

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA - Bejaia

Faculté de Technologie
Département de génie civil
Filière : génie civil
Option : Structures



Mémoire de Fin de Cycle
En vue de l'obtention du diplôme

MASTER

Thème

**Etude d'un Bâtiment en béton armé (R+8
+Entre sol) à Usage d'Habitation**

Présenté par :

M^{elle} IDIR Siham
M^{elle} BOULKOUANE Sabrina

Encadré par :

M^{er} BRARA

MEMBRE DU JURY :

- **M^{me} BOKEMOUCHE**
- **M^{er} BELHAMDI**

Année universitaire : 2018 / 2019

Remerciements

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

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

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M^r BRARA notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.

Aux membres de jury, qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, Et à M^rYAHIAOUI Khaled.

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

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

- *A toute ma famille*
- *A ma binôme et sa famille*
- *A mes frère « FARES, MASSINISSA, HOUSSAM, MERIEM »*
- *A mon fiancé « TSSAM et ma belle-famille»*
- *A tous mes amis (es) sans exception*
- *A mes copines de chambre D204 « SYLIA, NABILA, SARA, NAWAL, SONIA, FADILA, SALMA »*
- *A toute la promotion génie civil 2018/2019*

SIHAM

DEDICACES

*Louange à Allah, le miséricordieux qui m'a inspiré et comblé de bien fait,
je lui rends grâce.*

Je dédie ce modeste travail à:

*A mes chères parents, qui m'on soutenu et supporter pendant toutes mes
études, en témoignage d'affection et de profondes reconnaissances envers
eux ;*

A Mes chères sœurs ;

*A Mes frères, mes belles sœurs, à mes chères nièces et neveux, et à tous le
reste de ma famille.*

A Mes copines, à toute la promotion genie civil « 2019 ».

A ma Binôme siham;

*A toutes les personnes qui m'aime et j'aime, et tous ceux qui m'ont aidé de
prés ou de loin.*

SABRINA

Table De Matière

Introduction générale	01
Chapitre I : Généralités	
1. Introduction	02
2. Présentation du projet.....	02
2.1 Implantation de l’ouvrage.....	02
2.2 Description architectural de l’ouvrage.....	02
2.3 Données géotechnique du site	02
3. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	03
3.1 Béton.....	03
3.3.1 Résistance caractéristique a la compression.....	03
3.1.2 Résistance caractéristique du béton a la traction ..	04
3.1.3 Les contraintes limites du béton.....	04
3.1.4 Autres caractéristiques.....	05
3.2 Les aciers.....	05
3.2.1 Définition.....	05
3.2.2 Nuances des aciers utilisés.....	06
3.2.3 Contraintes de calcul aux états limites.....	06
4. Les actions et sollicitations.....	07
4.1 Actions.....	07
4.2 Sollicitations	07

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

1. Pré dimensionnement des planchers.....	08
1.1 Plancher à corps creux.....	08
1.1.1 Disposition des poutrelles.....	08
1.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....	09
1.2 Plancher à dalle Pline.....	10
1.2.1 Types de dalles pleines.....	10
2. Pré dimensionnement des poutres.....	10
2.1 Poutres principales (PP).....	10
2.2 Poutres secondaires (PS).....	11
3. Pré dimensionnement des voiles.....	11
4. Pré dimensionnement des escaliers.....	11
4.1 Escalier droit à deux volées	11
5. Evaluation des charges et des surcharges	12
6. Pré dimensionnement des poteaux	15
6.1 Pré dimensionnement du poteau (P1)	16
6.1.1 Surfaces afférentes	16
6.1.2 Pré dimensionnement du poteau (P2)	17
6.1.3 Les surfaces afférentes	17
6.2 Vérification à faire	19
6.2.1 Vérification au flambement	20
6.2.2 Vérification es conditions du RPA 99/2003	22
7. Conclusion.....	22
8. Calcul des planchers	22
8.1 Plancher à corps creux	22
8.1.1 Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles	22
8.1.2 Calcul des sollicitation dans la poutrelle	26
8.1.3 Calcul des sollicitation dans la poutrelle.....	28

8.1.4 Ferrailage des poutrelles.....	30
8.2 Calcule des dalles pleines	39
8.2.1 Données des différentes dalles	39
8.2.2 Calcul des sollicitations	39
8.2.3 Calcul de ferrailage	40
9. Etude des dalles e l'ascenseur	45
9.1 Définition	45
9.2 Les caractéristiques	46
9.3 Dalle de sale machine (local)	46
9.4 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	49
10. Etude de la poutre de chainage	51
10.1 Dimensionnement	51
11. Etude de l'acrotère	54
11.1 Hypothèses de calcul	54
11.2 Evaluation des charges et surcharges	54
11.3 Ferrailage de l'acrotère	56
12. Etude des escaliers	58
12.1 Etude de la partie (AB)	58
12.2 Etude de la poutre palière	62

Chapitre III : Etude dynamique

1. Introduction	65
2. Choix de la méthode de calcul	65
2.1 Méthode statique équivalente	65
2.2 Méthode dynamique	65
2.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale.....	65
2.2.2 Spectre de réponse de calcul	68
2.2.3 Résultats obtenus	68
3. Disposition des voiles de contreventement	68

3.1 Période de vibration et participation massique	69
3.2 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	71
3.2.1 Justification de l'interaction voiles- portiques	71
3.2.2 Vérification de la résultante des forces sismique à la base	72
3.2.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	72
3.2.4 Justification vis-à-vis de l'effet ($P\Delta$)	73
3.2.5 Vérification de l'effort normal réduit	74
4. Conclusion	74

Chapitre IV : Etude des Eléments Structuraux

1. Introduction	76
2. Etude des poteaux	76
2.1 Recommandations	76
2.2 Sollicitation de calcul	78
2.3 Calcul de ferrailage.....	78
2.4 Vérification nécessaires	80
3. Etude des poutres	82
3.1 Recommandations	82
3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres	83
3.3 Shémas de ferrailage	86
4. Etude des voiles	88
4.1 Introduction	88
4.2 Recommandation du RPA99/2003.....	89
4.3 Exemple de calcul	90

