.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 4HA8/ml=2.01 armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ vérifiée.

4HA8/ml=2.01 parallèles aux poutrelles $\rightarrow St=20\text{cm} < 30\text{cm}$.

D'où on opte : un treillis soudé TS $\Phi 8$ (20x20)

3.1.1.9 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)

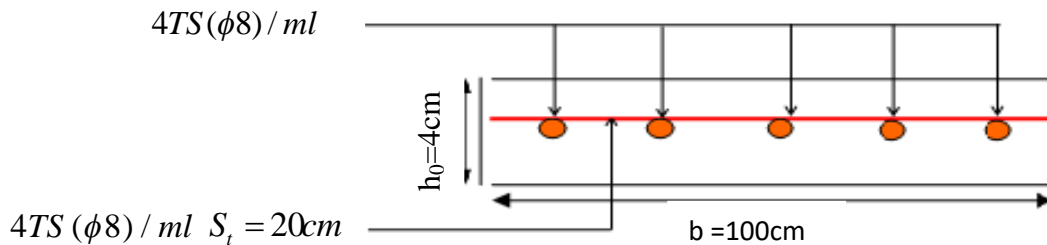


Figure 3.16 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Le ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Plancher étage RDC et étage + entre sol courant (16+4)			

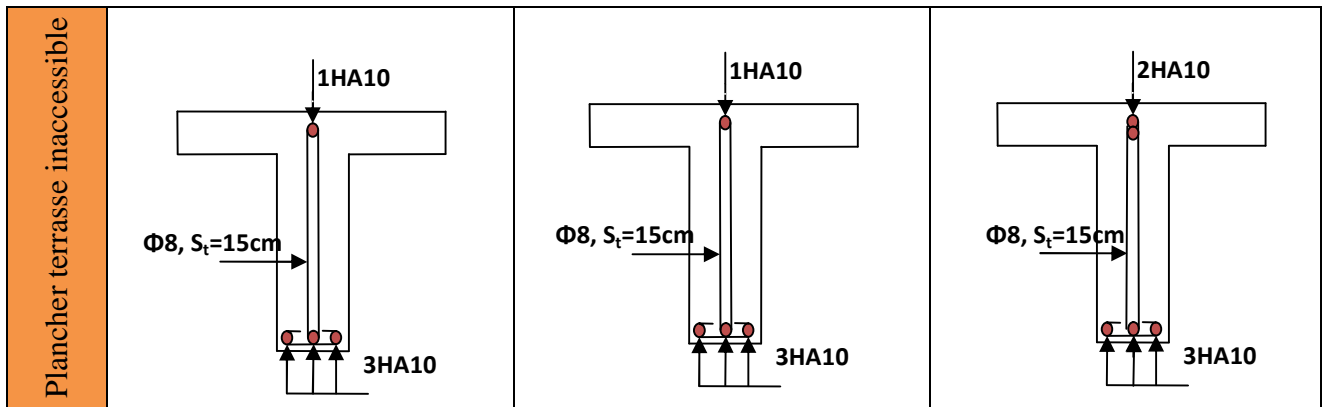


Tableau 3.17. Les schémas de ferrailage des poutrelles.

3.2.1 Poutre porteuse du plancher + mure double cloisons:

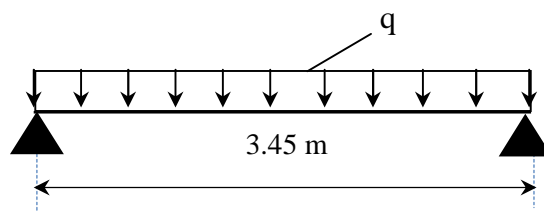


Figure 3.17 Schéma statique de la poutre de chaînage

3.2.1. Dimensionnement

D’après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l’épaisseur de l’élément supporté.
 Dans notre cas, la poutre sert d’appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15\text{cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

- **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5\text{cm}$$

- **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 ; h = 35\text{cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu’on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- **Poids propre** : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0,35 = 2,62 \text{ KN/ml}$
- **Poids du plancher à corps creux** : $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec : $l_g = 0 \text{ m}$; $l_d = 0.75 \text{ m}$; $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$;

- Poids du mur : $G_M = 2.74 \text{ KN/ml}$.

$$\bullet G_T = G_p + G_M G_T = 4,99 \text{ KN/ml}$$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = (1,35G) \times \frac{l_g + l_d}{2} + 1,35 G_T = 9.95 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G) \times \frac{l_g + l_d}{2} + G_T = 7.37 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments isostatiques} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 14.80 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments en travée} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 12.58 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 9.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moment en appui: } M_a = -0,5 M_0 \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_{au} = -7.4 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -5.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	12.58	A	0,0027	0,034	0,3255	1.11	1.19	3HA10 = 2.36
Appui	-7.4		0,016	0,020	0,3273	0.66	1.19	3HA10 = 2.36

Tableau 3.18. Moments et ferrailages correspondant

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 25.53 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.257 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcule A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi-portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	(cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	9.77	9,01	29257,88	7,04 ≤ 15
En appui	-5.75	8,02	23476,72	4,59 ≤ 15

Tableau 3.19. Vérification des contraintes

➤ Vérification de la flèche

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} \geq 29.31 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 3.45 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Toutes les conditions sont observées, donc la flèche vérifie à l'ELS

➤ Schémas de ferrailage

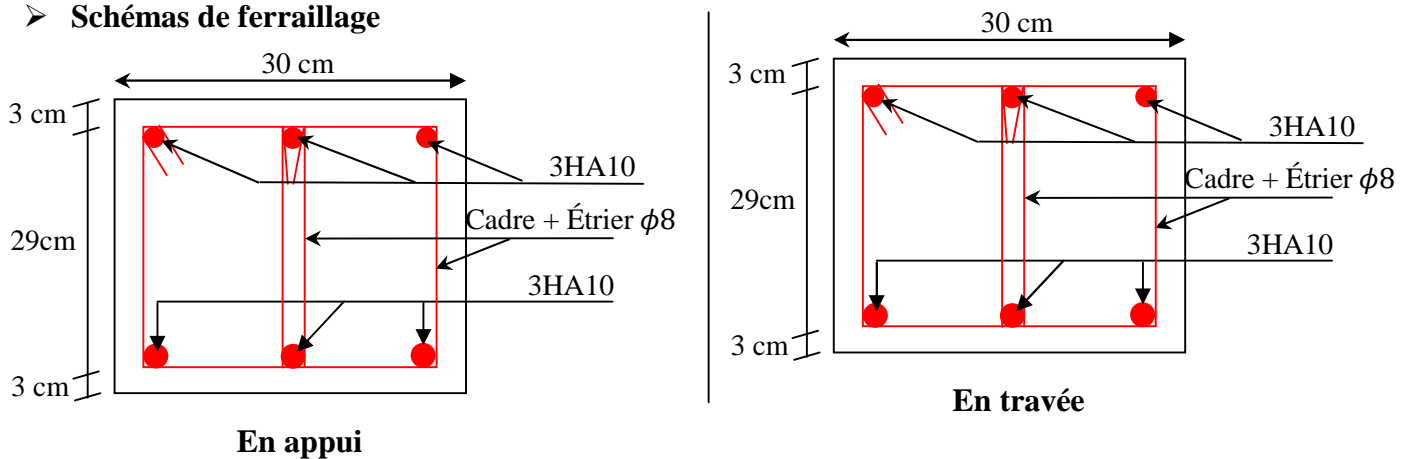


Figure 3.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.3 Planchers à dalle pleine

3.1.1. Données de différentes dalles (Annexe II)

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	1.5	1.5	1	0,0368	1	0,0441	1
D2	1.5	4	0.375	/	/	/	/
D3	2.7	3.2	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655

Tableau Données des différents types de dalle pleine

On prend le panneau qui a y on les sollicitation plus défavorable pour l'étude et les autres panneau sont ferrailage avec les sollicitation de cet d'arnié

a. Dalle pleine sur trois appuis (type01: balcon) :

3.2.1. Dalle pleine sur trois appuis

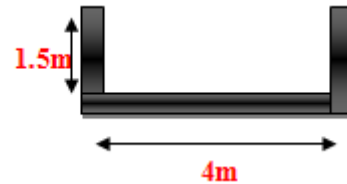


Figure 3.19 Dalle (3) sur trois appuis

1. Méthode de calcul

Le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_o^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

2. Calcul de l'élanement de la dalle ρ

$$\rho = \frac{1,50}{4} = 0,375 \Rightarrow \rho \leq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle se comporte comme une poutre}$$

\Rightarrow la flexion est dans un seul sens (sens de l_x). La flexion selon l_y est négligeable.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4}{2} = 2 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

3. combinaisons de charges

$$\text{On a: } G = 5.86 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q; \quad \Rightarrow P_u = 15.41 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q; \quad \Rightarrow P_s = 10.86 \text{ KN/m}^2$$

4. calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{15.41 \times 1.5^3}{6} \\ M_o^x = \frac{10.86 \times 1.5^2 \times 4}{2} - \frac{2 \times 10.86 \times 1.5^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 1.87 \text{ KN/m} \\ M_o^x = 13.19 \text{ KN/m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_o^x = 0.85 \times 13.19 = 11.21 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 M_o^y = 0.75 \times 1.87 = 1.402 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_y^a = M_x^a = 0.5 M_o^x = 0.5 \times 13.19 = 6.595 \text{ KN.m}$$

5. Ferrailage a l'E.L.U

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 12cm d'épaisseur.

Détermination de la hauteur utile d

Le diamètre maximal des armatures à utiliser dans le ferrailage est :

$$\varphi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \varphi_x^{\max} \leq \frac{120}{10} = 12 \text{ mm}; \text{ soit } \varphi_x = 12 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage $c'=2\text{cm}$

$$dx = e - \left(\frac{\varphi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow dx = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 9.4 \text{ cm}$$

$$dy = e - \left(\frac{3}{2}\varphi_x + c'\right) \Rightarrow dy = 12 - \left(\frac{3}{2} \times 1.2 + 2\right) = 8.2 \text{ cm}$$

En travée :**Sens x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.089 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.117; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{11.21 \times 10^{-3}}{348 \times 0.089} \Rightarrow A = 3.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10=3.93cm²

Sens-y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.402 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.015 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.018 ; Z = 0.081m ; A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.402 \times 10^{-3}}{348 \times 0.081} \Rightarrow A = 0.49cm^2$$

On opte pour 3HA8=1.51cm²

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.595 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.069 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.089 ; z = 0.079m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{6.595 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} \Rightarrow A = 2.39cm^2$$

On opte pour 5HA8=2.51cm²

6. vérification à l'E.L.U

6.1. Condition de non fragilité :

Pour $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho \leq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$.

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.31cm^2 \leq A_x = 3.93cm^2 \\ A_y^{\min} = 0.96cm^2 \leq A_y = 2.51cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérier}$$

- Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
travée	x-x	11.21	0.089	0.117	0.089	3.59	1.31	5T10=3.93
	y-y	1.402	0.015	0.018	0.081	0.49	0.96	3T8=1.51
Appui		6.595	0.069	0.089	0.079	2.39	0.96	5T8 =3.93

Tableau.3.20 Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

6.2 .Calcul de l'espacement des armatures

- // à $L_x : S_t \leq \min(3e;33cm) \Rightarrow S_{t_x} = 20cm < 33cm \dots\dots\dots$ c'est vérifier

- // à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow St_y = 33cm < 45cm$ c'est vérifier

6.3.L'effort tranchant

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{8.44 \times 4.05}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.27}{2}} = 15.05 KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{15.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} \Rightarrow (\tau_{max} = 0.18 MPa) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa)$$

7. Vérification a l'ELS :

7.1. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

7.2. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

7.3. Vérification des contraintes de compression dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 MPa.$$

$$\begin{cases} M_0^x = 6.09 \times \frac{1.1^2}{2} \times 4.05 - \frac{2 \times 6.09 \times 1.1^3}{3} = 9.52 KN.m \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 9.52 = 8.09 KN.m \\ M_0^y = 6.09 \times \frac{1.1^3}{6} = 1.35 KN.m \Rightarrow M_t^y = 0.75 \times 1.35 = 1.01 KN.m \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	observation
travée	x-x	8.09	3.39	2.70	3302.36	6.61	88.19	vérifier
	y-y	1.01	1.51	1.70	1120.72	1.53	87.86	vérifier
Appui		4.76	3.93	2.50	2436.12	4.88	167.06	vérifier

Tableau.3.21.vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

-Etat limite de déformation

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) l \Rightarrow 0.12 \geq \max \left(0.037; \frac{11.21}{20 \times 13.19} \right) \times 1.50 = 0.048 \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 3.93cm^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.094}{400} = 4.7cm^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{1.4}{20 \times 1.87}\right) \times 4 = 0.15 \dots\dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 1.51cm^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.082}{400} = 4.1cm^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

La deuxième conditions n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0.81cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.013cm ; \quad f_{gi} = 0.020cm; \quad f_{gv} = 0.062cm; \quad f_{pi} = 0.027cm..$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.056cm < f_{adm} = 0.81cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

5. Schéma de ferrailage

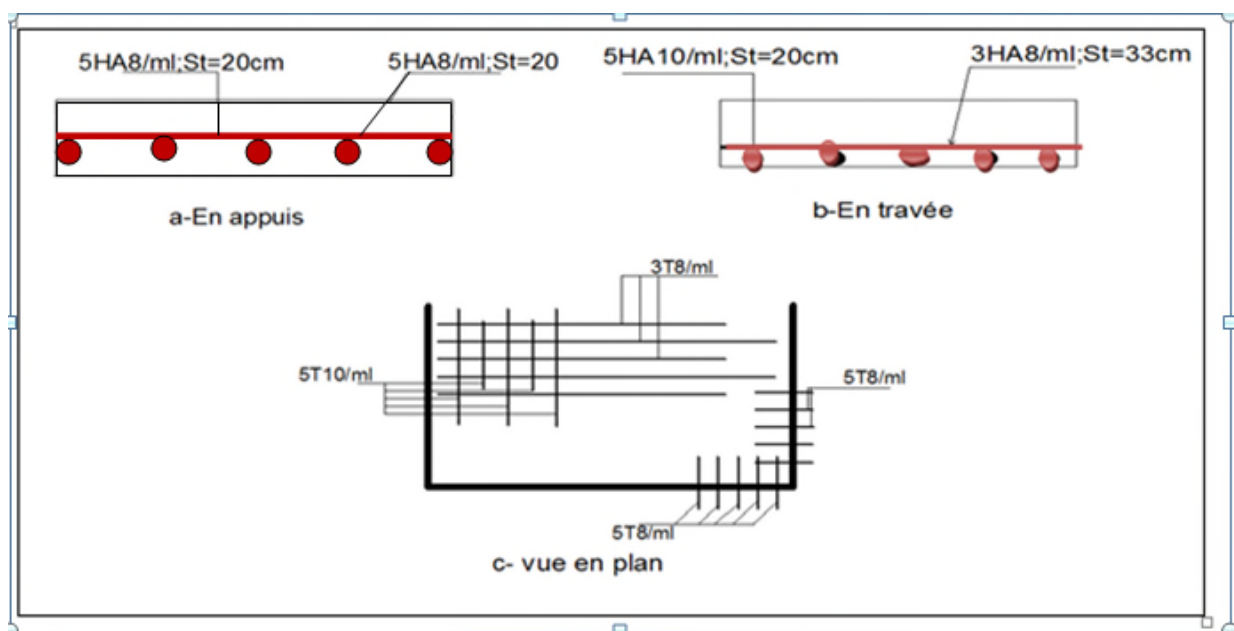


Figure 3.20 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

$L_y=3.20\text{ m}$

3.2.dalle sur 04 appui

$l_x = 2.7\text{ m} ; l_y = 3.20\text{ m}$

$L_x=2.7\text{ m}$



$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

1. Calcul des sollicitations

Figure 3.21 Dalle (5) sur 04 appuis

-A l'ELU:

On a : $G=5.86\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$.

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.66\text{KN} / \text{m}^2$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$ BAEL (annexe1).

$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0517 \times 11.66 \times 2.7^2 = 5.22\text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.6678 \times 5.22 = 4.78\text{KN.m} \end{cases}$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.12) \text{ m}^2$.

En travée :

$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 5.22 = 4.69\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 4.78 = 3.58\text{KN.m} \end{cases}$

En appui :

$\{M_y^a = M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 5.22 = 2.61\text{KN.m}$

2. Ferrailage

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	x-x	4.69	0.037	0.047	0.092	1.46	0.98	5T8=2.51
	y-y	3.58	0.037	0.048	0.080	1.28	0.96	5T8=2.51
Appui		2.61	0.027	0.034	0.080	0.92	0.96	4T8=2.01

Tableau.3.22: Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

3. Espacement des armatures

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}.....\text{vérifier}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}.....\text{vérifier}$

4. Vérifications à ELU

-l'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{12.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} \Rightarrow (\tau_{\max} = 0.15 \text{ MPa}) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}) \dots \text{vérifié}$$

5. Vérifications à ELS

Le tableau III.5.4 résume les résultats de contrainte dans le béton et l'acier pour la travée et l'appui.

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
travée	x-x	3.965	2.51	2.25	2304.44	3.87	184.53	Vérifier
	y-y	3.18	2.51	2.13	1709.33	3.96	169.38	Vérifier
Appui		2.33	2.01	2.2	1424.47	3.59	147.21	Vérifier

Tableau.3.23.vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

-Etat limite de déformation

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{4.69}{20 \times 5.22}\right) \times 3.95 = 0.177 \dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1\text{m}) \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.094}{400} = 4.7 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la flèche

$$L < 5\text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{270}{500} = 0.79 \text{ cm}.$$

$$f_{ji} = 0.12 \text{ cm}, \quad f_{gi} = 0.22 \text{ cm}, \quad f_{gv} = 0.65 \text{ cm}, \quad f_{pi} = 0.45 \text{ cm}.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.76 \text{ cm} < f_{adm} = 0.79 \text{ cm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{3.58}{20 \times 4.78}\right) \times 4 = 0.157 \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 2.51cm^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.082}{400} = 4.1cm^2 \dots \text{vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0.84cm.$$

$$f_{ji} = 0.13cm, \quad f_{gi} = 0.131cm, \quad f_{gv} = 0.68cm, \quad f_{pi} = 0.328cm.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.74cm < f_{adm} = 0.84cm \quad \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

6. Schéma de ferrailage

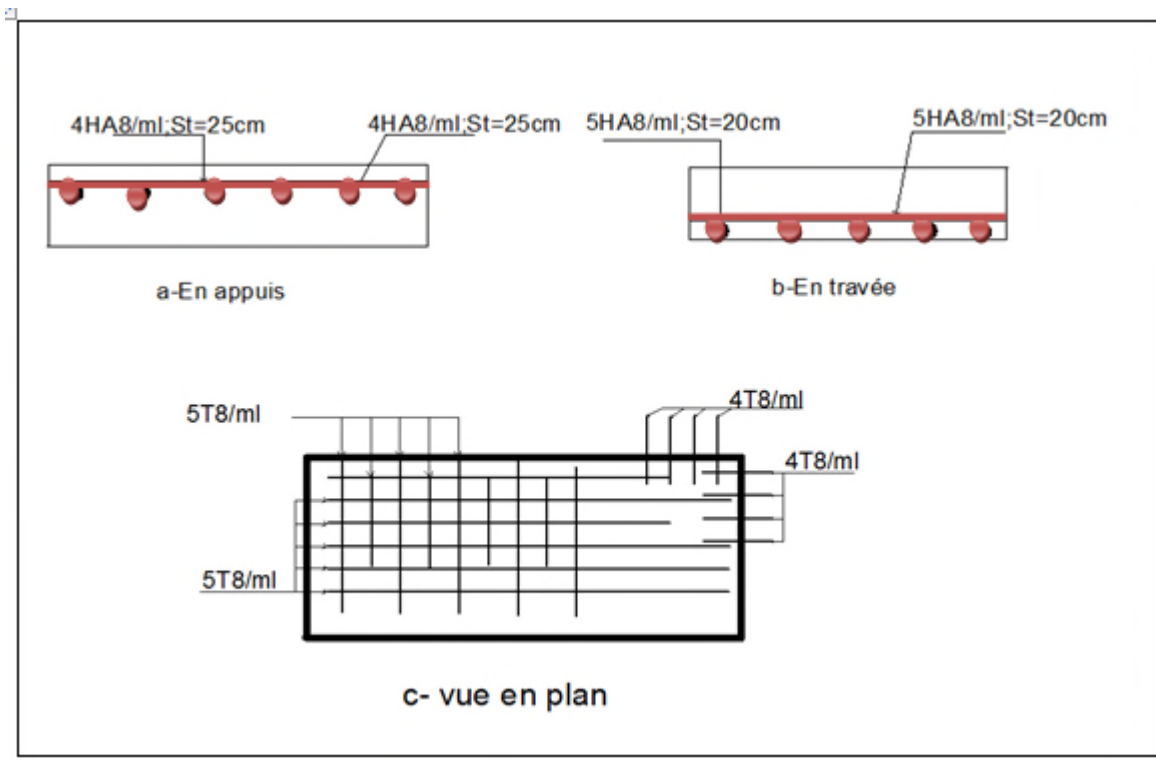
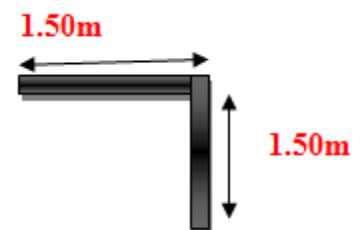


Figure 3.22 Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

3.3.3.dalle sur deux appuis(balcon)



$$L_x = 1.5m; \quad L_y = 1.5m$$

$$\rho = \frac{1,5}{1,5} = 1 \Rightarrow \rho \geq 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Figure 3.23 Dalle(7) sur 02 appuis

appuis

1. Calcul des sollicitations

-A l'ELU:

On a : $G=5.86KN/m^2$; $Q=5KN/m^2$.