Chapitre V : l'infrastructure

1. Introduction	89
2. Combinaisons de calcul	89
3. Reconnaissance du sol	89
4. Choix du type e fondation	89
4.1 Vérification de la semelle isolée	89
4.2 Vérification de la semelle filante	99
4.3 Radier général	99
4.3.1Caractéristiques géométrique du radier	99
4.3.2Vérifications nécessaires	100
5. Ferrailage du radier général	102
6. Etude des nervures	104
7. Etude du voile périphérique	110
7.1 Dimensionnement des voiles	110
7.2 Ferrailage du voile	111

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	3
Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$	4
Figure I.3 : diagramme contrainte déformation de l'acier	6

CHAPITRE II

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	8
Figure II.2 : Plan de disposition des poutrelles	9
Figure II.3 : Coupe transversale des poutrelles.....	9
Figure II.4 : Coupe transversale d'un voile	11
Figure II.5 : Vue en plan d'un escalier droit à deux volées.....	11
Figure II.6 : Schéma de l'escalier droit à deux volées.....	12
Figure II.7 : Surface afférente de P1	16
Figure II.8 : Surface afférente de P2	17
Figure II.9 : Schéma statique de la poutrelle	25
Figure II.10 : Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.....	26
Figure II.11 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.....	27
Figure II.12 : Schéma statique de la poutrelle.....	27
Figure II.13 : Ferrailage de la dalle de compression.	38
Figure II.14 : Schéma de ferrailage de la dalle D1.....	44
Figure II.15 : Schéma de ferrailage de la dalle D1.....	44
Figure II.16 : Schéma statique et concept d'ascenseur	45
Figure II.17 : Coupe transversale d'ascenseur.....	45
Figure II.18 : Schéma représentant la surface d'impact.	46
Figure II.19 : Schéma de ferrailage du local machine	49
Figure II.20 : Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	50
Figure II.21 : Schéma statique de la poutre de chaînage	51
Figure II.22 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	53
Figure II.23 : Modèle de calcul de l'acrotère.....	53
Figure II.24 : Coupe transversale de l'acrotère	53
Figure II.25 : Section de l'acrotère à ferrailer	55
Figure II.26 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	57
Figure II.27 : Coupe en élévation de l'escalier.....	58
Figure II.28 : Schéma statique de l'escalier (partie AB)	58
Figure II.29 : Section d'escalier à ferrailer	59
Figure II.30 : Schéma de ferrailage de l'escalier	61
Figure II.31 : Schéma statique de la poutre palière	62
Figure II.32 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	64

CHAPITRE III

Figure III .1 : Spectre de réponse.....	68
Figure III .2 : Disposition des voiles de contreventement.....	68
Figure III .3 : Vue en 3D du model obtenu par le logicielSAP2000 V14.....	69
Figure III .4 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X).....	70
Figure III.5 : Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	70
Figure III .6 : Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).....	70

CHAPITRE VI

Figure IV.1 : Zone nodale.....	77
Figure IV .2 : Ancrage des armatures transversales.....	78
Figure IV.3 : Formation de rotules plastique.....	87
FigureIV.4 : Schéma des contraintes	91
Figure IV.5 : schéma de ferrailage du voile Vy3 (niveau RDC).....	97

CHAPITRE V

Figure V .1 : Schéma de ferrailage du radier.....	104
Figure V.2 : Schéma des lignes de rupture du radier.....	105
FigureV.3 : Schéma des nervures.....	107
FigureV.4 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X.....	109
FigureV.5 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y	110
FigureV.6 : Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	110
FigureV.7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	113

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Dimensionnement des dalles pleines	10
Tableau II.2 : Dimensionnement d'escalier (volée 1et 2)	13
Tableau II.3 : Évaluation des charges du plancher étage courant	13
Tableau II.4 : Évaluation des charge du plancher terrasse accessible	13
Tableau II.5 : Évaluation des charges pour une dalle pleine.....	13
Tableau II.6 : Evaluation des charges de la volée	14
Tableau II.7 : Evaluation des charges du palier	14
Tableau II.8 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine	14
Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	15
Tableau II.10 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	15
Tableau II.11 : Résultats de la décente de charges du poteau (p1).....	16
Tableau II.12 : Résultats de la décente de charges du poteau (p2).....	18
Tableau II.13 : vérification a la compression simple des poteau le plus sollicité	20
Tableau II.14 : vérification de flambement des poteau le plus sollicite de tous les niveau...21	
Tableau II.15 : dimension des poteaux.....	22
Tableau II.16 : types des poutrelles.....	24
Tableau II.17 : choix des méthodes de calcule pour les différents types de poutrelles.....	25
Tableau II.18 : charge qui reviens sure le plancher	26
Tableau II.19 : charge qui reviens sure le plancher.....	28
Tableau II.20 : Sollicitations max dans le déférent type de poutrelle terrasse in accessible...29	
Tableau II.21 : Sollicitations max dans le déférent type de poutrelle de RDC et étage courante.....	30
Tableau II.22 : Sollicitations opte pour le ferrailage des poutrelles.....	30
Tableau II.23 : calcul de ferrailage a l'ELU des déférente niveaux.....	37
Tableau II.24 : vérification nécessaires à l'ELU.....	37
Tableau II.25 : vérification des contraintes à l'ELS.....	37

Tableau II.26 : schéma de ferrailage des poutrelles.....	38
Tableau II.27 : donne des déférents type des dalle plein.....	38
Tableau II.28 : Les sollicitations maximales des dalle pleine.....	42
Tableau II.29 : vérification de l'effort tranchant.....	42
Tableau II.30 : calcule de Ferrailage a l'ELU.....	43
Tableau II.31 : vérification des contrainte a l'ELS.....	43
Tableau II.32 : Ferrailage du la dalle d'assesseure.....	47
Tableau II.33 : vérification des contrainte a l'ELS.....	48
Tableau II.34 : ferrailage de la dalle plein au-dessous de la senseur.....	49
Tableau II.35 : vérification des contraintes.....	50
Tableau II.36 : moments et ferrailage correspondant.....	52
Tableau II.37 : vérification des contraintes.....	52
Tableau II.38 : Vérification de la flèche.....	53
Tableau II.39 : combinaisons d'action de la acrotère.....	54
Tableau II.40 : sollicitation dans l'escalier.....	59
Tableau II.41 : ferrailage de l'escalier.....	59
Tableau II.42 : vérification des contraintes a l'ELS.....	60
Tableau II.43 : résulta de ferrailage de la poutre palier en FS.....	62
Tableau II.44 : vérification des contraintes a l'ELS.....	110