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 15.41KN / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

.....BAEL (annexe1).

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 15.41 \times 1.5^2 = 1.27 KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1 \times 1.275 = 1.27 KN.m \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.12) m^2$.

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 1.27 = 1.09 KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.27 = 1.09 KN.m \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_0^x = 0.3 \times 1.27 = 0.705 KN.m \\ M_y^a = 0.3 \times M_0^x = 0.3 \times 1.27 = 0.705 KN.m \end{cases}$$

2. Ferrailage

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
travée	x-x	1.27	0.016	0.020	0.093	0.61	1.28	4T8=2.01
	y-y	1.27	0.016	0.020	0.093	0.61	1.28	4T8=2.01
Appui		0.70	0.006	0.007	0.092	0.22	1.28	4T8=2.01

Tableau.3.24: Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

3. Espacement des armatures

Sens x-x: $St \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow S_{tx} = 25cm \leq 33cm.....vérifier$

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow S_{ty} = 25cm \leq 45cm.....vérifier$

4. Vérifications à ELU

-l'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{15.41 \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 18.52 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{18.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} \Rightarrow (\tau_{\max} = 0.22 \text{ MPa}) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}) \dots \text{vérifié}$$

5. Vérifications à ELS

On a : $G=5.86 \text{ KN/m}^2$; $Q=5 \text{ KN/m}^2$; $P_s = G + Q = 10.58 \text{ KN/m}^2$

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	observation
travée	x-x	1.45	2.01	2.3	1882.99	1.77	82.05	vérifier
	y-y	0.46	2.01	2.2	1424.27	0.83	34.12	vérifier
Appui		0.51	2.01	2.3	1882.99	0.62	28.84	vérifier

Tableau 3.25.vérification de la contrainte dans le béton et l'acier

-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \geq \max\left(0.0375; \frac{1.99}{20 \times 2.35}\right) \times 1.5 = 0.059 \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1\text{m}) \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.094}{400} = 4.7 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifier}$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow l'évaluation de la flèche est inutile

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{0.49}{20 \times 0.58}\right) \times 1.5 = 0.13 \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1\text{m}) \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.082}{400} = 4.1 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la flèche

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0.3cm$$

$$f_{ji} = 0.057cm, \quad f_{gi} = 0.087cm, \quad f_{gv} = 0.262cm, \quad f_{pi} = 0.152cm.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.27cm < f_{adm} = 1.07cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée}$$

7. Schéma de ferrailage

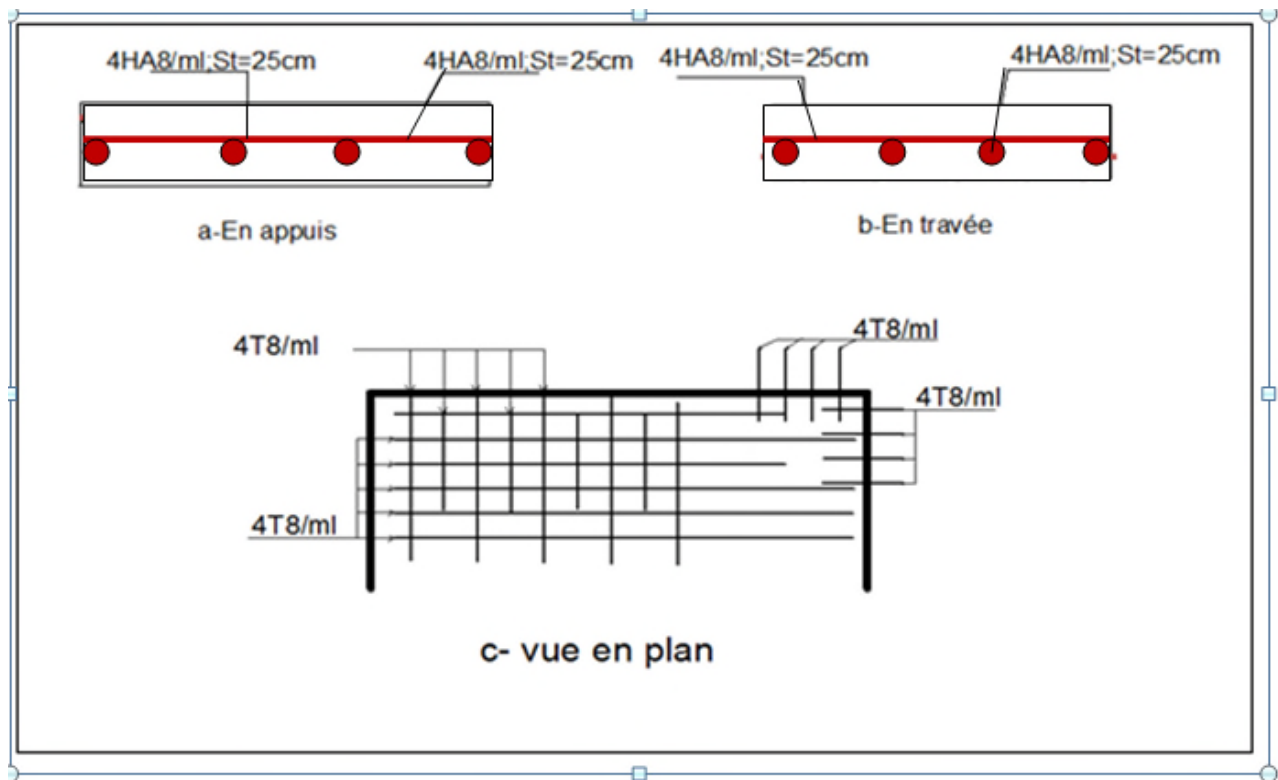


Figure 3.24 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

3.5 Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul mené par la méthode de la résistance des matériaux.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose .

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivant :

- la méthode des charges équivalentes.
- la méthode RDM.

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier :

- Escalier de type (1): escalier droit à deux volées identique.

3.1. Etude

type de l'escalier : (type 1) escalier à un deux volée

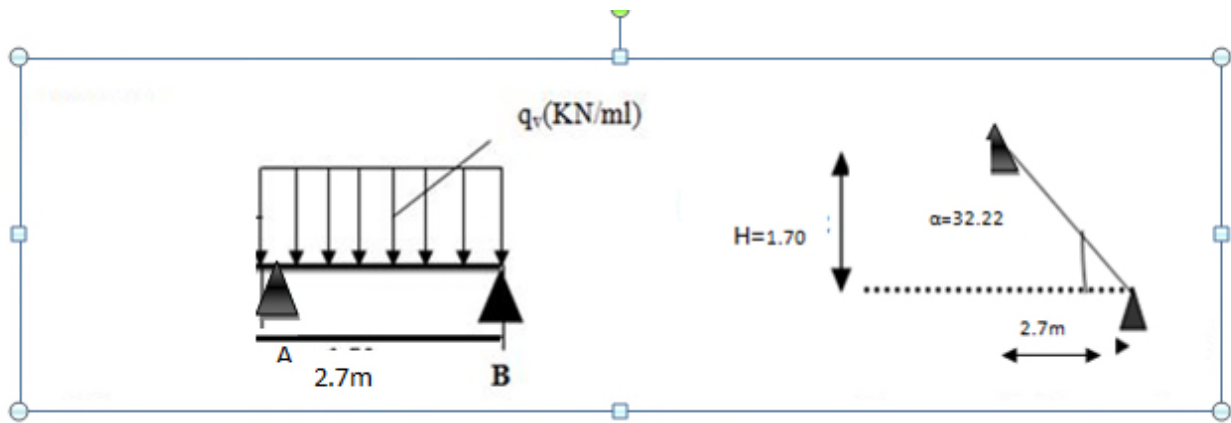


Figure 3.25 Schéma d'une volée d'étage

a) Charges et surcharges :

$$\begin{aligned} \text{Volée : } G_{\text{volée}} &= 8.76 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{escalier}} &= 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

❖ Combinaison de charges :

à L'ELU:

$$q_v = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 8,76 + 1,5 \times 2,5 = 15,57 \text{ KN/ml}$$

à L'ELS:

$$q_v = G_v + Q_v = 8,76 + 2,5 = 11,26 \text{ KN/ml}$$

1) Calcul à ELU

$$q_v = 15,57 \text{ KN/ml}$$

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A = R_B = (11,26 * (2,7 * 2,7)) / 2 \Leftrightarrow R_A = R_B = 69,39 \text{ KN} .$$

En appuis

$$R_A = R_B = ql^2 / 2 = 69,39 \text{ KN.M}$$

$$M_0^{\text{max}} = ql^2 / 8 = 17,34$$

2) Calcul à ELS

$$q_v = 11,26 \text{ KN/ml}$$

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A = R_B = (8,36 * (2,7 * 2,7)) / 2 \Leftrightarrow R_A = R_B = 49,75 \text{ KN}$$

En appuis

$$R_A=R_B=ql^2/2=49.75\text{KN.M}$$

$$M_0^{\max} =ql^2/8=12.43$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de RDM)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci après

appuis	Réaction(KN)		V(KN)	M(KNm)		V ^{max}	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A =B	69.39	49.75	20.11	0	0	20.11	17.34	12.38

Tableau 3.26.calcul des sollicitations

Les sollicitations max sont :

➤ $M_{0\max} = 17.34 \text{ KN.m}$

➤ $T (\max) = 12.38 \text{ KN}$

Donc on a :
$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 14.73 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.5 M_{\max} = -6.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} pour une section $(b \cdot h) = (1\text{ml} \cdot e)$;

Même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{\max}

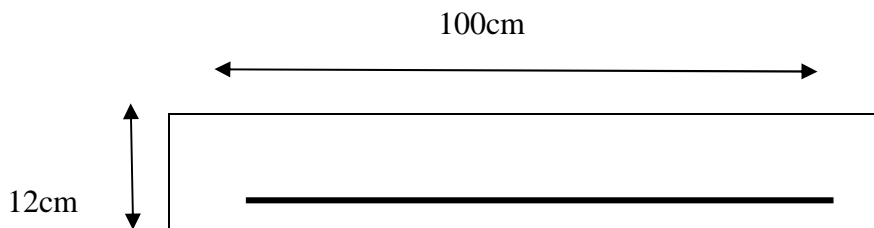


Figure 3.26 Section d’escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

position	M ^U (KN.M)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{Adop} cm ² /ml)	ST(cm)
travée	17.34	0.075	0.098	0.125	4.12	1.57	4HA12=5.65	25
Appuis	6.19	0.044	0.056	0.127	2.38	1.57	4HA10=3.14	25

Tableau 3.27. Résumé des résultats de ferrailage

Armateur de répartition

On a des charges réparties réparties $\Rightarrow A_r \text{ répartition} = A_{\text{Principales}} / 4$

En travée : $A_{rep}=1,13\text{cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_{rep}=4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; $St=25\text{cm}$

En appuis : $A_{rep}=0,79\text{cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_{rep}=4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; $St=25\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$V^{\max} = 20.11\text{KN}$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau_U}$$

$$\tau_U = \frac{20.11 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.13} = 0.154\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.154\text{MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales

Calcul a l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible ,donc on vérifier uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) $\overline{\sigma}_b$

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	14.73	3.92	8995.21	5.63	15	Verifier
Appuis	-6.19	3.06	5608.74	4.15	15	Verifier

Tableau 3.27. Vérification des contraintes de compression 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 :

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

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0579 < \frac{1}{16}=0.062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifier.}$

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \cdot 10} \Leftrightarrow 0.0579 < 0.118 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00313 < \frac{4.2}{400}=0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

-La première conditions n est pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.54\text{cm}$

selon la méthode exposée à l'article B.6.5,2 des règles BAEL 91

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.434\%$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 4.83 \quad \dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.93 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée}$$

$$\begin{cases} Ev = 10818086 \text{ MPa} \\ Ei = 32456.60 \text{ MPa} \end{cases}$$

b/Calcul des contraintes: $\sigma_{St} = \frac{M_{Ser}}{A(d-\frac{y}{2})}$

$$\sigma_{St}^g = 111.51 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{St}^i = 150.13 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{St}^p = 195.64 \text{ MPa}$$

Calcul des u

$$U_g = 0.090 \quad ; \quad U_j = 0.220 \quad ; \quad U_p = 0.332$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} If_{gi} = 23418.80 \\ If_{ji} = 16300.297 \\ If_{pi} = 12905.99 \\ If_{gv} = 28625053 \end{cases} \quad (\text{cm}^4) \quad \begin{cases} f_{gv} = 2.91 \text{ mm} \\ f_{ji} = 2.30 \text{ mm} \\ f_{pi} = 3.78 \text{ mm} \\ f_{gi} = 1.19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.91 - 2.30 + 3.78 - 1.19 = 3.20 \text{ mm.}$$

Comme on a $L = 2.7 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = 0.54 \text{ mm.}$

$\Delta f_t = 3.20 \text{ mm} < f_{adm} = 6.9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

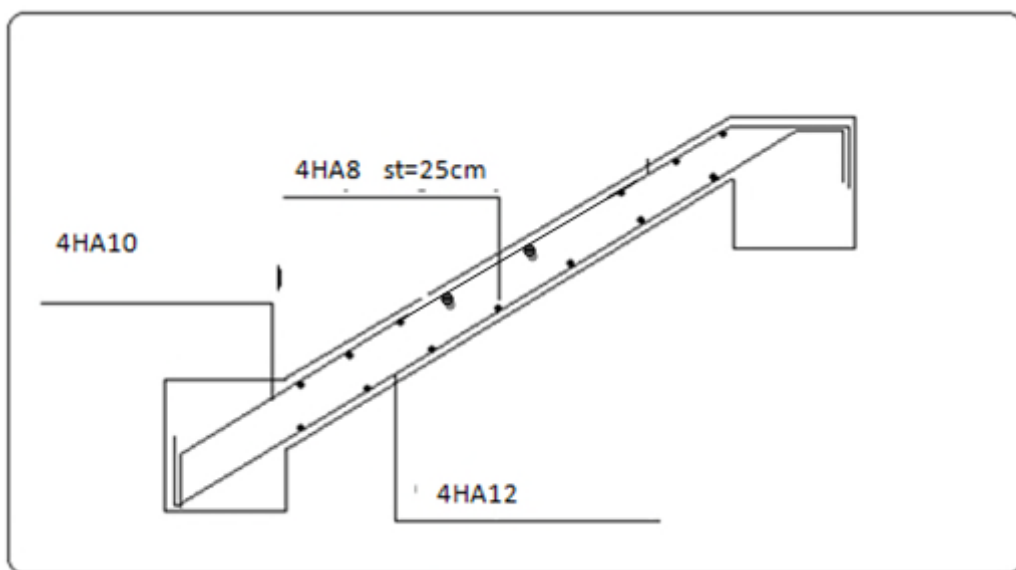


Figure 3.27 Schéma de ferrailage d'escalier

Type d'escalier 2 (RDC)

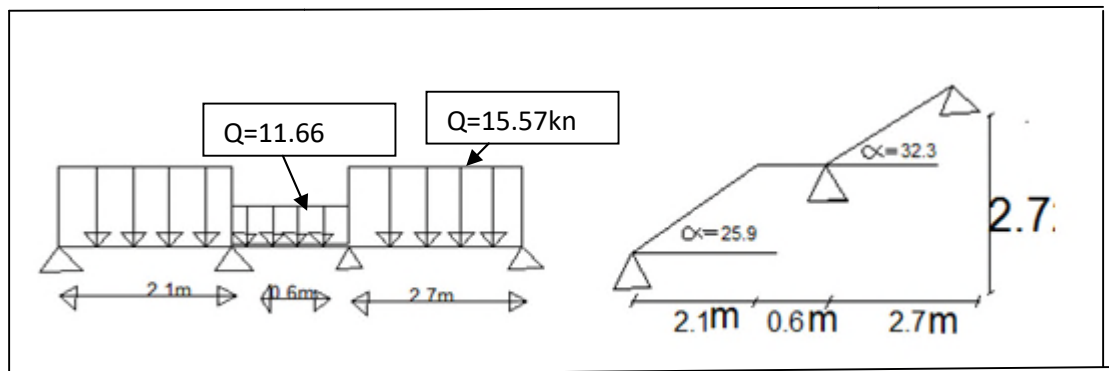


Figure 3.25 Schéma d'une volée de RDC

a) Charges et surcharges :

$$\text{Volée : } G_{\text{volée}} = 8.76 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

❖ Combinaison de charges :

à L'ELU:

$$q_v = 1,35 \times G_v$$

à L'ELS:

$$q_v = G_v + Q_v = 8.76 + 2.5 = 11.26 \text{ kN/ml}$$

3) Calcul à ELU

$$q_v = 15.57 \text{ kN/ml}$$

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B + R_C = 81.73$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow -R_B * 2.7 - R_C * 5.41 + 15.57 * 2.1 + 11.66 * (0.6^2 / 2 + 2.7) + 15.57 * (2.7^2 / 2 + 2.7) = 0$$

$$R_A = 47.36 \text{ kN}$$

$$R_B = 22.91 \text{ kN}$$

$$R_C = 11.47 \text{ kN}$$

En appuis

$$R_A = R_B = ql^2 / 2 = 69.39 \text{ kN.M}$$

$$M_0^{\text{max}} = ql^2 / 8 = 17.34$$

4) Calcul à ELS

$$q_v = 11.26 \text{ KN/ml}$$

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_V + R_C = 60 \Leftrightarrow R_A = R_B = 49.75 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$R_V * 2.7 + R_C * 5.4 + 11.26 * 2.7 + 8.36(0.6^2/2 + 2.7) + 11.26 * (2.7^2/2 + 2.7) = 0$$

$$\Leftrightarrow R_A = 41.60 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow R_B = 15.62 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow R_C = 7.8 \text{ KN}$$

➤ Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de RDM)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci après

appuis	Réaction(KN)		V(KN)	M(KNm)		V ^{max}	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	47.36	41.60	47.36	0	0	14.66	67.63	58.77
B	22.91	15.62	47.36	0	0	14.66	67.63	58.77
C	11.47	7.8	47.36	0	0	14.66	67.63	58.77

Tableau 3.26. calcul des sollicitations

Les sollicitations max sont :

➤ $M_{0max} = 67.63 \text{ KN.m}$

➤ $T(\text{max}) = 47.63 \text{ KN}$

Donc on a :
$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\text{max}} = 57.46 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.5 M_{\text{max}} = 20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \cdot h) = (1 \text{ ml} \cdot e)$;

Même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max}

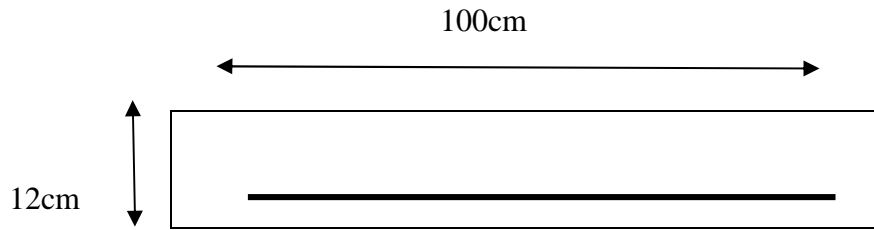


Figure 3.26 Section d’escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

position	M ^U (KN.M)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{Adop} (cm ² /ml)	ST(cm)
travée	57.46	0.075	0.098	0.2075	6.75	1.57	4HA14+HA12=7.29	25
Appuis	20	0.044	0.056	0.205	1.40	1.57	4HA10=3.14	25

Tableau 3.27. Résumé des résultats de ferrailage

Armateur de répartition

On a des charges réparties réparties => A_r répartition = A_{Principales} /4

En travée : A_{rep}=1,83cm²/ml soit : A_{rep}=4HA8=2 ,01cm/ml ; St=25cm

En appuis : A_{rep}=0.79cm²/ml soit : A_{rep}=4HA8=2 ,01cm/ml ; St=25cm

Vérification de l’effort tranchant

V^{max} = 47.36KN

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{47.36 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.21MPa$$

$\tau_U = 0.21MPa < \bar{\tau}_U = 3.33MPa$ Condition vérifiée.