CHAPITRE III

Tableau III.1 . Valeurs des pénalités dons le sens (X-X) et le sens (Y-Y).	66
Tableau III.2 . Périodes et taux de participation massique de la structure	69
Tableau III.3 . Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	71
Tableau III.4 . Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	71
Tableau III.5 . Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	72
Tableau III.6 . Vérifications des déplacements de niveaux.....	72
Tableau III.7 . Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	73
Tableau III.8 . Vérification de l'effort normal réduit.....	74
Tableau III.9 . Dimensions finales des éléments structuraux.....	74

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	77
Tableau IV.2 : Sollicitations dans les différents poteaux.....	78
Tableau IV.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	79
Tableau IV.4 : Armatures transversales des poteaux.....	79
Tableau IV.5 : Vérification du flambement des poteaux.....	80
Tableau IV.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	81
Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	81
Tableau IV.8 : Dimensions de la zone nodale	82
Tableau IV.9 . Ferrailage des poutres principales (30×45) cm ²	83
Tableau IV.10 . Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm ²	84
Tableau IV.11 . Vérification des contraintes tangentielles.....	85
Tableau IV.12 . Vérification de l'état limite de compression du béton.....	86
Tableau IV.13 . Moments résistants dans les poteaux.....	87
Tableau IV.14 . Moments résistants dans les poutres principales (30*45).....	87
Tableau IV.15 . Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	88
Tableau IV.16 . Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à Y-Y'	90
Tableau IV.17 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	92
Tableau IV.18 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	93
Tableau IV.19 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	93
Tableau IV.20 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux.....	94
Tableau IV.21 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	95
Tableau IV.22 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	95
Tableau IV.23 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	96
Tableau IV.24 . Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux.....	97

CHAPITRE V

Tableau V.1. Section d'armateur du radier	103
Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	103
Tableau V.3. Section d'armatures du radier à l'ELS.....	104
Tableaux V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	106
Tableaux V.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	107
Tableau V.6. Résultats de ferrailage des nervures.....	108
Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	108
Tableau V.8. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	109
Tableau V.9. Ferrailage des voiles périphérique	111
Tableau V.10. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	113
Tableau V.11. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	113

Symboles et Notations

Symboles Et 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.

Δf_{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.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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.

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.

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_{Gi} : 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

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

v : Coefficient de poisson

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/m^3).

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

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié par la société civil professionnelle(AADL) porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+8+entre-sol). Il regroupe à la fois bureaux au niveau du l'entre-sol et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 5 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment et calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au deuxième chapitre.
- Au chapitre trois, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre quatre.
- Dans le cinquième chapitre l'étude des fondations a été menée.

Chapitre I

Généralités

Chapitre I : Généralités

1. INTRODUCTION

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

2. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8+ Entre-sol) en béton armé à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

2.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au site **DAOUSLA**, commune de **KHERRATA**, wilaya de **BEJAIA**, qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003), en zone (IIa), de sismicité moyenne.

2.2. Description architectural de l'ouvrage

✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière en plan dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 29,70 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 20,60 \text{ m}$$

✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale (acrotère non compris).....	31,62 m
Hauteur du rez-de-chaussée	03,06m
Hauteur de l'entre sol.....	04,08 m
Hauteur des étages courants	03,06 m

2.3. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le laboratoire technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,8 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 1,5 m.
- Le sol est classé en catégorie S1 (sol rocheux) selon sa nature géotechnique.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

3. Caractéristiques des matériaux utilisés

3.1. Béton

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat et de 'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

3.1.1. Résistance caractéristique a la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois Suivantes : CBA93 (Art, 2.1.1 .1).

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

$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$	si $j \leq 60j$
$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$	si $j > 60j$

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

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

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise à **25MPa**.

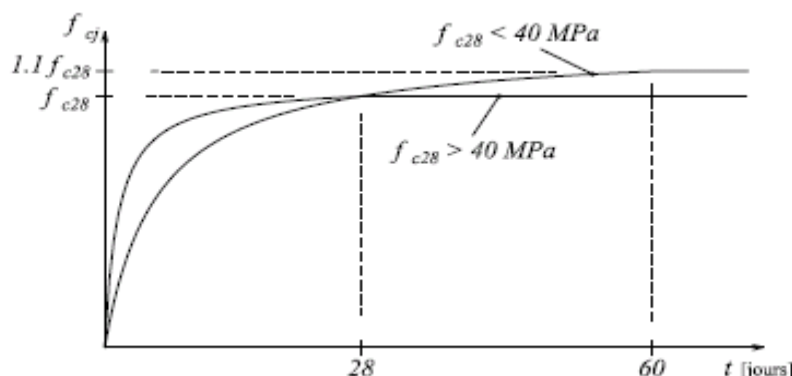


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

3.1.2. Résistance caractéristique du béton a la traction :

La résistance du béton a la traction à l'âge de ' j ' jours définie par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Art ; A.2.1.1).}$$

Pour notre projet on utilise $f_{c28} = 25 \text{MPa}$. $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$.

3.1.3. Les contraintes limites du béton :

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression a l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{bu}}{\theta * \gamma_s} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

Avec : 0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de résistance sous charge de longue durée.

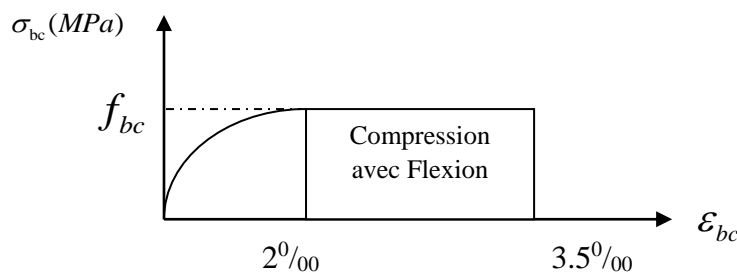


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\epsilon_{bc})$

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

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{situation courante (durable).} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

2) La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{MPa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3,33 \text{MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{MPa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 2,5 \text{MPa}$.

b) Etat limite de service (ELS) :

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

3.1.4. Autres caractéristiques :

❖ Module de déformation longitudinale du béton :

• A court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$

• A long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$

❖ Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

❖ Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

3.2. Les aciers :

3.2.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

1) Les treillis soudés (TR) :

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2) Les ronds lisses (RL) :

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) :

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

3.2.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

3.2.3. Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

Telque :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

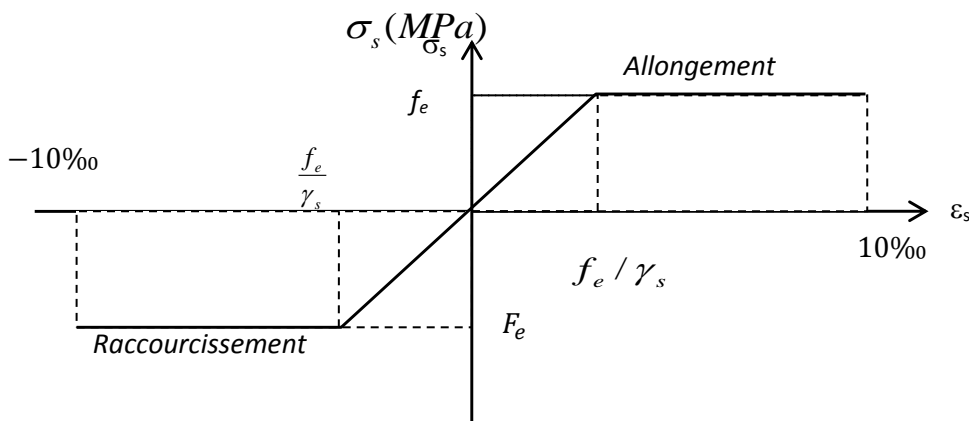


Figure I .3.diagramme contrainte déformation de l'acier

c) Etat limite de service (ELS) :

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant des contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction de type de la fissuration.

- 1- Fissuration peu nuisible(FPN) : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.
- 2- Fissuration préjudiciable (FN) :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposes aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{n + f_{tj}}\right) \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93(A.4.5.3.3)}$$

- 3- Fissuration très préjudiciable(FTN) :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{n + f_{ij}}\right) \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93(A.4.5.3.4)}$$

Avec η : Coefficient de fissuration :

$$n = \begin{cases} 1 \dots\dots\dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \dots\dots\dots \text{pour les HA.} \\ 1.3 \dots\dots\dots \text{pour les HA de } \phi < 6\text{mm.} \end{cases}$$

4. Les actions et sollicitations :

4.1. Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

4.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (Moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

Sollicitations de calcul :

- Situation durable $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$
- Situation accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$

Chapitre II

prédimensionnement

et calcul des éléments secondaires

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante ; Plancher à dalle pleine.

1.1. Plancher à corps creux

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

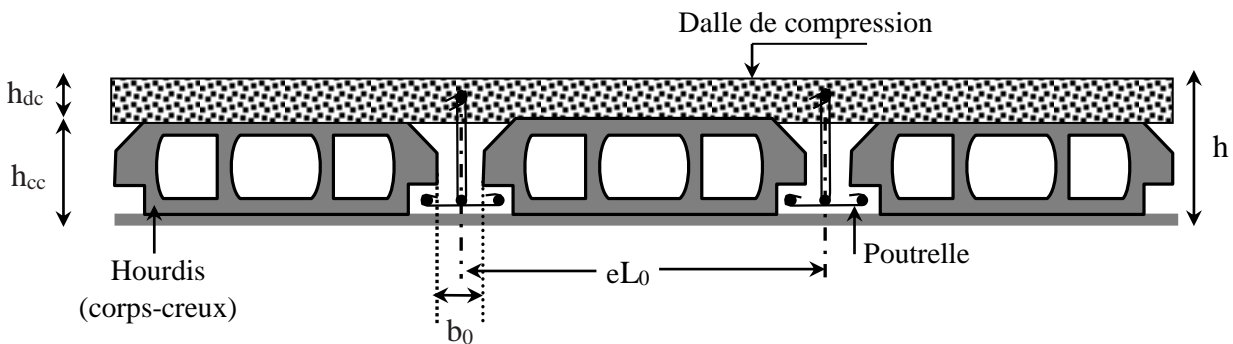


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- 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.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

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

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

$$L_{max} = 5,1 - 0,3 = 4,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{480}{22,5} \Rightarrow h \geq 21,33 \text{ cm}$$