Donc, nous n’avons pas besoins de mettre des armatures transversales

Calcul a l’ELS

Comme la fissuration est peu nuisible ,donc on vérifier uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc})σ_b

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	49.95	3.92	8995.21	5.85	15	Verifier
Appuis	17	3.06	5608.74	4.32	15	Verifier

Tableau 3.27. Vérification des contraintes de compression 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 :

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

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.04 < \frac{1}{16}=0.062 \dots\dots\dots$ condition non vérifier.

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 10} \Leftrightarrow 0.050 < 0.28 \dots\dots\dots$ condition vérifier.

3) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0056 < \frac{4.2}{400}=0.0105 \dots\dots\dots$ condition vérifier.

- La première condition n est pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale

à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.54 \text{ cm}$

selon la méthode exposée à l'article B.6.5,2 des règles BAEL 91

$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.434\%$

$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 3.83 \dots\dots$ Déformation instantanée.

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.48 \dots\dots\dots$ Déformation différée

$E_v = 10818086 \text{ MPa}$

$E_i = 32456.60 \text{ MPa}$

b/Calcul des contraintes: $\sigma_{St} = \frac{M_{Ser}}{A(d - \frac{y}{2})}$

. $\sigma_{St}^g = 469.57 \text{ MPa}$; . $\sigma_{St}^j = 437.67 \text{ MPa}$; . $\sigma_{St}^p = 607.25 \text{ MPa}$

Calcul des u

$U_g = 0.7109$; $U_j = 0.693$; $U_p = 0.767$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} If_{gi} = 36650 \\ If_{ji} = 37312 \\ If_{pi} = 34641 \\ If_{gv} = 32324 \end{array} \right. \quad (\text{cm}^4) \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 8.72\text{mm} \\ f_{ji} = 5.12\text{mm} \\ f_{pi} = 7.04\text{mm} \\ f_{gi} = 5.15\text{mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 8.72 - 5.12 + 7.04 - 5.15 = 5.49 \text{ mm.}$$

Comme on a $L = 612.4 \text{ m} < 5\text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{1000} = 0.54 \text{ mm.}$

$\Delta f_t = 3.20\text{mm} < f_{adm} = 6.9\text{mm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

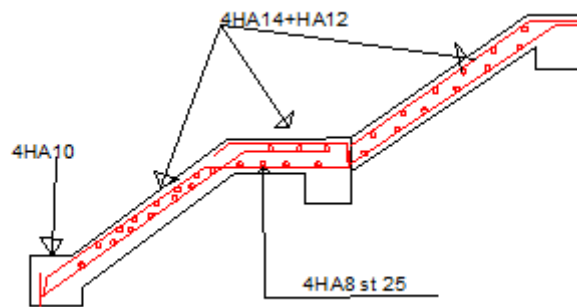


Figure 3.27 Schéma de ferrailage d'escalier(RDC)

3.2.2. Etude de la poutre palière

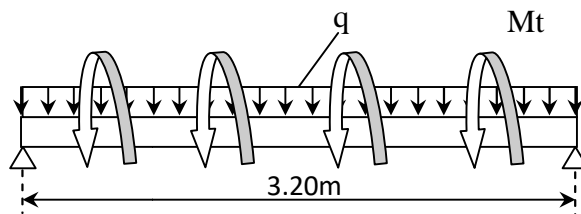


Figure 3.28 Schéma statique de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

▪ **Pré dimensionnement**

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32\text{cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm } h = 40 \text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 27,52 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 19,82 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 30,56 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 22,07 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 39,12 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 33,25 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -19,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 48,9 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	33,25	A	0,099	0,132	0,265	3,6	1,01	Vérifiée
Appui	-19,56		0,058	0,075	0,271	2,07	1,01	

Tableau 3.28 : Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{48,9 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 0,582 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,078 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,078 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -15,70 \times \frac{3,2}{2} = -25,12 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{25,12 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 6,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,866 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{25,12 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,02 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,582^2 + 4,02^2} = 4,06 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,6 + \frac{6,92}{2} = 7,06 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm²

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,07 + \frac{6,92}{2} = 5,53 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm²

$$\text{Armature transversales : } A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,866 = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 22,07 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 28,25 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85M_0 = 24,01 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -11,29 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	24,01	10,3	39123	6,32	15	Vérifiée
En appui	-11,29	8,7	28933	3,42	15	Vérifiée

Tableau 3.29: Vérification des contraintes à l'ELS.

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 27,19 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

5) $L = 3,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifié

➤ **Schéma de ferrailage**

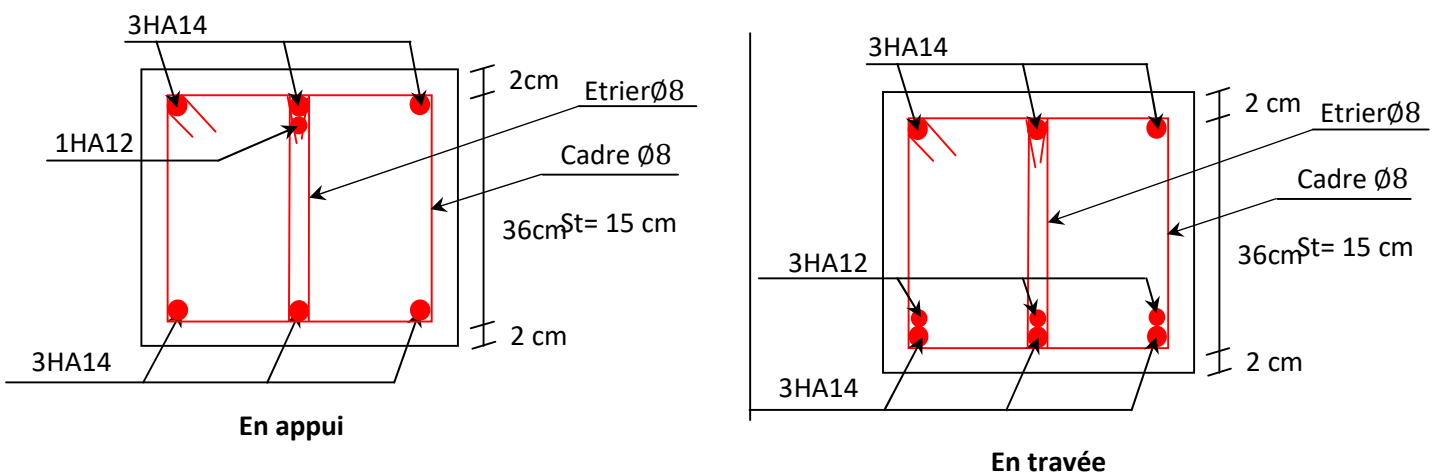


Figure 3.29 Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.6. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien.

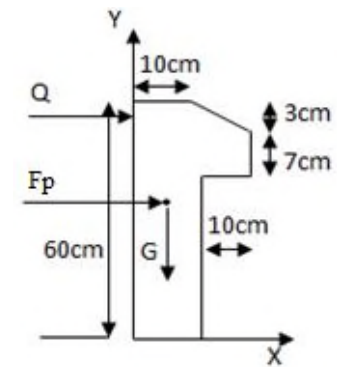


Figure 3.30 Coupe transversale l'acrotère.

a) Hypothèse de calcul

- * Le calcul se fait pour une bande de 1 m
- * Type de fissuration est préjudiciable.
- * Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

- * Le poids total: $W_p = G_{total}$.

$$\text{Surface total : } S = 0.1 \times 0.6 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.0685 m^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 m \Rightarrow G_1 = 1.7125 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 2cm) : } G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.24 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) : } G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.24 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.1925 \text{ KN}$$

- * Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN}$

c) Charges horizontales

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (Tableau 4-1) RPA99 (2003)

C_p : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$\text{Pour ce projet on a : } \left. \begin{array}{l} \text{- groupe d'usage B1} \\ \text{- zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0,20 \\ C_p = 0,8 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 2,1925 = 1,0524 \text{ KN.}$$

d) Calcul des sollicitations

Calcul de centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0.0620 m$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0.3301 m$$

- L'acrotère est soumis à :

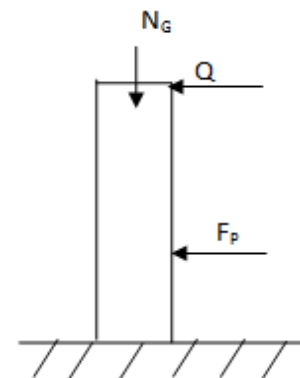


Figure 3.31 Schéma statique de l'acrotère.

$$Q = 1 \text{ KN} , G = 2,1925 \text{ KN}$$

$$N_G = W_P = 2,1925 \text{ KN}; \quad N_Q = 0 \text{ KN}; \quad N_{FP} = 0 \text{ KN};$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}; \quad M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = F_P \times Y_G \Rightarrow M_{FP} = 1,0524 \times 0,3301 = 0,347 \text{ KN.m.}$$

Sollicitations	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.1925	2.959	2.1925
M (KN .m)	0.947	0.9	0.6

Tableau 3.30 Combinaison d'action de l'acrotère.

e) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.959} \Rightarrow e_1 = 0.304 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e_1 = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$

Avec:

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.959} = 0.304 \text{ m} = 30.4 \text{ cm}$$

e_a = Excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

h: hauteur de l'acrotère = 60cm $\Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$; $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

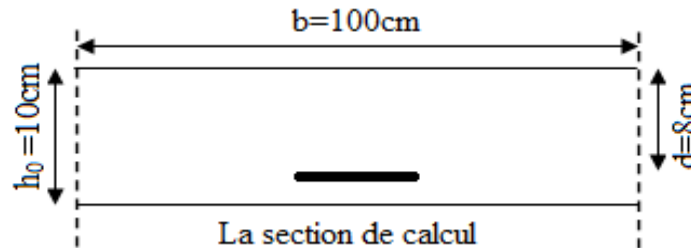
$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.0086m = 0.86cm.$$

D'où : $e = 30.4 + 0.86 + 2 = 33.26cm$.

Les sollicitations de calcul deviennent :

f) ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2.959 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2.959 \times 0.3326 = 0.984 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• Calcul à l'ELU

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion

simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0.984 + 2.959 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) \Rightarrow M_f = 1.072 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0117.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = 0; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0148$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079m.$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.387 \text{ cm}^2.$$

Calcul à la Flexion composée:

$$N_u \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 0.387 \times 10^{-4} - \frac{2.959 \times 10^{-3}}{348} = 0.301 \text{ cm}^2.$$

g) Vérification à l'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{on adapte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{Cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Espacement**

Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t=25\text{cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t=30\text{cm}$.

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}.$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.0524 + 1 \Rightarrow V_u = 2.0524\text{KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{2.0524 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0256 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

h) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

$$d=0,08\text{m} \quad N_{ser}=2.1925 \text{ KN} \quad M_{ser}=0.6\text{KN.m}$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{Mpa}.$$

On a F.P $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}}) = \min(266,67; 201,6) = 201,6\text{Mpa}.$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2.1925} = 0.273\text{m}.$$

$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050\text{m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

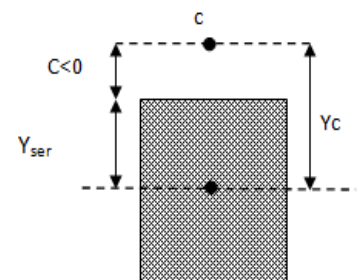
D'après la convention de singe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.273 - 0.05 = 0.223 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c).$$



$$P = -3(0.223)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,08 - 0.223}{1} \Rightarrow P = -0.15m^2.$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)^2.$$

$$q = -2(0.223)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,08 - 0.223)^2}{1} \Rightarrow q = -0.023m^3$$

$$y_c^3 - 0.15 \times y_c - 0.023 = 0.$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} = 0.023^2 + \frac{4 \times (-0.15)^3}{27} = 2.9 \times 10^{-5}$$

$\Delta > 0 \Rightarrow$ La solution de l'équation sera par itération :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante: $c = 22.3cm$

$$y_c + c = 67cm \dots \dots \text{vérifie.}$$

Donc on prend $y_c = -44.7cm \Rightarrow y_{ser} = 67cm, c = 22.3cm.$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{100 \times 0.67^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0.67) = 22.45m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.1925}{\mu_t} \times Y_{ser} = 0.065Mpa < \bar{\sigma}_{bc} MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.1925}{\mu_t} \times (0.08 - 0.67) = -0.86Mpa < \bar{\sigma}_{st}$$

i) Schéma de ferrailage

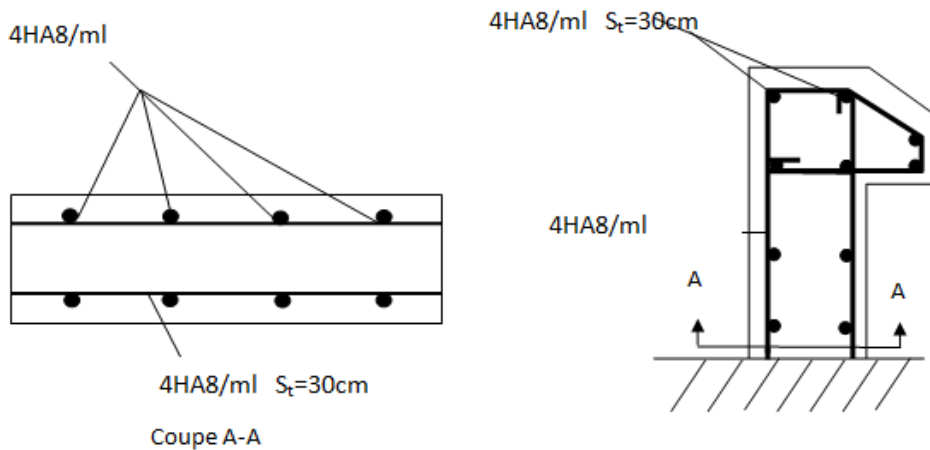


Figure 3.32 Schéma de ferrailage de l'acrotère

Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles.

Chapitre IV

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité induire des dégâts matériels et humains. Le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003), la région de la wilaya Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le SAP2000.V.14 qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.1. Objectifs de comportement

Les constructions implantées en zone sismique doivent présenter une probabilité moyenne d'effondrement ou de désordres structuraux majeurs vis-à-vis des actions sismique de calcul après un séisme, c'est-à-dire, le niveau minimal de protection accordé à un ouvrage en fonction de sa destination avant et après un séisme ou de son importance stratégique vis-à-vis des objectifs de sécurité et des coûts fixés par la collectivité.

L'obtention de cet objectif de comportement peut être rendu plus probable par l'adoption des règles parasismique algériennes.

Les présentes règles visent à assure la protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 2.1 Méthode statique équivalent

- **Principe** : selon RPA99.Art (4.2.1)

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Modélisation** : selon RPA99.Art (4.2.2)

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne

précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x_{dyn}}$ et $V_{y_{dyn}}$).

- **Conditions d'application**.....RPA99.Art (4.1.2)

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant, autre les conditions énoncées en haut, d'autre conditions complémentaires énumérées dans le RPA99.

IV.2.2 Calcul de la force sismique totale à la base

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage : 1B
 - zone sismique : IIa
- } ⇒ **A=0.20**

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version 2003). (Dans ce projet on a un Mixte portiques/voiles avec interaction ⇒ **R=5**)

Q : facteur de qualité : il est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

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

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Critère Q	Valeurs de Pq			
	Observé	P _q /xx	Observé	P _q /yy
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6) Contrôle de la qualité	Oui	0.00	Oui	0.00

Tableau 4.1 Valeurs des pénalités Pq

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

D : Facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

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

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

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$$

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

RPA (Art 4.2.3)

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003)

On a site (S1) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.30s \end{cases}$

Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 addenda 2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 29.96 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (29.96)^{\frac{3}{4}} = 0.64s \dots \dots \dots (I)$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante : $T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$

$L_{X,Y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 22.55\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 10.60\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :

$$T_x = \frac{0.09 \times 29.96}{\sqrt{22.55}} = 0.56s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x = 0.56s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal :

$$T_y = \frac{0.09 \times 29.96}{\sqrt{10.60}} = 0.82s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y = 0.64s$

Donc T : la période fondamentale statique majorée de 30% est : $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.56 = 0.728s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.82 = 1.06s \end{cases}$

$$T_2 = 0.3s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.93 \times \left(\frac{0.3}{0.728}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.287$$

$$T_2 = 0.3s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.93 \times \left(\frac{0.3}{0.832}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.010$$

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad Avec \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = 0.6$ à usage commercial Tableau 4.5 du RPA99 addenda 2003

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir du logiciel **SAP2000V14** on trouve :

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.20 \times 1.287 \times 1.20}{5} \times 18689.617$$

$$\text{sens } Y : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.20 \times 1.01 \times 1.20}{5} \times 18689.617$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = 1154.56KN. \\ V_y = 1055.88KN. \end{cases}$$

II.2.3 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

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 établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad RPA99 \text{ (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

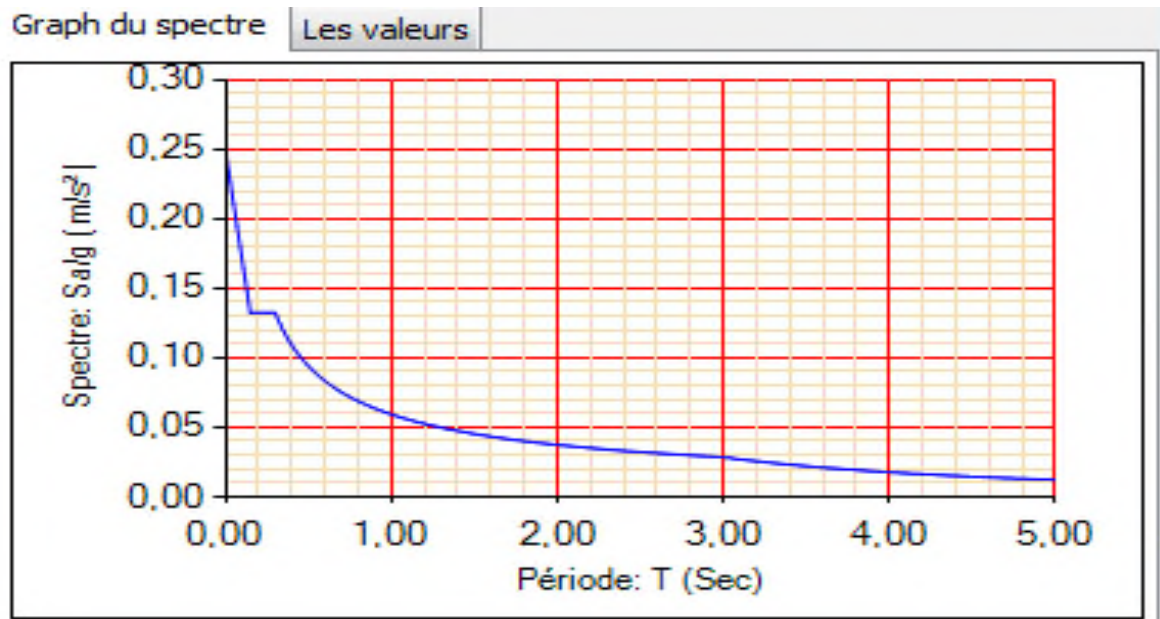


Figure 4.1 Spectre de réponse selon (x et y)

b. Les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitre)
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 version 14.2.2 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux et de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003

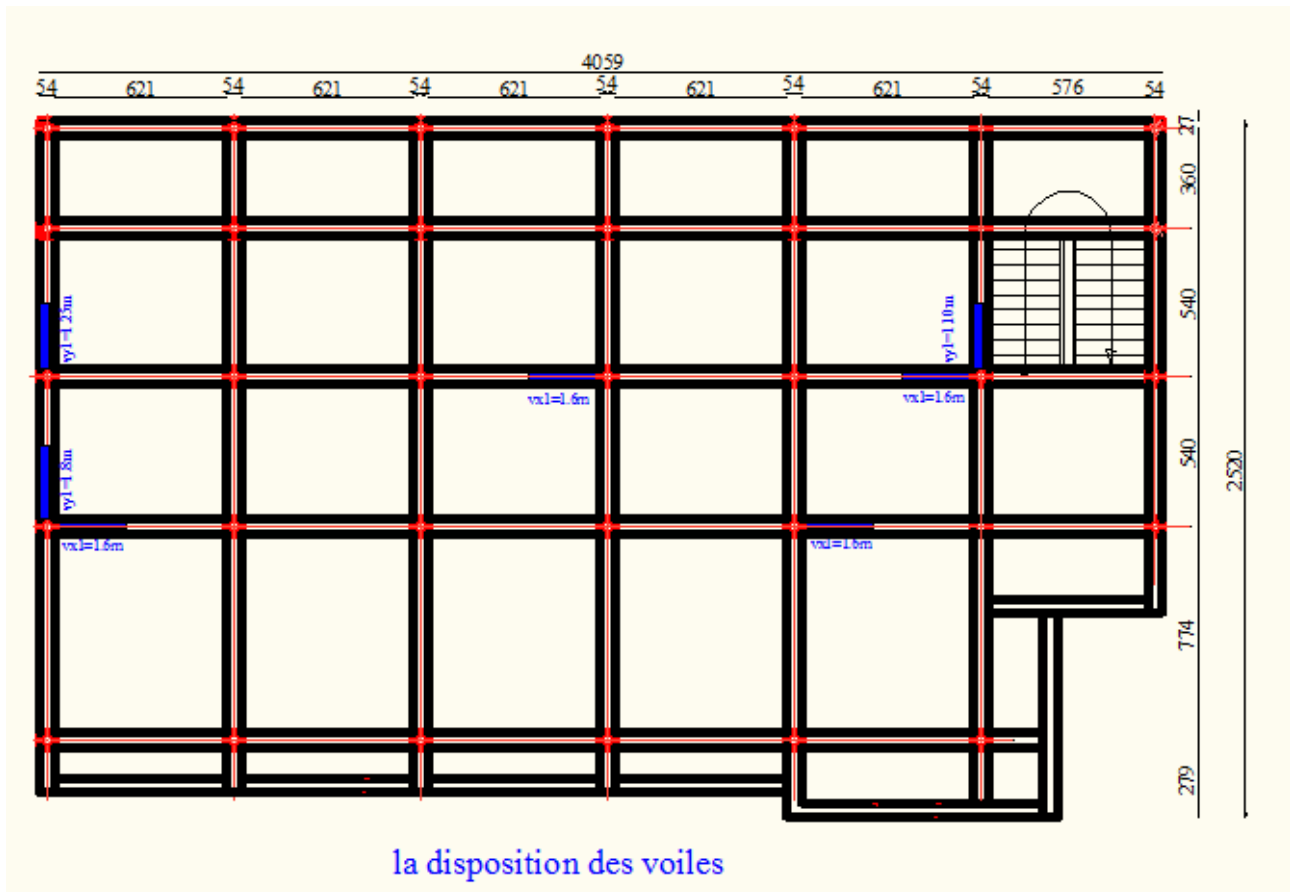
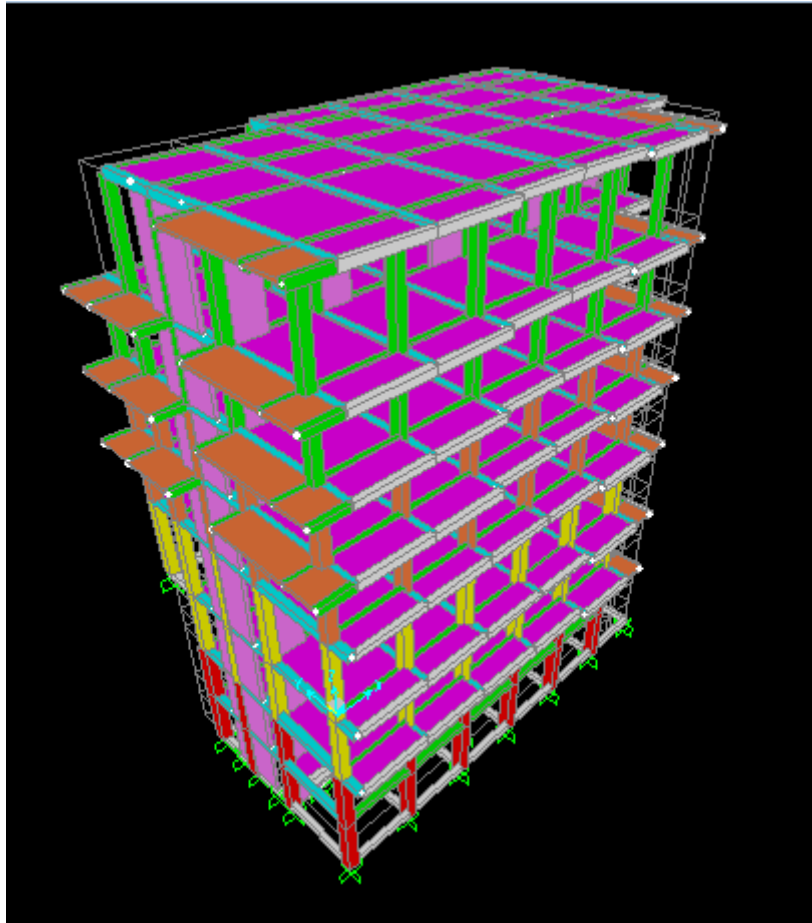


Figure 4.2 Dispositions des voiles.



**Figure 4.3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique
Donnée par SAP2000 V14**

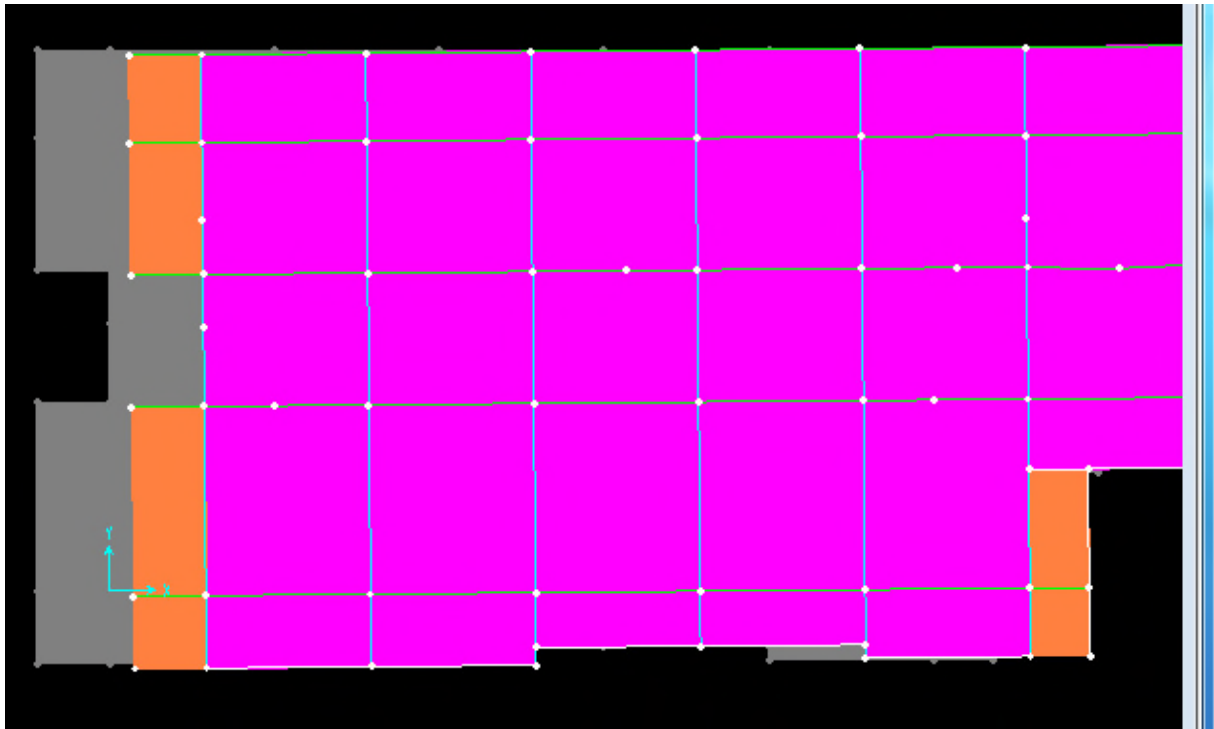


Figure 4.4. 1^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)

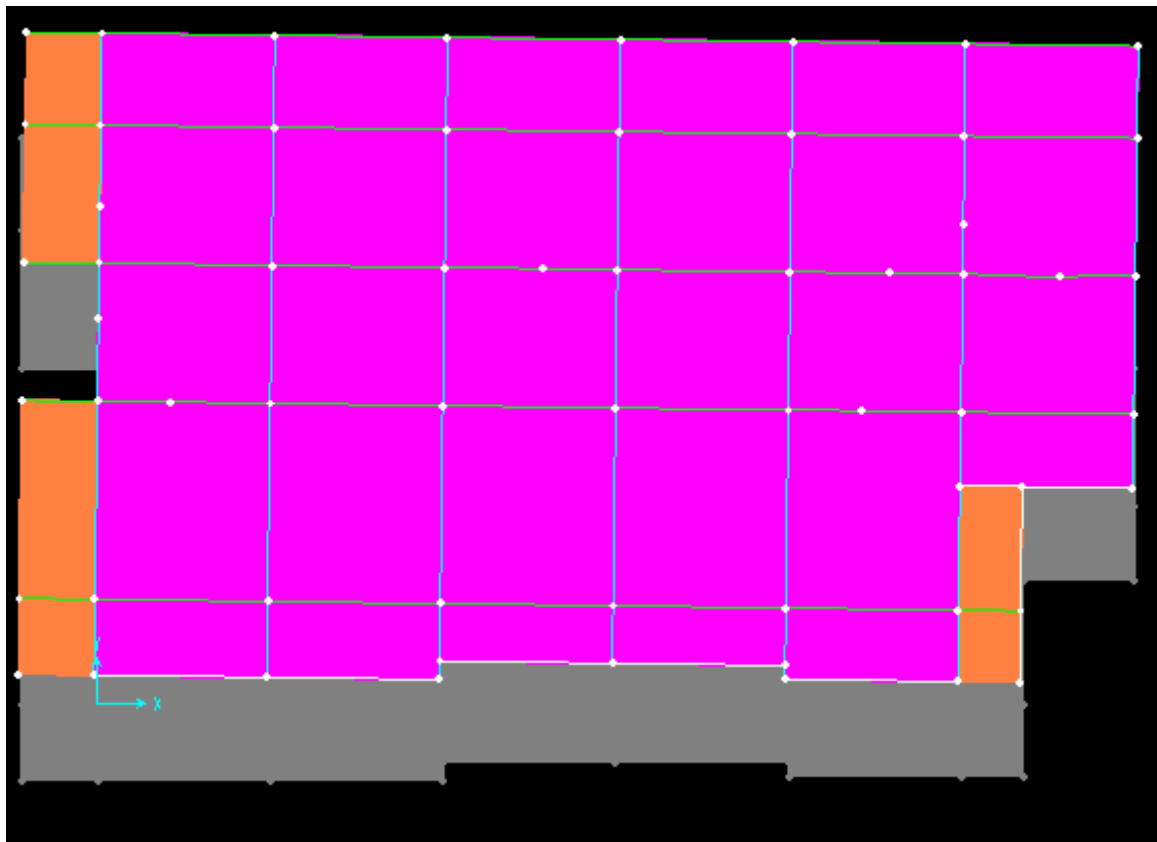


Figure 4.5. 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)

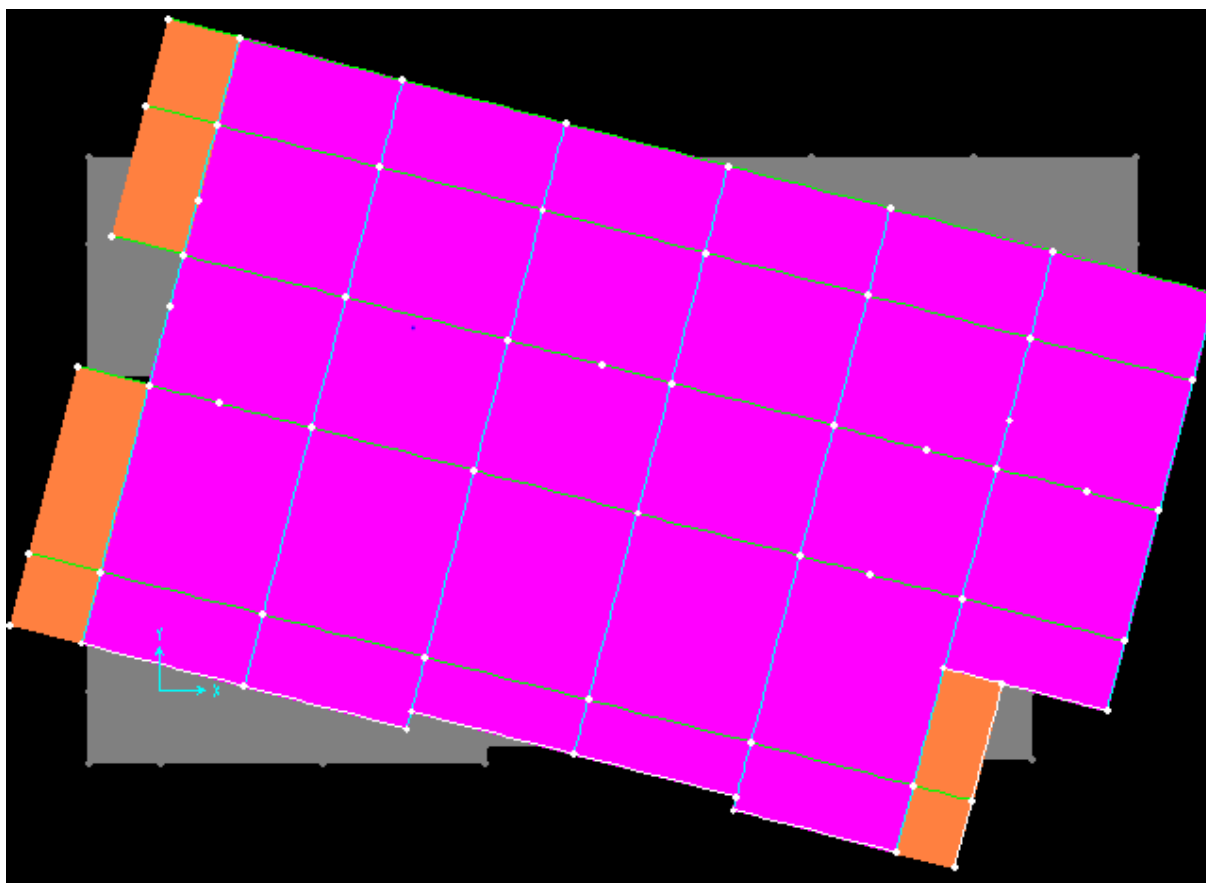


Figure 4.6. 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)			Somme Cumulée		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	0,696161	0,65868	0,000002369	4,349E-07	0,65868	0,000002369	4,349E-07
2	0,466111	0,000004659	0,5671	0,00028	0,65868	0,5671	0,00028
3	0,398677	0,00085	0,00135	0,0000267	0,65953	0,56846	0,00031
4	0,217873	0,16788	0,00013	0,00000925	0,82741	0,56858	0,00032
5	0,165932	0,00052	0,0514	0,00022	0,82793	0,61998	0,00054
6	0,128631	0,02712	0,00842	0,00023	0,85506	0,6284	0,00076
7	0,12139	0,08326	0,00501	0,00014	0,93831	0,63341	0,0009
8	0,100975	0,000002231	0,00002495	0,00016	0,93832	0,63344	0,00107
9	0,099909	0,000001219	0,000002586	5,487E-08	0,93832	0,63344	0,00107
10	0,099694	0,000000148	0,000006528	1,564E-07	0,93832	0,63344	0,00107

11	0,09154	0,00029	0,00585	0,00283	0,93861	0,6393	0,0039
12	0,090104	0,00001107	0,00007975	0,01581	0,93862	0,63938	0,01971
13	0,088423	0,000006759	0,00369	0,00022	0,93862	0,64307	0,01994
14	0,086233	0,00013	0,00764	0,00054	0,93876	0,65071	0,02048
15	0,082669	0,000003951	0,00002653	0,03887	0,93876	0,65073	0,05934
<u>16</u>	0,07678	0,01956	0,00102	0,00048	0,95832	0,65175	0,05982
<u>17</u>	0,074414	2,089E-07	0,00044	0,1151	0,95832	0,65219	0,17492
<u>18</u>	0,072111	0,000005637	0,0047	0,08276	0,95833	0,65689	0,25768
<u>19</u>	0,069519	0,00000646	0,00031	0,00019	0,95833	0,65719	0,25787
<u>20</u>	0,069238	0,00076	0,19324	0,00322	0,9591	0,85044	0,26109
<u>21</u>	0,068468	0,00001764	0,00315	0,00276	0,95911	0,85359	0,26385
<u>22</u>	0,065705	0,00006403	0,00048	0,00095	0,95918	0,85407	0,2648
<u>23</u>	0,065036	0,00001086	0,00001446	0,10965	0,95919	0,85408	0,37445
<u>24</u>	0,064137	0,00044	0,00125	0,00079	0,95963	0,85534	0,37523
<u>25</u>	0,063471	0,00000296	0,00002299	0,04536	0,95964	0,85536	0,42059
<u>26</u>	0,06254	0,00056	0,01127	0,00029	0,96019	0,86663	0,42088
<u>27</u>	0,061379	0,000001607	0,00001777	0,01068	0,96019	0,86665	0,43156
<u>28</u>	0,060647	0,000003946	0,00023	0,04846	0,9602	0,86688	0,48002
<u>29</u>	0,060209	0,000005287	6,044E-07	0,01684	0,9602	0,86688	0,49686
<u>30</u>	0,059819	0,000002262	0,000069	0,00009011	0,9602	0,86695	0,49695
<u>31</u>	0,056674	3,438E-07	0,0008	0,00438	0,9602	0,86775	0,50133
<u>32</u>	0,056495	0,000001031	0,00463	0,00031	0,96021	0,87237	0,50164
<u>33</u>	0,055385	0,00013	0,0043	0,00083	0,96034	0,87668	0,50247
<u>34</u>	0,054488	0,000004873	0,00002608	0,03267	0,96035	0,8767	0,53514
<u>35</u>	0,054076	0,00003967	0,00013	0,00023	0,96038	0,87683	0,53537
<u>36</u>	0,053773	0,00005158	0,00051	0,00716	0,96044	0,87734	0,54253
<u>37</u>	0,053438	0,00085	0,00067	0,01261	0,96129	0,87802	0,55514
<u>38</u>	0,053156	0,00019	0,00019	0,01978	0,96148	0,87821	0,57492
<u>39</u>	0,052807	0,00024	0,00019	0,00384	0,96172	0,8784	0,57876
<u>40</u>	0,052628	0,000008954	0,00015	0,03801	0,96173	0,87855	0,61677
<u>41</u>	0,052086	0,00004047	0,00045	0,00365	0,96177	0,879	0,62042
<u>42</u>	0,051942	0,00005466	0,00028	0,02111	0,96182	0,87927	0,64153
<u>43</u>	0,051867	0,00027	0,00086	0,00148	0,9621	0,88013	0,64302

44	0,051692	0,00033	0,00061	0,00155	0,96243	0,88074	0,64456
45	0,051587	0,00006491	0,00005017	0,00045	0,96249	0,88079	0,64502
46	0,051445	0,00006336	1,005E-07	7,545E-08	0,96256	0,88079	0,64502
47	0,051154	0,00172	0,02971	0,00025	0,96428	0,9105	0,64527

Tableau 4.2. Période de vibration et taux de participation massique.