On prend $h = 24 \text{ cm}$ soit un plancher (20+4) cm

1.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

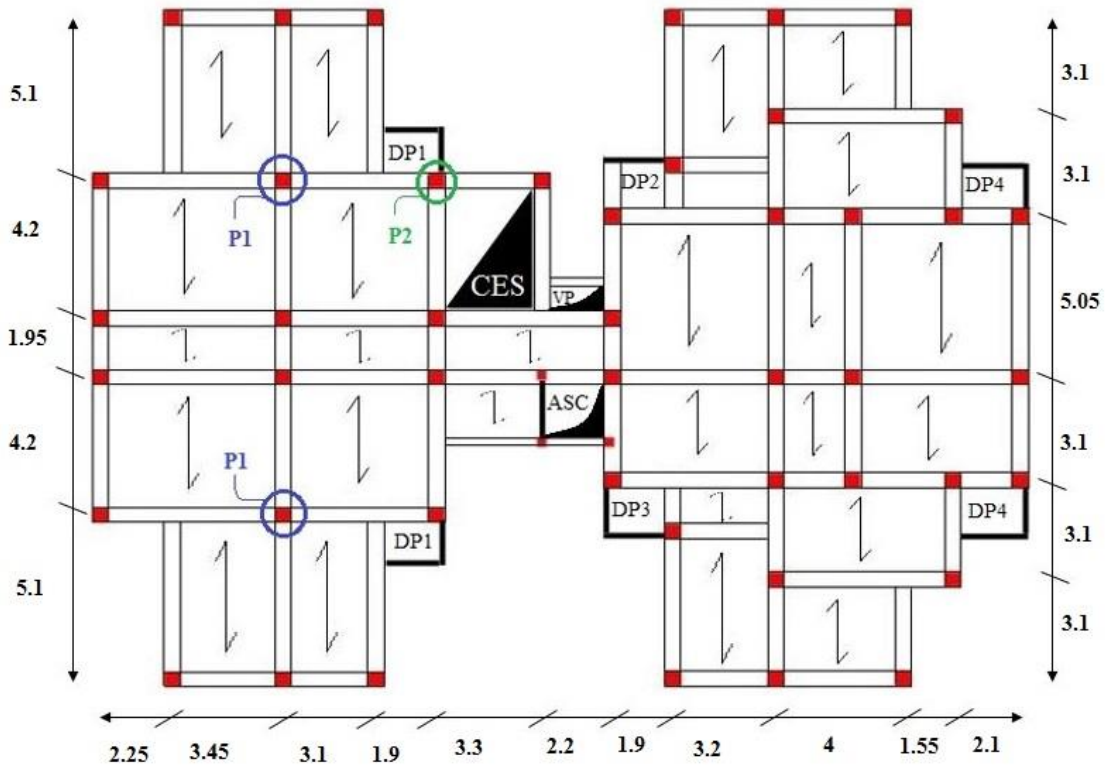


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles

Clés :

P1 : Poteau central.

P2 : Poteau de la cage d'escalier.

1.1.2. 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)

h₀ : Hauteur de la dalle de compression

b₀ : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

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

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 = 24 cm ; *h*₀ = 4 cm ; *b*₀ = 10 cm

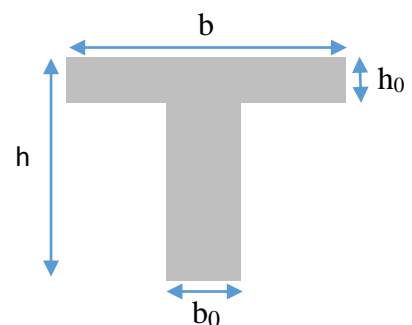


Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad ; \quad L_y^{min} = 160 - 30 = 130 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 13 \text{ cm}) \quad \text{Ce qui donne } b = 36 \text{ cm}$$

1.2. Plancher à dalle pleine

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.

1.2.1. Types de dalles pleines :

Tableau II.1. Dimensionnement des dalles pleines.

Panneaux	appui	Lx (m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	e cal (cm)	e cal (cm)
D1	2	1,5	1,9	0,78	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,5
D2	2	1,2	2,1	0,57	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	2,75
D3	2	1,6	1,9	0,84	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	4
D4	3	1,6	1,9	0,84	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	4
D5	4	1,4	2,2	0,63	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,5

➤ **Critère de résistance au feu**

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

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

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15 cm** à cause du chargement important de l'ascenseur.

2. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

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

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

2.1. Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 5,7 - 0,3 = 5,4 \text{ m} ; \quad 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,33 < 4 & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2.2. Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 5,1 - 0,3 = 4,8 \text{ m} ; \quad 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } h = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

3. Pré dimensionnement des voiles

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

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

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage - hauteur libre de la poutre principale)

-e : épaisseur du voile.

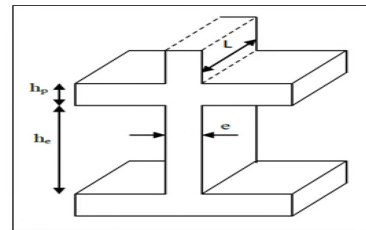


Figure II.4. Coupe transversale d'un voile

Dans notre cas, nous avons un **Entresol**

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 18,4 \text{ cm}$

➤ **RDC et autres niveaux**

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \quad \text{Ce qui donne} \quad e = 13,3 \text{ cm}$$

Au final on prend

$$e = \begin{cases} 20 \text{ cm} & \text{pour entresol} \\ 15 \text{ cm} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$$

4. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

4.1. Escalier droit à deux volées (de l'entresol au 8^{ème} étage)

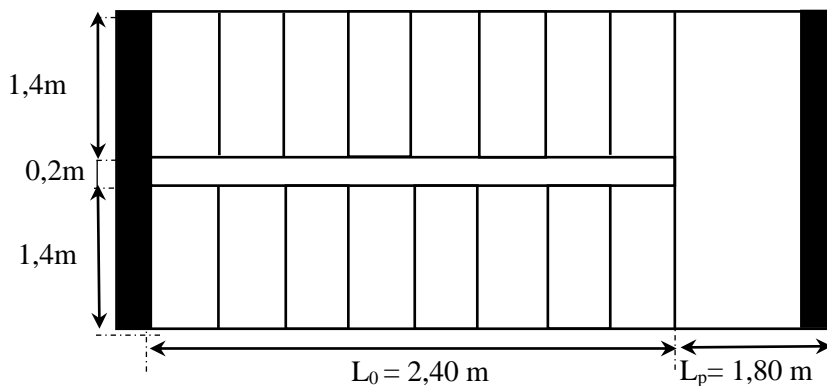


Figure II.5. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

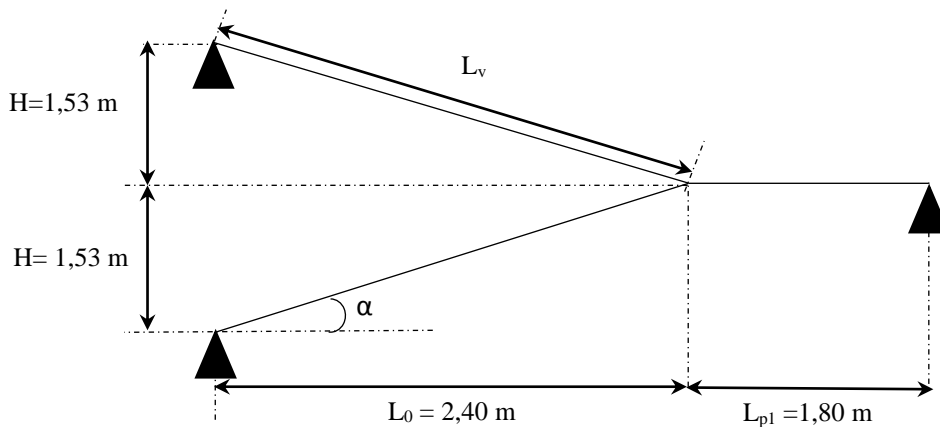


Figure II.6. Schéma de l'escalier droit à deux volées

H : la hauteur du palier ; L₀ : longueur projetée de la volée ;
 L_v : longueur de la volée ; L_p : longueur du palier de repos ;
 Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**
 - la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
 - le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 153/17 = 9$ contres marches

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,53}{2,40} \right) = 32,52^\circ$$

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

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 15,50 \text{ cm} \leq e \leq 23,25 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 2 heurs de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée. Soit $e = 18 \text{ cm}$

Tableau II.2. Dimensionnement d'escalier (volée 1 et 2)

H (m)	h (cm)	n	g (cm)	L_0 (m)	L_p (m)	L_v (m)	L (m)	α	e (cm)
1,53	17	9	30	2,40	1,8	2,85	4,2	32,52°	18

5. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,20+0,04	3,3
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,73
Q étages courant				1,5
Q étage bureau				2.5

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,20+0,04	3,3
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,7
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27

6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5,43
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,18/cos(α)	5,34
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4
		Vertical	0,02h/g	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4
		vertical	0,02h/g	0,23
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(α)	0,32
5	poids des marches	22	h/2	1,87
Charge permanent G_{vi} (KN/m²)				8,79
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,18	4,5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,93
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.8. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				7,15
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				2,74

6. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement) ;
- 3- Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

P2 : poteau au niveau de la cage d'escalier.

P1 : poteau central.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×35) cm² pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

Tableau II.10. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
Entresol	50 × 55	28,05
RDC		21,04
Etages 1 et 2	45 × 50	17,21
Etages 3 et 4	40 × 45	13,77
Etages 5 et 6	35 × 40	10,71
Etages 7 et 8	30 × 35	8,03

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H_e : hauteur du poteau $\begin{cases} H_e = 4,08 \text{ m} & \text{pour Entresol} \\ H_e = 3,06 \text{ m} & \text{pour RDC et le reste des étages} \end{cases}$

6.1. Pré dimensionnement du Poteau (P.1)

6.1.1. Surfaces afférentes

$$\begin{cases} S1 = 3,80 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,12 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,4 \text{ m}^2 \\ S4 = 5,27 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,95 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,4 * 4,95 = 14,85 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 4,35 = 11,42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 26,27 \text{ KN}$$

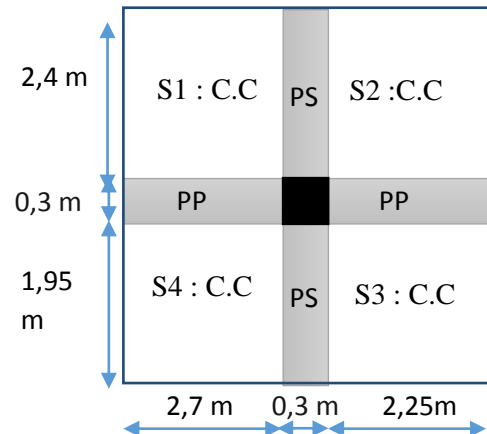


Figure II.7. Surface afférente de P1

C.C : corps creux ; PP : poutre principale ; PS : poutre secondaire.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P.1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.11. Résultats de la descente de charge du poteau (P.1)

Etage	Niveau	Elément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	plancher	111,22	16,6
		poutres	26,27	
		poteaux	8,03	
	SOMME			145,52
étage 7	1	venant de 8	145,52	41,5
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	8,03	
SOMME			274,94	41,5
étage 6	2	venant de 7	274,94	63,91
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	10,71	
SOMME			407,04	63,91
étage 5	3	venant de 6	407,04	83,83
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	10,71	
SOMME			539,14	77,31
étage 4	4	venant de 5	539,14	101,26
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	

		poteaux	13,77	
		SOMME	674,3	101,26
étage 3	5	venant de 4	674,3	116,2
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	13,77	
	SOMME	809,46	116,2	
étage 2	6	venant de 3	809,46	128,65
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	17,21	
	SOMME	948,06	128,65	
étage 1	7	venant de 2	948,06	141,1
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	17,21	
	SOMME	1086,66	141,1	
RDC	8	venant de 1	1086,66	153,55
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	21,04	
	SOMME	1229,09	153,55	
Entresol	9	venant de RDC	1229,09	166
		plancher	95,12	
		poutres	26,27	
		poteaux	28,05	
	SOMME	G=1378,53	Q=166	
ELU			1,35G=1861,02	1,5Q=249
Effort normal à la base du poteau			Nu'=2110,02 KN	

6.1.2. Pré dimensionnement du Poteau (P.2)

6.1.3. Les surfaces afférentes

$$\begin{cases} S1 = 4,4 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,9 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,28 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,93 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,75 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,78 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 11,25 \text{ KN} \\ g_{ps} = 7,3 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,43 \text{ KN}$

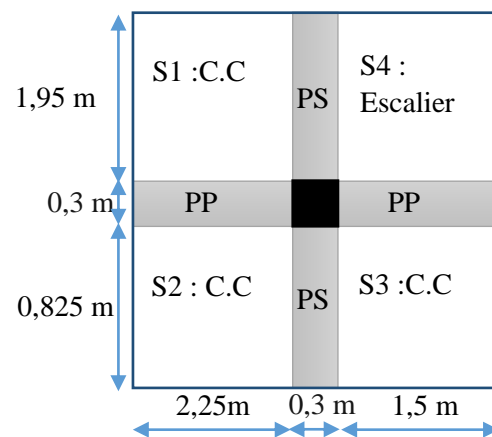


Figure II.8. Surface afférente de P2

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P.2) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (P.2)