Constatations

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,696161s \\ T_y = 0,466111s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation.
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 47 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

❖ Analyse des résultats

La participation modale du 1^{er} mode suivant le sens x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3, et on constate que la 2^{eme} est aussi un mode de translation suivant y-y tel que montré sur la figure IV.4, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.5.

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint **90%** au mode 7, et dans la direction Y elle atteint **90%** au mode 47.

➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
Entre sol 1	18579,859	2433,42	88,4196	11,5804
Entre sol 2	16581,253	2569,02	86,58493	13,41507
Entre sol 3	14221,981	2374,72	85,69163	14,30837
RDC	11347,716	2014,17	84,92602	15,07398
1 ^{er} étage	10513,05	1728,75	85,87828	14,12172
2 ^{ème} étage	7526,63	1376,23	84,54169	15,45831
3 ^{ème} étage	4648,556	937,083	83,22335	16,77665
4 ^{ème} étage	1844,583	435,744	80,89116	19,10884

Tableau 4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales

❖ **Analyse des résultats :** On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée dans tous les étages.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)	portique	Voiles	Portique (%)	Voiles (%)
Entre sol 1	186,944	140,891	57,0238077	42,97619	263,86	127,772	67,374474	32,62553
Entre sol 2	137,47	145,084	48,6526469	51,34735	109,063	120,605	47,4872425	52,51276
Entre sol 3	162,931	74,335	68,6701845	31,32982	162,849	179,332	47,5914794	52,40852
RDC	103,159	113,429	47,6291392	52,37086	463,753	329,085	58,4927816	41,50722
1 ^{er} étage	382,711	430,946	47,0359132	52,96409	567,124	290,229	66,1482493	33,85175
2 ^{ème} étage	471,813	288,455	62,058774	37,94123	539,77	233,335	69,8184593	30,18154
3 ^{ème} étage	355,278	156,648	69,4002649	30,59974	378,699	114,316	76,8128759	23,18712
4 ^{ème} étage	266,927	123,838	68,3088301	31,69117	235,199	94,718	71,2903548	28,70965

Tableau 4.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

❖ **Analyse des résultats** : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{st.}$, nous avons :

	$0.8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$V_{dyn}/0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	954.51	1106.58	1.159	Vérifie
Sens y-y	883.46	1399.826	1,584	Vérifie

Tableau 4.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

❖ **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau x	h_k (c m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Entre sol 1	340	0.0002565	0,001 28	0	0.001 28	0.000037	0.00011 39	0,000 56	0	0,00 056	0.000001 6
Entre sol 2	340	0.0004288	0,002 14	0.001 28	0.000 86	0.0000025	0.00022 97	0,001 14	0,00 056	0,00 058	0.000001 7
Entre sol 3	374	0.000446	0.002 23	0.002 14	0.000 09	0.0000002	0.00038 15	0,001 90	0,00 114	0,00 076	0.000002 0
RDC	442	0.01011	0.051 1	0.002 23	0.048 87	0.000110	0.01011	0.051 1	0,00 190	0.04 92	0,000111
1 ^{er}	374	0.01962	0.098	0.051	0.047	0.000125	0.01962	0.098	0.05 11	0.04 7	0,000125

étage			1	1				1			
2 ^{ème} étage	340	0.02757	0,137 85	0,098 1	0,039 75	0.000116	0.02757	0,137 85	0,09 81	0,03 975	0,000116
3 ^{ème} étage	340	0.03444	0,172 2	0,137 85	0,034 35	0.0001010	0.03444	0,172 2	0,13 785	0,03 435	0,000101 0
4 ^{ème} étage	446	0.04213	0,210 65	0,172 2	0,038 45	0.0000862	0.04213	0,210 65	0,17 22	0,03 845	0,000086 2

Tableau 4.6. Vérification des déplacements.

❖ **Analyse des résultats :** D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Entre sol (1et 2 + étage 2et 3)

$$\text{Sens } (x - x) : \Delta_{k \max} = 0.8\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,40\text{cm} .$$

$$\text{Sens } (y - y) : \Delta_{k \max} = 0.85\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,40\text{cm}$$

Entre sol (3+ étage 1)

$$\text{Sens } (x - x) : \Delta_{k \max} = 0.8\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,74\text{cm} .$$

$$\text{Sens } (y - y) : \Delta_{k \max} = 0.85\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,74\text{cm}$$

RDC

$$\text{Sens } (x - x) : \Delta_{k \max} = 0.8\text{cm} < 1\% \times h_e = 4,42\text{cm} .$$

$$\text{Sens } (y - y) : \Delta_{k \max} = 0.85\text{cm} < 1\% \times h_e = 4,42\text{cm}$$

Etage 4

$$\text{Sens } (x - x) : \Delta_{k \max} = 0.8\text{cm} < 1\% \times h_e = 4,46\text{cm} .$$

$$\text{Sens } (y - y) : \Delta_{k \max} = 0.85\text{cm} < 1\% \times h_e = 4,46\text{cm}$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99 addenda 2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)
Entre sol 1	-340	3780.210	0.19495	634,62	0,00019953	0,12445	783,869	8,8603E-05
Entre sol 2	-340	3329.846	0.42505	551,289	0,00014036	0,06845	436,125	9,4333E-05
Entre sol 3	-374	2879.809	0.71	419,289	1,3322E-05	-0,0931	641,946	0,00011757
RDC	442	2446.511	1,33	801,734	0,00583257	1,0802	1161,915	0,00563735
1 ^{er} étage	374	2012.920	1,3	1255,71	0,001599361	1,15	1220,752	0,00159936
2 ^{ème} étage	340	1643.366	3,4545	1021,171	0,001157701	0,96	901,776	0,0011577
3 ^{ème} étage	340	1223.310	5,5345	795,687	0,00095067	0,86	663,262	0,00095067
4 ^{ème} étage	446	836.7967	1,135	571,027	0,00047614	0,985	479,74	0,00047614

Tableau 4.7. Vérification a L'effet P-Δ.

❖ **Analyse des résultats :** On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA99addenda 2003(Art : 7.1.3.3)}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	B _r (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Entre sol 1	60×55	1093.237	0,13251	Vérifiée
Entre sol2	60×55	1093.237	0,13251	Vérifiée
Entre sol 3	55×50	936.997	0,13629	Vérifiée
RDC	55×50	936.997	0,13629	Vérifiée

1 ^{er} étage	50×45	596.004	0,10596	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50×45	596.004	0,10596	Vérifiée
3 ^{ème} étage	45×40	270.671	0,0601491	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45×40	270.671	0,061491	Vérifiée

Tableau 4.8. Vérification de l'effort normale réduit

❖ **Analyse des résultats**

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

CONCLUSION

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Niveaux	Entre sol 1	Entre sol	Entre sol 3	RDC	01	02	03	04
Poteaux (cm ²)	60*55	60*55	55*50	55*50	50*45	50*45	45*40	45*40
Voiles (cm)	20							
Poutres Principales (cm ²)	35*40							
Poutres secondaires (cm ²)	30*30							

Tableau 4.9. Dimensions finales des éléments structuraux

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour toute type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Chapitre V

5.1.Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **SAP2000 V14**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

5.2.Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000 V14**, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales(35 × 40).
- ✓ Poutres secondaires(30 × 30).

5.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

5.2.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

5.2.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 . s . b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

Avec ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

5.2.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Tableau 5 1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm)	A ^{adopté} (cm ²)
entre sol 2	P.S	30x30	Appui	ELU	-14.638	49.224	4.5	1.53	3HA12+HA12=6.79
			Travée	ELU	19.854			2.10	3HA12+HA12=6.79
	P.P	35x40	Appui	ELU	-66.914	106.163	7	5.53	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	ELU	36.018			3.16	3HA14+3HA12=8.01
Entre sol 3+ RDC +étage 1	P.S	30x30	Appui	ELU	-20.224	80.703	4.5	2.05	3HA12+3HA12 = 6.79
			Travée	ELU	29.256			3.03	3HA12+HA12= 6.79
	P.P	35x40	Appui	ELU	-38.885	150.376	7	3.31	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	ELU	56.252			4.51	3HA14+3HA12=8.01
Etage (2+3+4)	P.S	30x30	Appui	ELU	-30.0637	-78.31	4.5	3.11	3HA12+3HA12=6.79
			Travée	ELU	33.103			3.46	3HA12+3HA12=6.79
	P.P	35x40	Appui	ELA	-46.837	146.773	7	3.61	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	ELU	53.054			4.25	3HA14+3HA12=8.01
terrass e	P.S	30x30	Appui	ELU	-56.891	57.169	4.5	5..60	3HA12+3HA12=6.79
			Travée	ELU	54.821			5.36	3HA12+3HA12=6.79
Inacc	P.P	35x40	Appui	ELU	-79.350	101.968	7	5.78	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	ELU	54.361			3.86	3HA14+3HA12=8.01

5.2.3 Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

5.2.3.1 Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections :

✓ Poutres secondaires :

$$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ Poutres principales :

$$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

5.2.3.2 Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections :

✓ Poutres secondaires

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

✓ Poutres principales

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

5.2.3.3 Les longueurs de recouvrement

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

5.2.3.4 Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

✓ Poutres principales :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.6, 1.14, 3.5)$$

✓ Poutres secondaires :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.4, 0.85, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8 dans les sections nécessitant un étrier.

Et $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8 dans les sections nécessitant un étrier

Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ Poutres principales :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(10; 14.4) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ Poutres secondaires

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(11.25; 12) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

Remarques

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

5.2.4 Vérification à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 5- 2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	150.376	1.30	3.33	Vérifiée
Secondaire	80.703	0.96	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Tableau 5. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	150.376	156.2529	4.32	-3.42	Vérifiée
Secondaire	4.62	80.703	83.103	2.32	-1.96	Vérifiée

Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot d \cdot A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s (y - d)^2]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau 5- 4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Principale	Appui	-70.5548	2442261.59	58.16	1.68	15	Vérifiée
	Travée	33.4874	103112.62	14.11	4.52	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-24.9637	189003.28	26.62	3.51	15	Vérifiée
	Travée	24.4084	65643.31	14.46	5.37	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Tableau 5- 5. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	$h_t(cm)$	$b(cm)$	$L(m)$	$A_s(cm^2)$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	35	4	8.01	$0.1 \geq 0.06$	$0.1 \geq 0.047$	$0.0057 \leq 0.01$
Secondaire	30	30	3.45	4.62	$0.08 \geq 0.06$	$0.08 \geq 0.031$	$0.0051 \leq 0.01$

Tous les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Exemple de ferrailage

➤ **Poutres secondaire : (30x30) cm²**

des poutres du(RDC +les 4 étages +3entre sols.)

En travée : 3HA12+3HA12

En appui : 3HA12+3HA12

➤ **Poutres principale : (35x40) cm²**

des poutres du(RDC +les 4 étages +3entre sols+terrasse inaccessible .)

En travée : 3HA14+3HA12

En appui : 3HA14+3HA12

➤ **Poutres secondaires :(30x30) cm²**

des poutres du (terrasse inaccessible.)

En travée : 3HA12+3HA12

En appui : 3HA12+3HA12

Ferraillage ***Schéma des ferrillages des poutres:***

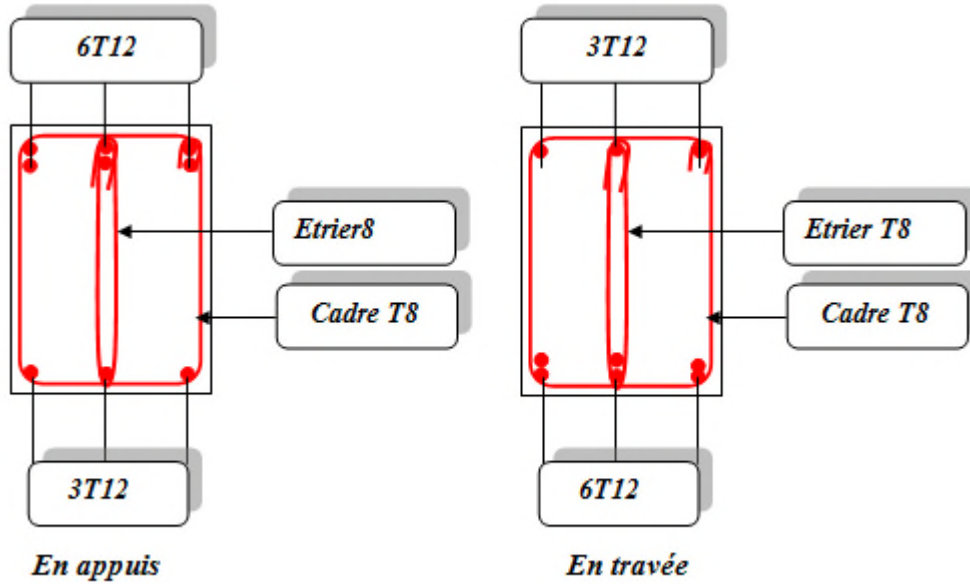


Figure 5.1 Ferrailage de la poutre secondaire (RDC+4 étage +3 entres sols)

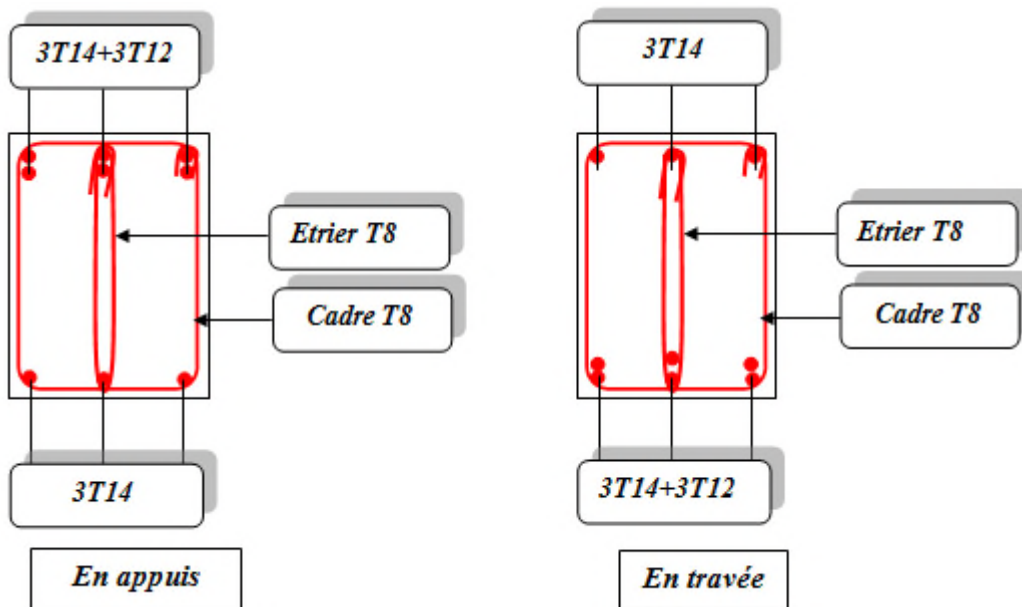


Figure 5.1 Ferrailage des poutres principale (RDC+4 étages +3entres sol)

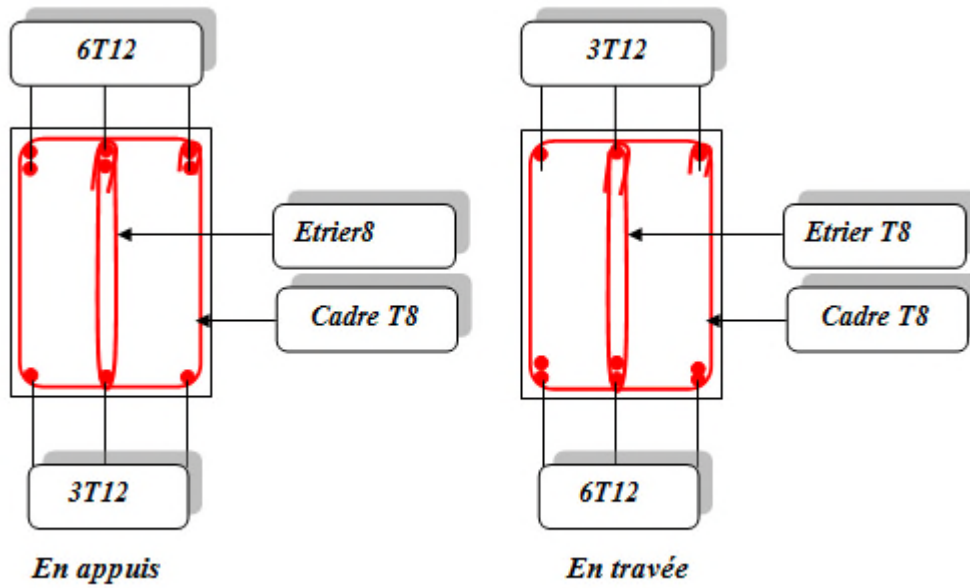


Figure 5.2 Ferrailage des poutres secondaire de la terrasse.

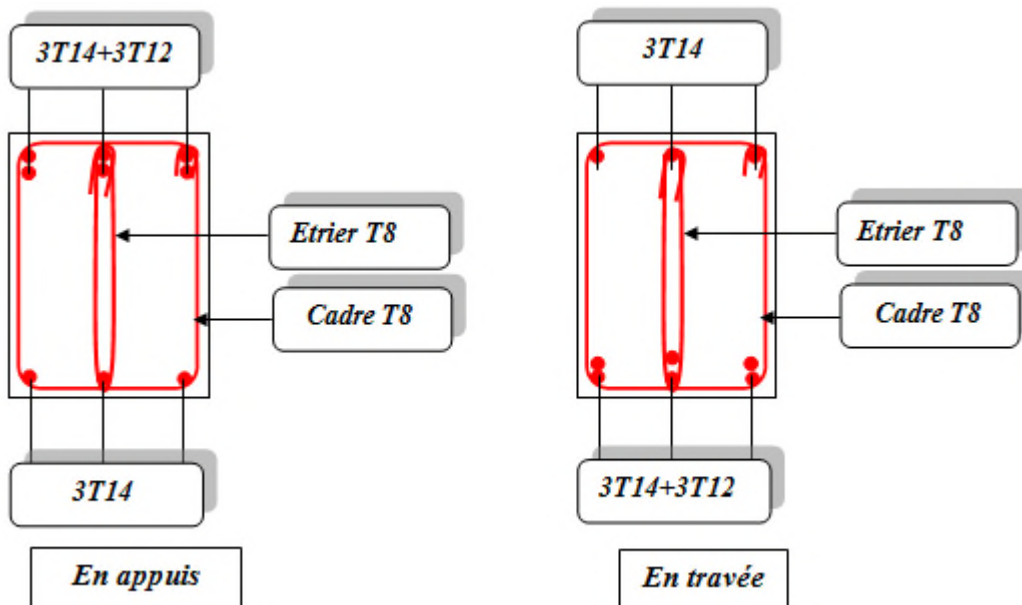


Figure 5.4. Ferrailage des poutres principales (terrasse inaccessible)

5.3 Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion simple lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
- ✓ Un effort tranchant éventuel V .

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal 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 :
40∅ en I et II
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

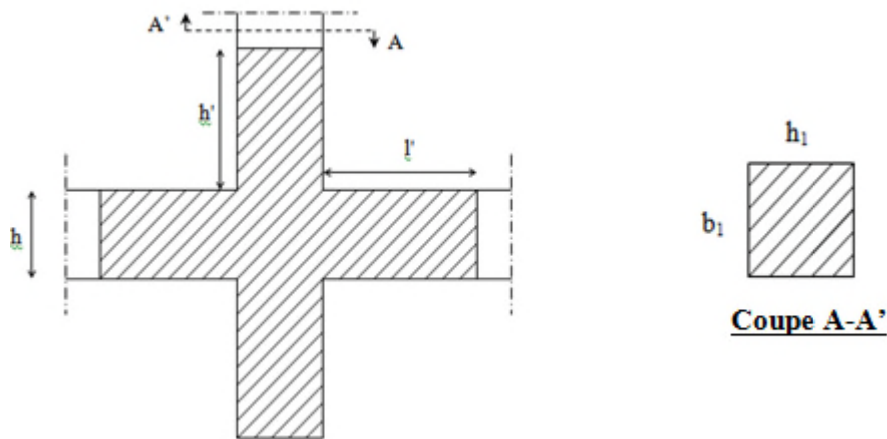


Figure 5.5 Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

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

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

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.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- ✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

- ✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :

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

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ 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.

5.3.1 Calcul de ferrailage

5.3.1.1 Ferrailage longitudinal

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée ;
- ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm).

Flexion composé :

On entend par flexion composé tous élément sollicité à la fois par un effort normal et un moment fléchissant (aussi appelé dans la littérature la flexion compression), contrairement à la flexion simple ou en distingue deux parties distinctes une partie comprimée et l'autre tendue, à la flexion composée tous dépend de la position de l'axe neutre on a alors 3 cas : section entièrement tendue (SET), section entièrement comprimée (SEC) et section partiellement comprimée (SPC).

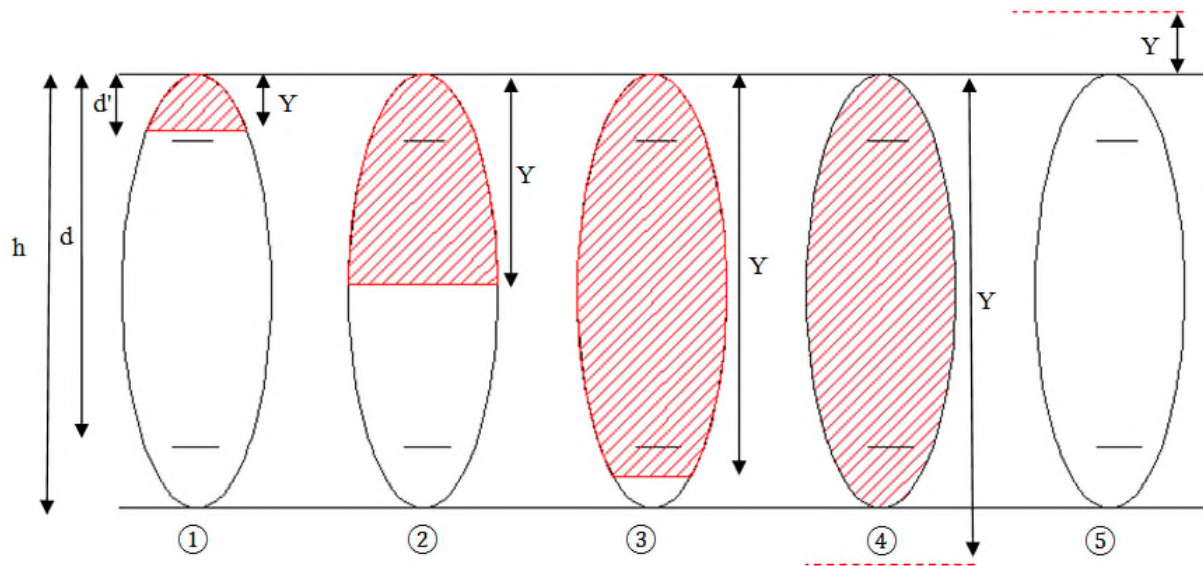


Figure 5.6 Différent type de section par rapport à la position de l'axe neutre.

- ①, ② et ③ sont de section partiellement comprimée ;
- ④ est une section entièrement comprimée ;
- ⑤ est une section entièrement tendue.

Calcul à l'ELU

Section entièrement tendue

Vu que dans les hypothèses de base le béton tendu est négligé la forme de section n'intervient pas dans les calculs.

La section est entièrement tendue si :

- N est un effort de traction ;
- Le centre de poussée C (e_g ce trouve entre les armatures A_1 et A_2) $|e_g| < \frac{h}{2} - d'$; où $e_g = < \frac{h}{2} - d''$.

Le calcul ce faits pour deux section A_1 et A_2 avec :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st10}(d - d')} ; A_2 = \frac{N_u e_2}{f_{s10}(d - d')}$$

$$\text{Avec } \min(A_1, A_2) \geq A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Cas d'un ferrailage symétrique :

$$e_1 = e_2 \text{ et } A_1 = A_2 = \max\left(\frac{N_u}{2f_{st10}}; \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{st10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) est une section composée d'une partie comprimée et d'une autre partie tendue donc elle peut être assimilée à la flexion simple avec un moment M_{uA} puis revenir à la flexion composée en suite :

On dit qu'une section est partiellement comprimée si :

- **1^{er} cas :**

N_u est un effort de traction et C se trouve en dehors de la zone entre les armatures A et A' soit :

$$\frac{h}{2} - d'' < |e_g| \quad \text{Où} \quad \frac{h}{2} - d' < |e_g|.$$

- **2^{ème} cas :**

N_u est un effort de compression et C à l'extérieur de la section soit $e_g > \frac{h}{2}$.

- **3^{ème} cas :**

N_u est un effort de compression et C à l'intérieur de la section ($e_g < \frac{h}{2}$) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

N_u est pris avec son signe (positif dans ce cas précis vu que N_u est un effort de compression).

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple en remplaçant $M_u \Rightarrow M_{uA}$, $N \Rightarrow N_u$.

En revient en suite à la flexion composée on calcul par $A = A_1 - \frac{N_u}{f_s}$; avec A_1 la section calculée en flexion simple (cas d'une section rectangulaire et $A' \neq 0$).

Section entièrement comprimé

On dit que la section est entièrement comprimé si :

- N effort de compression et C à l'intérieur de la section ($e_g < \frac{h}{2}$) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

Dans le cas d'une section entièrement comprimée et l'axe neutre se trouve en dehors de la section soit $Y > h$ dans ce cas l'utilisation du diagramme simplifier (rectangulaire) n'est plus applicable.

Explication

Le diagramme contrainte-déformation du béton est une parabole que le règlement vient plafonner à une contrainte limite $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta\gamma_b} f_{c28}$.

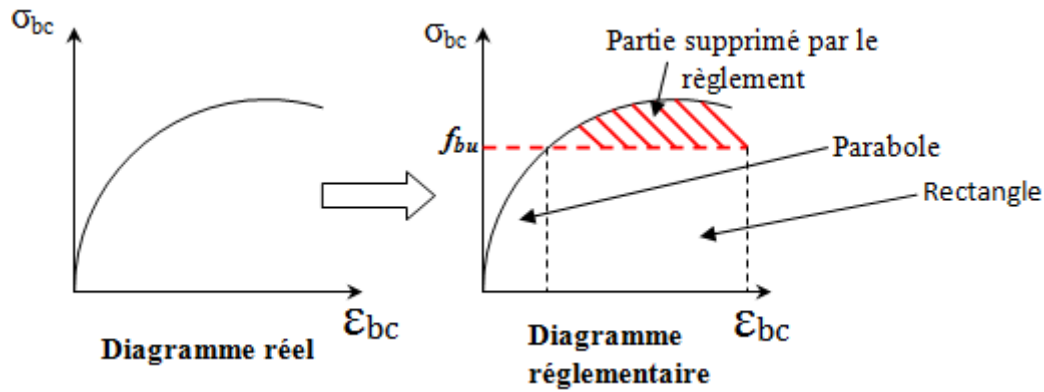


Figure 5.7 Diagramme contrainte-déformations.

On se retrouve donc avec un diagramme dit parabole-rectangle, alors pour calculer les efforts normaux internes on doit le faire pour deux section une est rectangulaire avec $N_1 = y_1 b f_{bcu}$ et une deuxième partie parabolique avec: $N_2 = \int \sigma (y) b dy$.

Donc dans le but de simplifier les calculs le diagramme parabole-rectangulaire est remplacé par le diagramme rectangulaire simplifier, en gros on remplace la partie parabolique par une partie rectangulaire équivalent.

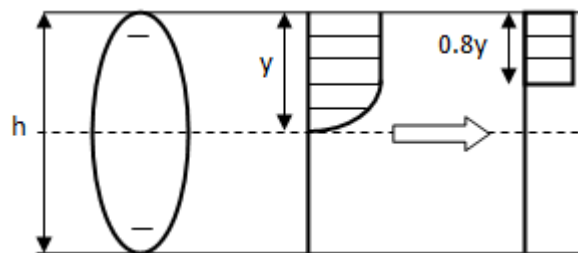


Figure 5.8 Diagramme contrainte déformation avant après simplification.

Mais cette méthode donne de grandes approximations dans une section entièrement comprimée donc on utilise le calcul en rigueur donnée par le règlement.

5.3.1.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5- 6. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.

niveau	Secti on (cm ²)	sollicitatio n	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
E .sol 1, 2	60× 55	N _{max} →M _{co r}	1950.67 3	8.4712	42.68 3	ELA	SPC	0	26.4	12HA16+ 4HA14= 30.29
		N _{min} →M _{co r}	-12.541	7.2235		ELA	SET	25,73		

		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	102.247	832.69		ELA	SPC	0		
E.sol 3+RDC	55× 50	$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1560.53 4	15.147	73.46 5	ELU	SPC	0	22	4HA16+ 8HA14+ 4HA12= 24.88
		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	- 235.371	14.5285		ELA	SET	20.48		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	230.314 6	462.437		ELA	SPC	0		
1+2	50× 45	$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1028.74 5	14.7653	68.21 6	ELU	SPC	0	18	4HA16+ 8HA14= 20.36
		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	-89.835	54.4578		ELA	SET	17.33		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	107.459 7	170.167		ELA	SPC	0		
3+4	45× 40	$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	483.835	9.1341	23.25 4	ELU	SPC	0	14.4	4HA14+8 HA12= 15.21
		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	-99.543	24.2963		ELA	SET	14.44		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	68.8977	87.174		ELA	SPC	2.69		

5.3.1.3 Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC (70×70) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **tableau V-6** précédant :

Données :

Soit : $N_{\min} = 1950.67$ KN ; $M_{corres} = 8.4712$ KN.m

$b = 55$ cm ; $h = 60$ cm ; $d = 57$ cm ;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.038$ m < $\frac{h}{2} = 0.35$ m \Rightarrow le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 146.42 \times 10^{-3} + 1950.67 \times 10^{-3} \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1.369 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1950.67 \times 10^{-3}(0.57 - 0.03) - 1.369 = 1.076 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (0.55)^2 \times 18.48 = 1.916 \text{ MN.m}$$

Donc :

$1.076 < 1.916 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1.369}{0.55 \times (0.57)^2 \times 18.48} = 0.236 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.342 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.58 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 59 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -36.49 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

5.3.1.4 Vérification du ferrailage transversal :

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

Tableau 5- 7. Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	E sol (1+2)	E sol (3)+ RDC	Etags1-2	Etage 3+4
Section(cm ²)	60×55	55×50	50×45	45×40
	1.6	2	1.2	1.4
l_f (cm)	245.7	176.4	176.4	176.4
λ_g	3.51	2.71	2.94	3.21
V (KN)	159.94	103.95	88.17	47.43
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75
	2.14	1.5	1.38	0.81
	4.7	4.8	4.4	3.75
	6HA10 = 4.71	7HA10 = 5.5	6HA10 = 4.71	2HA10 + 4HA8 = 3.58

5.3.1.5 Vérifications nécessaires

5.3.1.5.1 Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés visà vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5- 8. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
E.sol 1+2	0,60	0,55	2,457	12,14	0,83	39,84	0,4624	8257,42	3819,82	vérifiée
Esol 3+ RDC	0,55	0,50	1,764	10,17	0,84	31,98	0,3654	6618,37	2531,6	vérifiée
Etage 1+2	0,50	0,45	1,764	11,10	0,83	26,9	0,3074	5501,44	1681,92	vérifiée
Etage 3+4	0,45	0,40	1,764	12,21	0,83	22,24	0,2544	4552,28	245,89	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

5.3.1.5.2 Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Nous avons deux cas, pour le RDC, les étages courants du 1-9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ca sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

Tel que :

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{Section homogénéisée.}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A'+A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 5- 9. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	Esol 1+2	Esol 3+RDC	1+2	3+4
Sections (cm ²)	60×55	55×50	50×45	45×40
d (cm)	57	52	47	42
d' (cm)	3	3	3	3
A (cm ²)	19.92	15.99	13.45	12.21
A' (cm ²)	19.92	15.99	13.45	12.21
N _{ser} (KN)	1392.57	1116.84	737.22	349.06
M _{ser} (KN.m)	31.13	52.67	32.52	25.11
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC
V (cm)	42.68	73.46	30	23.25
V' (cm)	42.68	73.68	68.21	23.25

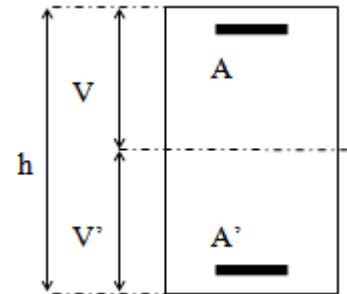


Figure V- 3. Section d'un poteau.

M_G^{ser} (KN.m)	72.73	37.34	68.21	42.9
I_{yy} (cm ⁴)	2612775.733	1790583.925	1284151.5	122481.6
S (cm ²)	3300	2750	2250	1800
σ_{bc1} (MPa)	5.18	4.89	4.55	3.89
σ_{bc2} (MPa)	3.23	3.54	2.08	2.01
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

m

Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5- 10. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Esol1+2	60×55	3.51	0.04	57	42.68	0.34	1	Vérifiée
Esol3 +RDC	55×50	2.71	0.04	53	73.46	0.28	1	Vérifiée
1+2	50×45	2.94	0.04	47	68.21	0.28	1	Vérifiée
3+4	45×40	3.21	0.04	42	23.25	0.18	1	Vérifiée

5.3.1.5.3 Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de :1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

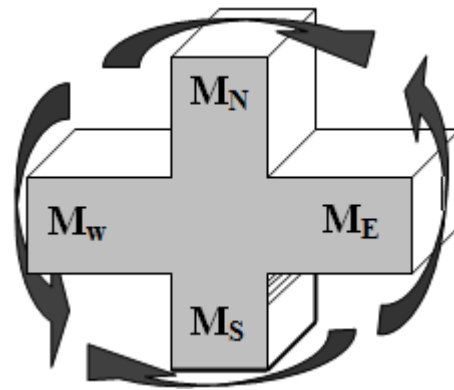


Figure 5.9 Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) 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.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau 5- 11. Moment résistant des poteaux.

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
E. sol1+2	0,6	0,63	19,92	348	436,73
E.sol 1+RDC	0,55	0,585	15,99	348	325,52
Etages 1+2	0,50	0,54	13,45	348	252,75
Etage 3+4	0,40	0,495	11,12	348	191,55

Tableau 5- 12. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
E. sol1	P.P	0,4	0,41	4.62	348	96,88
	P.S	0,3	0,36	8.01	348	75,54
E SOL 2+3+RDC+ étage (1+2+3+4)	P.P	0,4	0,41	4.62	348	120,14
	P.S	0,3	0,36	8.01	348	77,17
Terrasse	PP	0,4	0,41	6,03	348	96,88

inaccessible	PS	0,3	0,36	8.01	348	75,54
--------------	----	-----	------	------	-----	-------

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau 5- 13. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
E sol 1	436,73	436,73	873,46	96,88	96,88	242,2	vérifiée
E sol 2	436,73	436,73	873,46	96,88	96,88	242,2	vérifiée
E sol 3	325,52	436,73	762,25	120,14	120,14	300,35	vérifiée
RDC	325,52	325,52	651,04	120,14	120,14	300,35	vérifiée
1	325,52	325,52	651,04	120,14	120,14	300,35	vérifiée
2	252,75	325,52	578,27	120,14	120,14	300,35	vérifiée
3	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
4	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée

Tableau 5- 14. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
E sol 1	436,73	436,73	873,46	75,54	75,54	188,85	vérifiée
Esol2	436,73	436,73	873,46	75,54	75,54	188,85	vérifiée
E sol3	325,52	436,73	762,25	77,17	77,17	192,925	vérifiée
RDC	325,52	325,52	651,04	77,17	77,17	192,925	vérifiée
1	325,52	325,52	651,04	77,17	77,17	192,925	vérifiée
2	252,75	325,52	578,27	77,17	77,17	192,925	vérifiée
3	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
4	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée

5.3.2 Ferrailages des poteaux

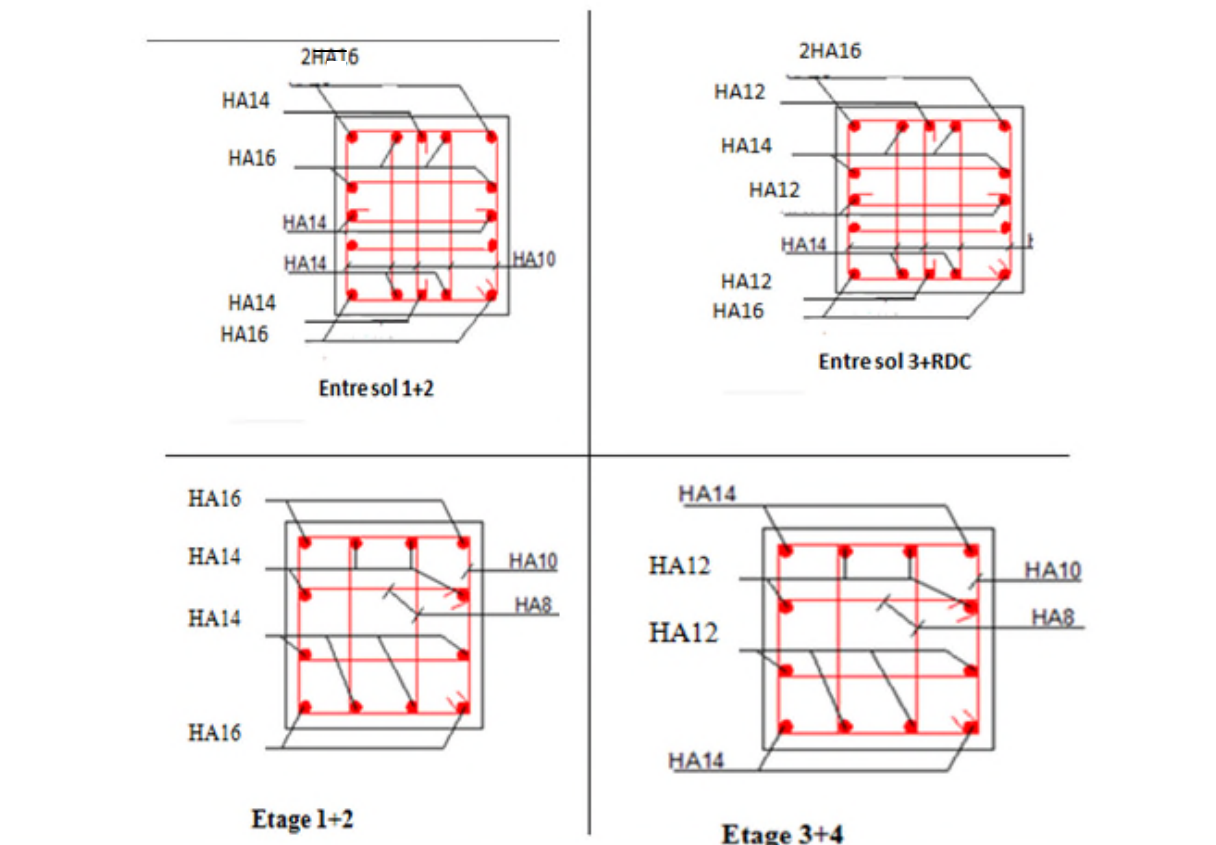


Figure 5.10 Ferrailage des poteaux.