Étages	Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	Plancher	71,66	10,5
		Poutres	20,61	
		Poteau	8,03	
	SOMME		100,3	10,5
étage 7	1	venant de 8	100,3	29,44
		Plancher	43,4	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	8,03	
SOMME		197,17	29,44	
étage 6	2	venant de 7	197,17	46,49
		plancher	43,40	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	10,71	
SOMME		296,72	46,49	
étage 5	3	venant de 6	296,72	61,64
		plancher	43,4	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	10,71	
SOMME		396,27	61,64	
étage 4	4	venant de 5	396,27	74,9
		plancher	43,40	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	13,77	
SOMME		498,88	74,9	
étage 3	5	venant de 4	498,88	86,26
		plancher	43,40	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	13,77	
SOMME		601,45	86,26	
étage 2	6	venant de 3	601,45	95,73
		plancher	43,40	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	17,21	
SOMME		707,54	95,73	
étage 1	7	venant de 2	707,54	105,2
		plancher	43,40	
		Escalier	24,83	

		poutres	20,61	
		poteaux	17,21	
		SOMME	813,59	105,2
RDC	8	venant de 1	813,59	114,67
		plancher	43,40	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	21,04	
		SOMME	923,47	114,67
Entresol	9	venant de l'entresol	923,47	124,14
		plancher	43,40	
		Escalier	24,83	
		poutres	20,61	
		poteaux	28,05	
		SOMME	1040,36	124,14
		ELU	1,35G = 1404,48 KN	1,5Q = 186,21
		Effort normal à la base du poteau	N_u' = 1590,7 KN	

Avec $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

En résumé :

$$N_u' (P.1) = 2110,02 \text{ KN} \quad N_u' (P.2) = 1590,7 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P.1).

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

{ 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
 { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N_u' = 1,1 \times 2110,02 = 2321,02 \text{ KN.}$$

6.2. Vérifications à faire

➤ Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

❖ Vérification du poteau à la base « poteau du l'entre-sol (50*55) cm² »

Le dimensionnement se fait à l'ELU

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

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2321,02 \times 10^{-3}}{14,2} \quad \Rightarrow B \geq 0,163 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

Or, pour le poteau à la base (poteau du l'entre sol) $B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,163 \text{ m}^2$ 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.

Tableau II.13. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	1,1Nu(KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
			B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
8	221,35	243,49	0,105	0,017	Vérifiée
7	433,42	476,76	0,105	0,033	Vérifiée
6	645,37	709,91	0,14	0,049	Vérifiée
5	676,65	744,31	0,14	0,052	Vérifiée
4	1062,2	1168,41	0,18	0,082	Vérifiée
3	1267,07	1393,78	0,18	0,098	Vérifiée
2	1472,86	1620,14	0,225	0,114	Vérifiée
1	1678,64	1846,51	0,225	0,130	Vérifiée
RDC	1889,6	2078,56	0,275	0,146	Vérifiée
ES	2110,02	2321,02	0,275	0,163	Vérifiée

6.2.1. Vérification au flambement

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 :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

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

$\lambda = l_f / i$

Tel que : $l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

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

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

Exemple de calcul

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

On a : $L_0 = 4,08 - 0,4 = 3,68 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,576 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,50^2}{12}} = 0,144 \text{ m} \quad \text{Ce qui donne : } \lambda = 2,576/0,144 = 17,88 < 50$$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,81$$

Selon le BAEL :

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

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(80 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,1222 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

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 :

Tableau II.14. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu(KN)	B	i (m)	λ	α	(Br ≥ Br ^{calc})		Observation
						Br	Br ^{calc}	
8	243,49	0,105	0,086602	21,50	0,79035257	0,0924	0,014	Vérifiée
7	476,76						0,027	Vérifiée
6	709,91	0,14	0,10136	18,43	0,8053395	0,1254	0,040	Vérifiée
5	744,31						0,041	Vérifiée
4	1168,41	0,18	0,115470	16,125	0,8153856	0,1634	0,065	Vérifiée
3	1393,78						0,077	Vérifiée
2	1620,14	0,225	0,129904	14,333	0,8224158	0,2064	0,089	Vérifiée
1	1846,51						0,101	Vérifiée
RDC	2078,56	0,275	0,144338	12,900	0,8275172	0,2544	0,114	Vérifiée
ES	2321,02			17,846	0,8079694		0,130	Vérifiée

6.2.2. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 18,8 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

7. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter pour les dimensions qu'on a proposés, à savoir :

- Plancher à corps creux (20 + 4) cm
- Dalle pleine $e=12$ cm
- Epaisseur des paillasse $e = 18$ cm
- Epaisseur des Voiles $\left\{ \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm pour l'entresol} \\ e = 15 \text{ cm pour le reste des étages.} \end{array} \right.$
- Poutres Principales (30×40) cm²
- Poutres Secondaires (30×35) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Dimensions des poteaux

Niveaux	RDC et E.S	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7 et 8
Dimensions	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35

Calcul Des Eléments Secondaires

8. Calcul des planchers

8.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments : - Poutrelle ; - Dalle de compression.

8.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire (du BAEL 91/99)

❖ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

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. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ Application de la méthode

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

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

Avec M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

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

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

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.

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 :

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

➤ Méthode de Caquot (du BAEL 91)

❖ Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

❖ **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode****Moment en travée :**

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

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

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.
- $l' = \begin{cases} 0,8l, \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Efforts tranchants

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

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : 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 $G' = 2/3 G$.

➤ **Types de poutrelles**

On distingue huit types de poutrelles :

Tableau II.16. Schémas statiques des poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	

➤ **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 :

Tableau II.17. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d’application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 7	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 1,2,3,4,5 et 6	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 8	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 7 du plancher étage courant et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 6 plancher (terrasse inaccessible)).