5.4 Etude des voiles

5.4.1 Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (l , a : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

5.4.2 Exigence du RPA

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ①
- $G + Q \pm E$ ②
- $0,8G \pm E$ ③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

5.4.3 Recommandation du RPA99 version 2003

5.4.3.1 Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

- l_t : longueur de la zone tendue,
- e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/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).

5.4.3.2 Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

5.4.3.3 Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

5.4.3.4 Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$

- 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 $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 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 :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Tableau 5- 15. Ferrailage du voile Vx1.

Section	Entre sol 1	Entre sol 2-3	RDC et étage 1-2	Etage 3-4
l(m)	1.60	1.60	1.60	1.60
e(m)	0.2	0.2	0,2	0,2
N(KN)	143.57	30.59	238.17	315.89
M(KN.m)	322.58	168.95	198.66	84.5
d (m)	1.55	1.55	1.55	1.55
V(KN)	61.34	47.17	40.16	40.58
τ (MPa)	0.28	0.21	0.14	0.18
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	3.53	2.37	0.26	0
A^{min} (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
I (m ⁴)	0.06826667	0.06826667	0.06826667	0.06826667
v(m)	0.8	0.8	0.8	0.8
σ_1 (MPa)	4.23	2.08	2.45	1.98
σ_2 (MPa)	-3.33	-1.88	-2.2	0
l_t (m)	0	0	0.76	0
l_c (m)	1.6	1.6	0.09	1.60
A_{tendu}^{min} (cm ²)	0	0	3.03	0
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	3.2	3.2	0.17	3.20
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	5HA 12	5HA 12	5HA 12	5HA 12
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0.346	0.266	0.175	0.229
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0,6	0.6
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau 5-16. Ferrailage de voile V_{Y1}

Section	Entre sol 1	Entre sol 2-3	RDC et étage1-2	Etage 3-4
$l(m)$	1.8	1.8	1.8	1.8
$e(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$N(KN)$	204.44	-7.08	230.85	73.81
$M(KN.m)$	773.77	142.13	284.59	152.035
$d(m)$	1.75	1.75	1.75	1.75
$V(KN)$	81.43	27.94	149.98	120.67
$\tau(MPa)$	0.33	0.11	0.6	0.14
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	10.68	2.46	1.5	1.45
$A^{min}(cm^2)$	5.4	5.4	5.4	5.4
$I(m^4)$	0.0972	0.0972	0.0972	0.0972
$v(m)$	0.9	0.9	0.9	0.9
$\sigma_1(MPa)$	7.73	1.3	3.28	1.74
$\sigma_2(MPa)$	-6.6	-1.34	-1.99	-1.07
$l_t(m)$	0	0	0.68	0.69
$l_c(m)$	1.8	1.8	0.44	0.43
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0	0	2.72	2.74
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	3.60	3.60	0.88	0.86
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,20
$A_{v/face}^{adopté}$	9 HA 14	9 HA 12	9 HA 12	9 HA 12
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.407	0.14	0.75	0.175
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau 5- 15. Ferrailage de voile V_{Y2} .

Section	Entre sol 1	Entre sol 2-3	RDC et étage1-2	Etage 3-4
$l(m)$	1.25	1.25	1.25	1.25
$e(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$N(KN)$	34.4	23.62	44.57	137.43
$M(KN.m)$	367.25	141.76	0.75	63.69
$d(m)$	1.2	1.2	1.2	1.2
$V(KN)$	46.61	13.5	2.77	58.99
$\tau(MPa)$	0.27	0.08	0.02	0.14
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	8.79	3.12	0	0
$A^{min}(cm^2)$	3.75	3.75	3.75	3.75
$I(m^4)$	0.0325521	0.0325521	0.0325521	0.0325521
$v(m)$	0.625	0.625	0.625	0.625
$\sigma_1(MPa)$	7.19	2.82	0.19	1.46
$\sigma_2(MPa)$	-6.91	-2.63	0.16	-0.99

$l_t(m)$	0	0	0.57	0.51
$l_c(m)$	1.25	1.25	0.11	0.24
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0	0	2.29	2.02
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	2.5	2.5	0.21	0.48
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	6 HA 14	6 HA 12	6 HA 12	6 HA 12
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.34	0.098	0.02	0.175
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau 5- 16. Ferrailage de voile V_{Y3}.

Section	Entre sol 1	Entre sol 2-3	RDC et étage1-2	Etage 3-4
$l(m)$	1.1	1.1	1.1	1.1
$e(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$N(KN)$	50.42	107.95	74.5	757.13
$M(KN.m)$	222.67	185.56	84.98	54.52
$d(m)$	1.05	1.05	1.05	1.05
$V(KN)$	60.016	57.92	4.42	36.88
$\tau(MPa)$	0.04	0.39	0.03	0.14
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	5.64	3.74	1.28	0
$A^{min}(cm^2)$	3.3	3.3	3.3	3.3
$I(m^4)$	0.0221833	0.0221833	0.0221833	0.0221833
$v(m)$	0.55	0.55	0.55	0.55
$\sigma_1(MPa)$	5.75	5.09	2.45	1.52
$\sigma_2(MPa)$	-5.29	-4.11	-1.77	-1.18
$l_t(m)$	0	0.49	0	0.48
$l_c(m)$	1.10	0.12	1.10	0.14
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0	1.97	0	1.92
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	2.20	0.23	2.20	0.28
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.05	0.483	0.037	0.175
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Exemple de ferrailage

Exemple de ferrailage du voile V_{Y1}

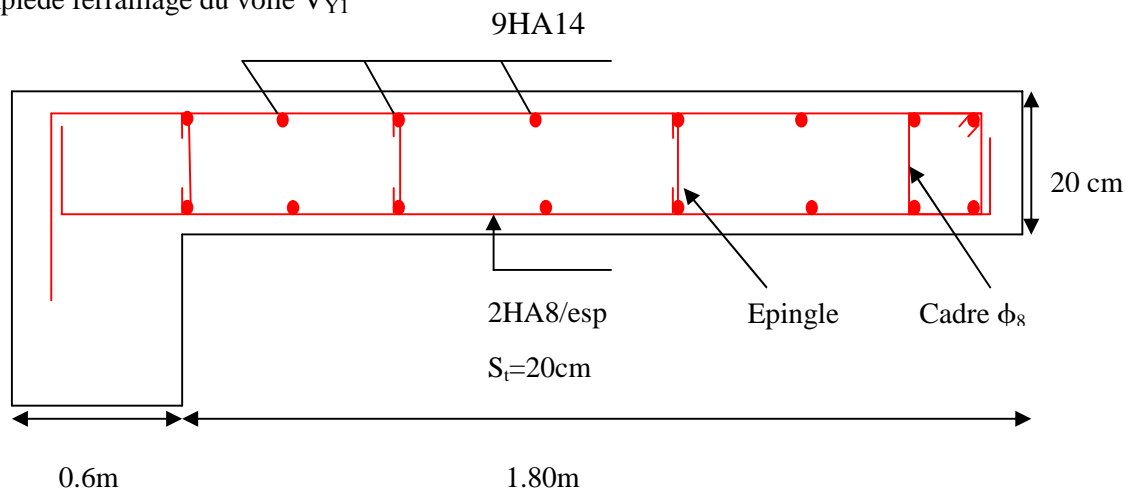


Figure 5.11 Ferrailage du voile V_{Y1} au niveau du entre sols.

5.5 Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrillés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

Introduction :

Une fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles.

Une semelle est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, c-à-d la descente de charge, d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

6.1. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol établie par le laboratoire national d'habitat et de construction (LTP), la contrainte du sol de 3bar, la profondeur d'ancrage est de 1.00m ; On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles filantes et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.1.1. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q$
- $1.35G + 1.5Q$

VI.1.2. Capacité portante du sol :

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire (LTP), Le terrain réservé pour la réalisation de notre projet et essentiellement constitué d'une formation de remblai reposant sur une substance marneuse.

Description détaillé de la coupe de sondage carotté SC01

-0.00 a 4 m : remblais

- 4.00 a 5.00m : marnes grises en fragment (fracturés)
- 5.00 a 6.00m : marnes compactes de couleur grise

VI.1.3. Vérification des semelles isolées :

on choisi des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison obtenue par logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol=3bars.

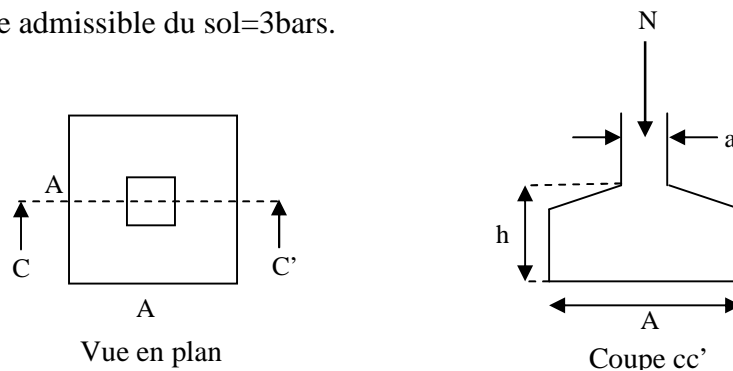


Figure VI.1 : schéma d'une semelle isolée

$N = 1495,014 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 0.300 \text{ MPa} = 300 \text{ kpa}$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B * B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

AN: $B \geq 2.23m$ soit: $B = 2.5m$.

D'après le résultat 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.1.4. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Avec $L=L_1+L_2+L_3 +b$ poteau.

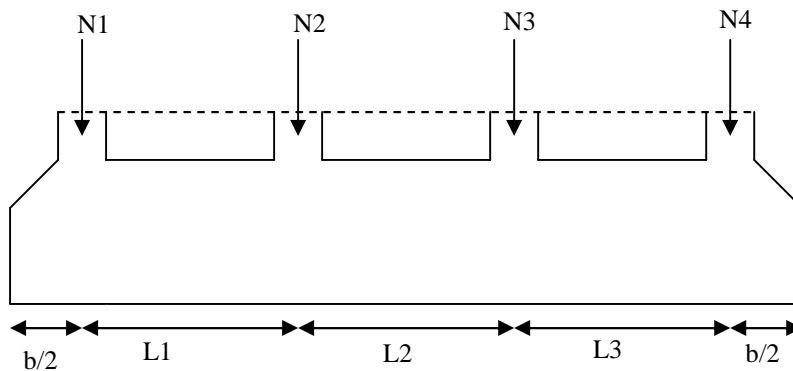


Figure VI.2 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

Pour semelle filante 1 :

$N_1 = 1127,333\text{KN}$, $N_2 = 1338,296\text{KN}$, $N_3 = 759,404\text{KN}$, $N_4 = 465,894\text{KN}$

$$N = \sum N_i = 3690.927\text{KN}$$

$$L = \sum l_j + b = 10.3 + 0.6 = 10.9\text{m.}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{3690.927}{300 * 10.9} = 1.13\text{m}$$

Pour semelle filante 2:

$N_1 = 1370,233\text{KN}$, $N_2 = 1319,353\text{KN}$, $N_3 = 1180,441\text{KN}$, $N_4 = 788,892\text{KN}$.

$$N = \sum N_i = 4658.919\text{KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{4658.919}{300 * 10.9} = 1.42 m$$

Pour semelle filante 3:

$$N_1 = 1371,874 \text{ KN}, N_2 = 1412,002 \text{ KN}, N_3 = 1168,038 \text{ KN}, N_4 = 804,891 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 4756.805 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B = 1.45 m$$

Pour semelle filante 4:

$$N_1 = 1346,981 \text{ KN}, N_2 = 1352,058 \text{ KN}, N_3 = 1316,62 \text{ KN}, N_4 = 777,82 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 4793.479 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{6013.122}{300 * 10.9} = 1.46 m$$

Pour semelle filante 5:

$$N_1 = 1342,943 \text{ KN}, N_2 = 1489,233 \text{ KN}, N_3 = 1096,413 \text{ KN}, N_4 = 810,393 \text{ KN},$$

$$N = \sum N_i = 4738.982 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{4738.982}{300 * 10.9} = 1.45 m$$

Pour semelle filante 6 :

$$N_1 = 1365,62 \text{ KN}, N_2 = 1407,108 \text{ KN}, N_3 = 1495,014 \text{ KN}, N_4 = 686,772 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 4954.514 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{4954.514}{300 * 10.9} = 1.51 m$$

Pout semelle filante 7:

$N_1 = 996,949\text{KN}$, $N_2 = 972,173\text{ KN}$, $N_3 = 598,292\text{ KN}$.

$$N = \sum N_i = 2567.414\text{KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{2567.414}{300 * 10.9} = 0.78\text{m}$$

Donc on prend : $B = 1.8\text{ m}$.

VI.2.2. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm}, h_t \geq \frac{1.8-0.6}{4} + 0.05 \text{ et } h_t \geq 0.35\text{m} = 35\text{ cm}$$

On opte pour : $h = 40\text{cm}$.

VI.3.Vérification à faire :

✓ **Poids propre de la semelle :** $G_0^s = \gamma_b \times (B \times l) \times h = 25 \times (1.8 \times 10.9) \times 0.40$

$$G_0^s = 196.2\text{ KN}$$

✓ **Poids propre l'avant poteau :** $G_0^{A.p} = 4 \times \gamma_b \times (a \times b) \times H = 4 \times 25 \times 0.55 \times 0.60 \times 1.5$

$$G_0^{A.p} = 49.48\text{ KN}$$

$$G_0 = 196.2 + 49.48 = 245.68\text{ KN}$$

$$N_t = 4954.514 + 1.35G_0 = 5021.582\text{KN}$$

$$\sigma = \frac{5021.582 \times 10^{-2}}{1.8 \times 10.9} = 2.56\text{bars} > \sigma_{sol} = 3\text{ bars c'est vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : L'effort normal le plus sollicité sur le poteau.

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2h_t)$$

$$U_c = 2 \cdot (0.55 + 0.6 + 2 \times 0.70) = 5.10\text{m}$$

$$Q_u = 2.075716 \leq 0.045 \times 5.10 \times 0.7 \times \frac{25}{1.5} = 2.677MN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans le sol : (Art : 3.541(a)) [3]**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S_{semell}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_x, M_y : Moment sismique à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

On a :

$$N = 30259.168KN ; \quad M_x = 1693.567KN.m \quad \text{Et} \quad M_y = 2228.422KN.m$$

Et d'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S=222.90 m^2 \\ X_G = 10.84m \quad \text{et} \quad I_x = 1924m^4 \\ Y_G = 5.25m \quad \text{et} \quad I_y = 8812.7m^4 \end{array} \right.$$

- **Sens x-x' :**

$$\sigma_{max} = \frac{30259.168}{222.90} + \frac{1693.567 \times 5.25}{1924} = 0.140Mpa$$

$$\sigma_{max} = \frac{30259.168}{222.90} - \frac{1693.567 \times 5.25}{1924} = 0.131Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 0.137Mpa < \overline{\sigma_{sol}} = 0.3Mpa \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

- **Sens y-y' :**

$$\sigma_{max} = \frac{30259.168}{222.90} + \frac{2228.422 \times 10.84}{8812.7} = 0.138Mpa$$

$$\sigma_{max} = \frac{30259.168}{222.90} - \frac{2228.422 \times 10.84}{8812.7} = 0.133Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 0.136 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99V2003 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Sens x-x' :**

$$e = \frac{1693.567}{30259.168} = 0.055 \text{ m} \leq \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m}$$

- **Sens y-y' :**

$$e = \frac{2228.422}{30259.168} = 0.073 \text{ m} \leq \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m}$$

→ Pas de risque au renversement dans les deux sens.

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (Coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (Poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 222.90 \text{ m}^2 \text{ (Surface de semelle filante).}$$

$$H = 1.5 \text{ m (La hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 30259.168 \text{ KN} \geq 1.15 \times 1.5 \times 222.90 \times 10 = 3845.025 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VI.4.Ferraillage de la semelle filante :

On va appliquer la méthode des bielles pour le ferraillage :

a-principale

$$A//B = \frac{N_t(B-b)}{8.d.f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$d = h_t - e = 0.40 - 0.05 = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A//B = \frac{N_t(B-b)}{8.d.f_{st}} = \frac{5021.582 \times 10^{-3}(1.8-0.55)}{8 \times 0.35 \times 348}$$

$$A//B = 0.00644 \text{ m}^2 = 64.4 \text{ cm}^2$$

On va ferrailer par 1m linéaire

$$A//B = \frac{64.4}{10.9} = 5.90 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$6T12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 13 \text{ cm}; St_{\text{extrémité}} = 11 \text{ cm}$$

b-secondaire

$$A//l = \frac{A//B}{3} = 21.46 \text{ cm}^2$$

$$A//l = 14HA14 = 21.55 \text{ cm}^2$$

$$St = 10 \text{ cm}; St_{\text{extrémité}} = 0.05 \text{ cm}$$

VI.5.Poutre de rigidité :

C'est une poutre disposée le long de semelle, elle est nécessaire pour reprendre les moments dues à la différence des intensités des charges, cette poutre est généralement noyée dans la semelle.

La hauteur totale de la poutre de rigidité sera déterminée par :

$$\frac{1}{9} \leq ht \leq \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{4.30}{9} \leq ht \leq \frac{4.30}{6}$$

On prend $h_t = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$

VI.6.Ferraillage de la poutre :

$$q_u = \frac{Nt}{l} = \frac{5021.582}{10.9} \Rightarrow q_u = 560.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{Nt}{l} = \frac{30259.168}{10.9} \Rightarrow q_s = 2776.07 \text{ KN/ml}$$

✓ **Méthode de calcul :**

La poutre se calcule comme une poutre renversée à la réaction du sol et les poteaux comme des appuis, (voir le schéma ci-dessous)

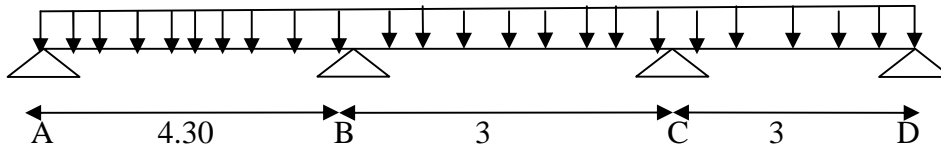


Figure VI.5 : Schéma de la poutre de rigidité

✓ **Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :**

On applique la méthode de Caquot minorée (tenant compte des fissurations nuisibles)

On prend comme exemple le portique le plus sollicité (portique intermédiaire)

1. Calcul des moments aux appuis :

✓ **Calcul des longueurs fictives :**

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.30m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3 = 2.4m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3m$$

Dans la méthode de Caquot, pour le calcul des moments aux appuis:

$$qu = 560.69KN/ml$$

✓ **A P'ELU**

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

$$M_A = M_d = 0.$$

$$M_B = -\frac{560.69 \times (4.3^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (4.30 + 2.4)} \Rightarrow M_B = -918.87KN.m$$

$$M_C = -\frac{560.69 \times (2.4^3 + 3^3)}{8.5 \times (2.4 + 3)} \Rightarrow M_C = -498.68KN$$

✓ A P'ELS

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = \frac{2776.07 \times (4.30^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (4.3 + 2.4)} \Rightarrow M_B = -4549.489 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{2776.07 \times (2.4^3 + 3^3)}{8.5 \times (2.4 + 3)} \Rightarrow M_C = -2469.069 \text{ KN.}$$

2. Calcul des moments en travées :

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

$$M_0(X) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

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

$$\Rightarrow X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

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

▪ Travée AB

A L'ELU

Moment max

$$X = \frac{4.30}{2} - \frac{0 + 918.87}{4.30 \times 560.69} = 1.63 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{560.69 \times 1.63}{2} \times (4.30 - 1.63) = 1220.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 1220.09 + 0 - 918.87 \times \left(\frac{1.63}{4.30}\right) = 871.77 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_A = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{560.69 \times 4.30}{2} + \frac{-918.87 - 0}{4.30} = 991.79 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = -\frac{560.69 \times 4.30}{2} + \frac{-918.87 - 0}{4.30} = -1419.17 \text{ KN}$$

A L'ELS**Moment max**

$$X = \frac{4.30}{2} - \frac{0 + 4549.489}{2776.07 \times 4.30} = 1.77 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{2776.07 \times 1.77}{2} \times (4.30 - 1.77) = 6215.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 6215.76 + 0 - 4549.489 \times \left(\frac{1.77}{4.30} \right) = 4343.06 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée BC****A L'ELU****Moment max**

$$X = \frac{3}{2} - \frac{-918.87 + 498.68}{560.69 \times 3} = 1.25 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{560.69 \times 1.25}{2} \times (3 - 1.25) = 613.254 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^{\max} = M(X) = 613.254 - 918.87 \times \left(1 - \frac{1.25}{3} \right) - 498.68 \times \left(\frac{1.25}{3} \right) = -130.541 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_B = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = \frac{560.69 \times 3}{2} + \frac{-498.68 + 918.87}{3} = 980.06 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = -\frac{560.69 \times 3}{2} + \frac{-498.68 + 918.87}{3} = -700.97 \text{ KN}$$

A L'ELS**Moment max**

$$X = \frac{3}{2} - \frac{-4549.489 + 2469.0695}{2776.07 \times 3} = 1.75 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{2776.07 \times 1.75}{2} \times (3 - 1.75) = 3036.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^{\max} = M(X) = 3036.33 - 4549.489 \times \left(1 - \frac{1.75}{3} \right) - 2469.069 \times \left(\frac{1.75}{3} \right) = -2953.03 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée CD**

A L'ELU

Moment max

$$X = \frac{3}{2} - \frac{-498.68 + 0}{560.69 \times 3} = 1.204 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{560.69 \times 1.204}{2} \times (3 - 1.204) = 606.213 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^{\max} = M(X) = 606.213 - 498.68 \times \left(1 - \frac{1.204}{3}\right) = 307.67 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_C = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = \frac{560.69 \times 3}{2} + \frac{-498.68 + 0}{3} = 1545.76 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = -\frac{560.69 \times 3}{2} + \frac{-498.68}{3} = -1007.26 \text{ KN}$$

A L'ELS

Moment max

$$X = \frac{3}{2} - \frac{-2469.069 + 0}{2776.07 \times 3} = 1.79 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{2776.07 \times 1.79}{2} \times (3 - 1.79) = 2487 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^{\max} = M(X) = 2487 - 2469.069 \times \left(1 - \frac{1.79}{3}\right) = 1491.142 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous

Travée	L _x (m)	L' _x (m)	M _a (Kn.m)		X ₀ (m)	M _t (Kn.m)
			M _g	M _d		
A-B	4.30	4.30	0	-918.87	1.63	871.77
B-C	3	2.40	-918.87	-498.68	1.25	130.541
C-D	3	3	-498.68	0	1.204	606.213

Tableau VI.1 : calcul des sollicitations

Les résultats de ferrailage de la poutre de rigidité sont dans le tableau ci-dessous

Localisation	M _u (Kn.m)	A calculée	A min	A adoptée	Choix de barre
Travée	839.74	40.28	3.62	42.98	12HA16+6HA20
Appuis	1052.07	52.27	3.62	56.55	12HA20+6HA20

Tableau VI.2 : ferrailage de la poutre de rigidité

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 3.62 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ fissuration est nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{700.97 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.57} = 2.05 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

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

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

-travée:

$$A_s = 42.98$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 42.98 \times y - 15 \times 42.98 \times 57 = 0$$

$$A_x = 42.98 \text{ cm}^2 ; y = 27.10 \text{ cm} ; M_{\text{ser}} = 612.47 \text{ KN.m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1650947.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = 10.11 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 222.03 < 240 \text{ MPa}$$

-Appuis :

$$A_s = 56.55 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 56.55 \times y - 15 \times 56.55 \times 57 = 0$$

$$A_x = 56.55 \text{ cm}^2 ; y = 29.96 \text{ cm} ; M_{\text{ser}} = 767.34 \text{ KN.m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1791249.786 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * y = 12.80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 237.82 < 240 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travées	612.47	1650947.15	27.10	10.11	15	222.03	240	Vérifiée
Appuis	767.34	1791249.786	29.96	12.80	15	237.82	240	Vérifiée

Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq (17.14 ; 60 ; 16) \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm.}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ on prend } A_t = 4T10 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des aciers transversaux :

$$1-S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 * 57 ; 40\text{cm}).$$

$$S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2-S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{2.01 * 400 * 10^{-4}}{0.4 * 0.60}$$

$$S_t \leq 33.5 \text{ cm}.$$

$$3-S_t \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 * f'_{tj} * K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \text{ (flexion simple + cadres droits).} \\ f'_{tj} = \min(f_{tj} ; 3.3\text{MPa}) = 2.1\text{MPa.} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq 11\text{cm}$$

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

- **Armature de peau :**

Comme la poutre a une hauteur de 85cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ de hauteur.

$$H=60\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 * 0.57 = 1.71\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2.$$

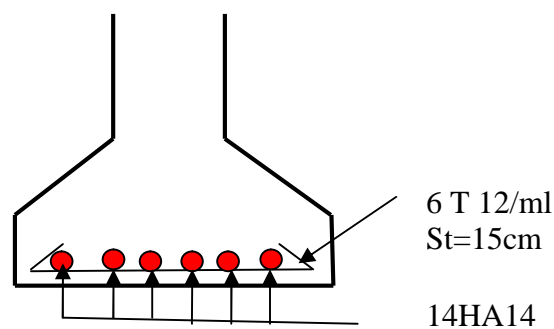
VI.7.Schéma de ferrailages de la semelle filante et la poutre de rigidité :

Figure VI.6: Schéma de ferrailage

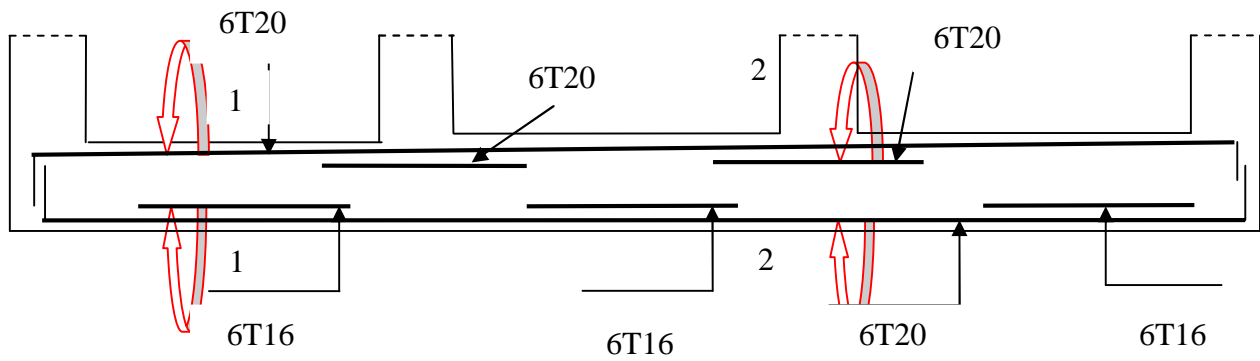


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

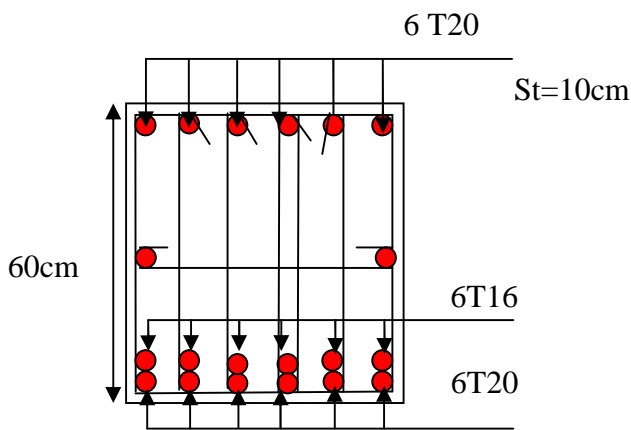


Figure VI.8 : Coupe 1-1

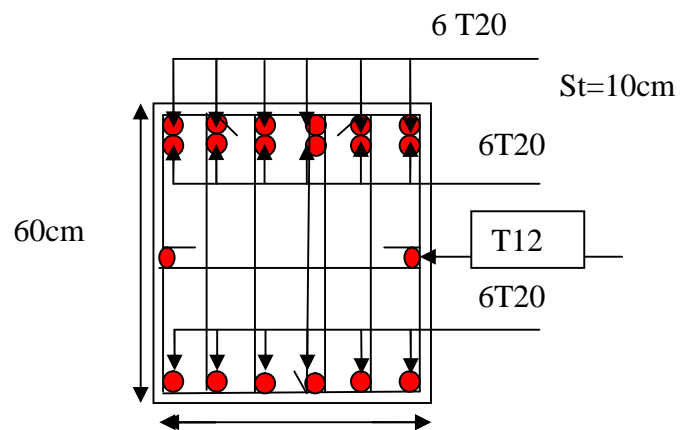


Figure VI.9 : Coupe 2-2

VI.8. Etude du voile périphérique :

Selon le **RPA 99/version2003**, Selon le RPA 99 V 2003, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, le voile doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

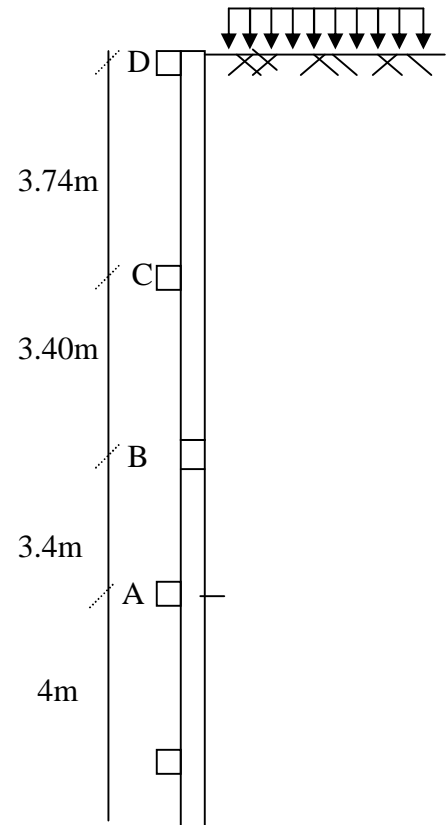


Figure VI.10 : Schéma du mur de soutènement

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

a) dimensionnement du voile :

- on se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.
- ✓ $h = 3.4\text{m}$
 - ✓ $e = 20\text{cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm}$ (article 10.1.2 du RPA 99 V 2003)

b) caractéristique du sol :

- poids spécifique : $\gamma = 24\text{KN/m}^3$
- angle de frottement : $\varphi = 45^\circ$
- cohésion du sol : $c = 0\text{KN/m}^2$

VI.8.1. Détermination des contraintes :

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = q + \gamma \cdot h + Q$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{45}{2}\right) = 0.17$$

On retire la charge concentré sur le mur à partir du Sap 2000

$$\text{ELU : } \frac{1265.35}{22.55} = 87.02$$

$$\text{ELS : } \frac{909.96}{14.54} = 62.58$$

A ELU :

$$Q_u = 87.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h + Q_u)$$

$$\text{Pour } h=3.40\text{M : } \sigma_H = 34.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h=3.40\text{m : } \sigma_H = 34.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 34.79 \text{ KN/m}^2$$

A ELS :

$$Q_s = 62.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \times h + Q_s)$$

$$\text{Pour } h=3.40\text{m : } \sigma_H = 25.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h=3.40\text{m : } \sigma_H = 25.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 25.36 \text{ KN/m}^2$$

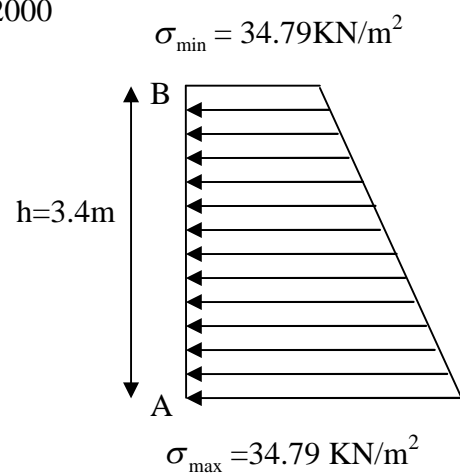


Figure VI.11 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

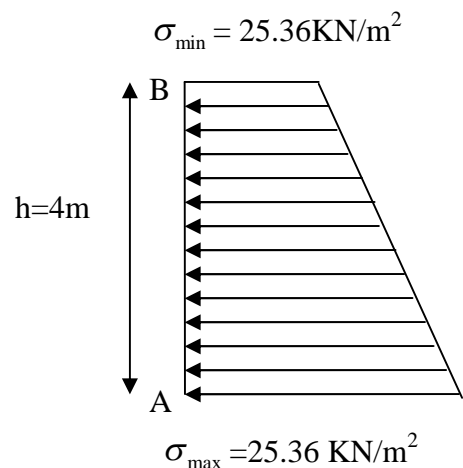


Figure VI.12 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

VI.8.1. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU :

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 34.79 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.75 \text{ m}; L_y = 3.40 \text{ m};$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}$$

a) Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.90 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

A ELU : ($v = 0$)

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 18.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 14.37 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 15.589 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 12.206 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -9.17 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$.

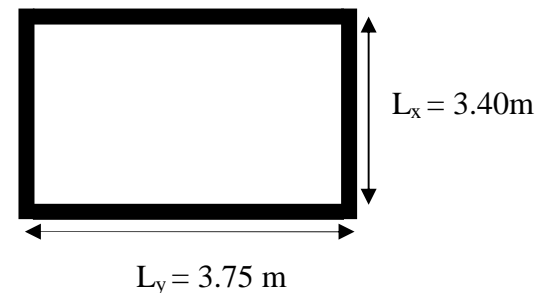


Figure. VI.13 .Le panneau le plus sollicité.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	15.589	0.065	0.084	0.125	3.57	2.17	4T12=4.52	25
	YY	12.206	0.051	0.065	0.127	2.77	2.17	4T12=4.52	25
Appui		9.17	0.038	0.048	0.127	2.068	2.17	4T12=4.52	25

Tableau VI.4 : Section des armatures du voile périphérique.

➤ **Les espacements**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

VI.8.2. Vérifications :

➤ **A l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$A_t > A_{min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ condition vérifiée.

Effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa, fissuration nuisible.}$$

On a $V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} = 65.23 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{65.23}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.362 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

VI.8.3. Vérifications à l'E.L.S

$q_s = 25.36$

a) A ELS : ($\nu = 0.2$)

$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$ (Annexe I)

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 15.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 13.16 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 13.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 11.18 \text{ KN.m}$$

b) Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -7.74 \text{ KN.m}$$

• **vérification des contraintes**

• **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

• **Dans l'acier :** La fissuration est considérée nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}$$

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	13.16	5.48	24296	2.97	181.5	Vérifier
	YY	11.18	4.05	13686	3.31	121.7	Vérifier
Appuis		7.74	4.31	15376	2.17	106.78	Vérifier

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

VI.8.4. Schéma de ferrailage de voile périphérique :

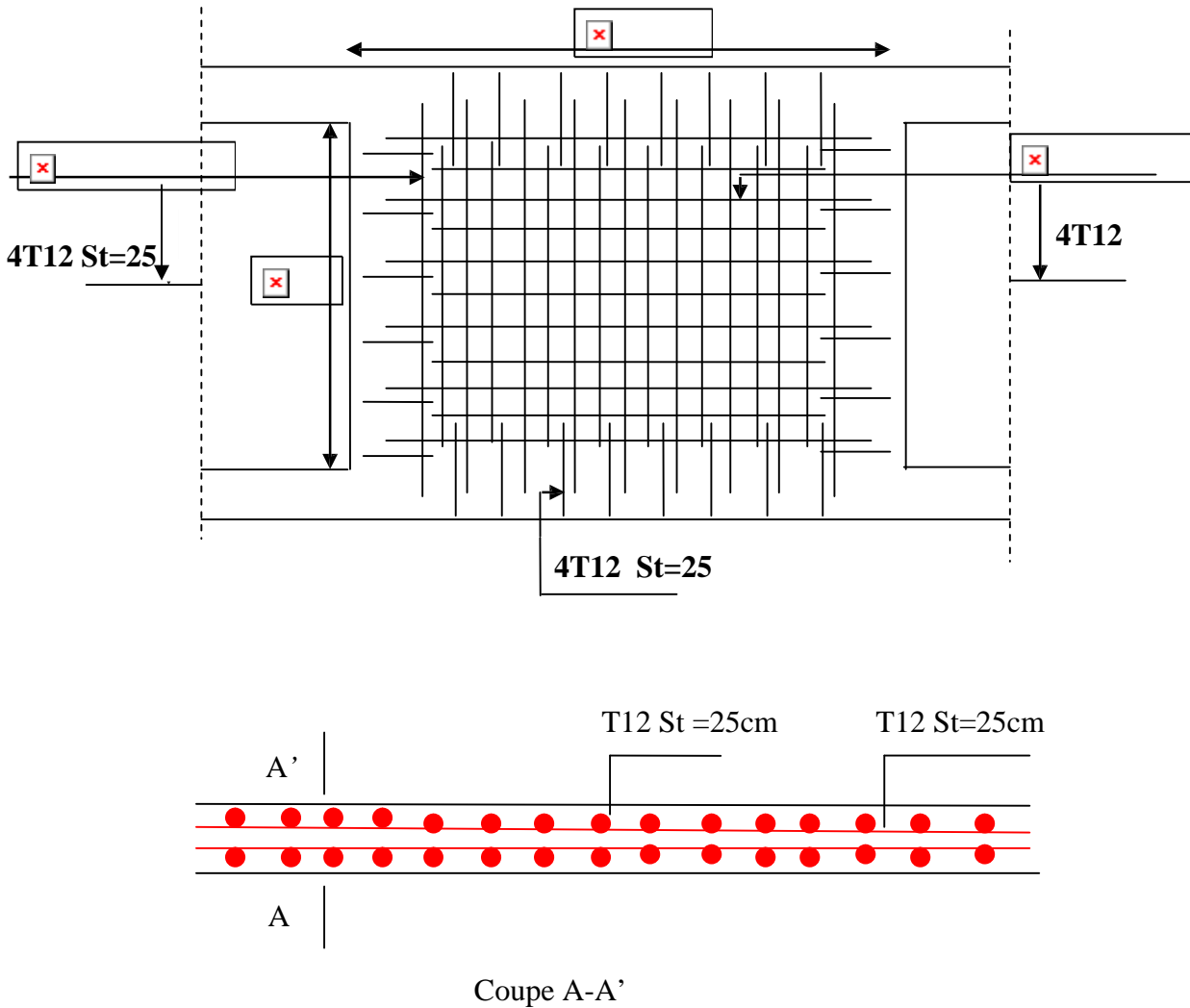


Figure VI.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Notre structure, il a fallu choisir le type de fondation qui convient.

Pour la fondation nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. nous avons donc opté à des fondations sur semelle filante.

Un voile périphérique d'une hauteur de 10.54m est prévu pour supporter l'action des pousser des terres exercées sur les entres-sol. Ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à Mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14. Et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus Pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et limiter les effets de torsion (moment de torsion),il faut essayer de rapprocher dans la mesure du possible le centre de torsion du centre de gravite de la structure (réduire l'excentricité) ,on a donc testés plusieurs dispositions de voiles dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction)et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La modélisation des escaliers augmente davantage la période de vibration la résistance et l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe feu et l'isolation phonique.
- La vérification des moments résistants au niveau des noeuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donne lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé

BIBLIOGRAPHIE

BAEL91/99 : (Béton armé aux états limites)

RPA99: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)

CBA 93: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).

DTR BC 2.2 : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).

DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.

Autre documents consultés :

- ✓ Mémoires de fin d'étude
- ✓ Cahiers de cours béton du cursus

Logiciel utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version v14
- ✓ SOCOTEC
- ✓ AUTO-CAD 2014

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33