8.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 7 (étage courant))

➤ **Schéma statique**

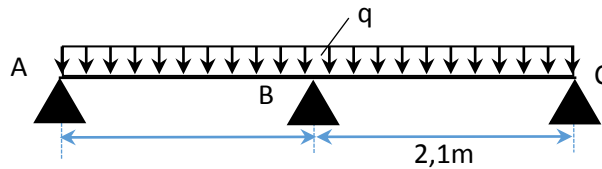


Figure II.9. Schéma statique de la poutrelle

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau II.18. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher Etage courant	5,73	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 10,00$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,5$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 7,23$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,7$

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

✓ **Calcul des moments**

Moments isostatiques

$$M_0 = \max(M_0^1 ; M_0^2) = M_0^2$$

On a $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 3,85 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 2,59 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

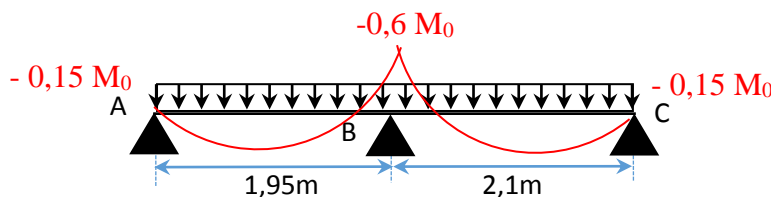


Figure II.10. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

✓ appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 2,15 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 1,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 0,54 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 0,39 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Moments en travées

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{7,23} = 0,207$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,062$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,631$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t \geq 1,062 M_0^{AB} - 0,3M_0^{BC} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,631 M_0^{AB} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 2,21 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 1,59 \text{ KN.m} \end{cases}$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t \geq 0,762M_0^{BC} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,631 M_0^{BC} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 2,73 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 1,97 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Evaluation des efforts tranchants

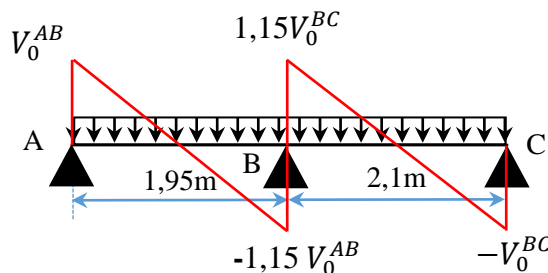


Figure II.11. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 6,34 \text{ KN} \\ V_B = -7,29 \text{ KN} \end{cases}$ Travée BC : $\begin{cases} V_B = 7,85 \text{ KN} \\ V_C = -6,83 \text{ KN} \end{cases}$

8.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 6 (terrasse inaccessible))

➤ **Schéma statique**

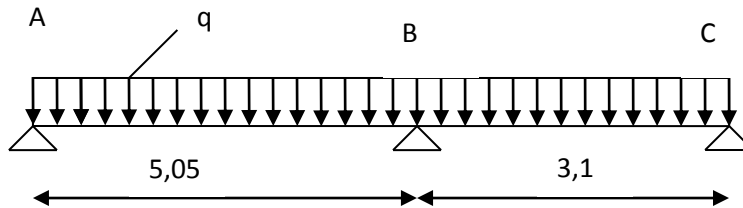


Figure II.12. Schéma statique de la poutrelle.

➤ **Combinaisons d’actions et calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle**

Tableau II.19. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d’actions

Désignation	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
TERASSE INACCISSIBLE	G = 6,7	Q = 1	0,65	ELU	P ₁ = 10,55	q ₁ = 6,85
				ELS	P ₁ = 7,7	q ₁ = 5

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5,05}{3,1} = 1,62 \notin [0,8 ; 1,25]$$

Calcul des moments

✓ **Moments aux appuis**

$$G' = 2/3G = 4,47 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU} & \{ q' = 4,89 \text{ KN/m} \\ \text{ELS} & \{ q' = 3,56 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,1} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,1} = \begin{cases} \text{ELU: } 15,59 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 11,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} \text{ELU: } -2,34 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -1,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4,89 \times ((5,05)^3 + (3,1)^3)}{8,5 \times (5,05 + 3,1)} \\ ELS: -\frac{3,56 \times ((5,05)^3 + (3,1)^3)}{8,5 \times (5,05 + 3,1)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: -11,19 \text{ KN.m} \\ ELS: -8,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées**

Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5,05}{2} - \frac{11,19}{6,85 \times 5,05} = 2,2 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 3,102 q = \begin{cases} ELU: 21,47 \text{ KN.m} \\ ELS: 15,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: 21,47 - 11,19 \times 2,2/5,05 = 16,6 \text{ KN.m} \\ ELS: 15,68 - 8,15 \times 2,2/5,05 = 12,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,1}{2} + \frac{11,19}{6,85 \times 3,1} = 2,08 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 1,0608 q = \begin{cases} ELU: 7,27 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU: 7,27 - 11,19 \times (1 - 2,08/3,1) = 3,59 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,30 - 8,15 \times (1 - 2,08/3,1) = 2,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6,85 \times 5,05}{2} - \frac{11,19}{5,05} = 15,08 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,85 \times 5,05}{2} - \frac{11,19}{5,05} = -19,51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{6,85 \times 3,1}{2} + \frac{11,19}{3,1} = 14,23 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,85 \times 3,1}{2} + \frac{11,19}{3,1} = -7 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau II.20. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-0,88	-7,16	14,68	17,3	-0,64	-5,22	10,72
T2	-1,94	-9,73	14,58	17,79	-1,41	-7,08	10,65
T3	-2,39	-11,6	16,85	19,74	-1,74	-8,44	12,31
T4	-0,88	-7,71	13,41	17,41	-0,64	-5,62	9,79
T5	-1,62	-8,78	11,04	16,48	-1,18	-5,66	8,38
T6	-2,34	-11,19	16,6	19,51	-1,7	-8,15	12,13
T7	-0,57	-2,27	2,84	8,27	-0,41	-1,66	2,07
T8	-0,49	/	3,26	6,68	-0,36	/	2,38
Max	-2,39	-11,6	16,85	19,74	-1,74	-8,44	12,31

Tableau II.21. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC et étage courant.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-0,87	-7,06	13,66	16,41	-0,62	-5,07	9,91
T2	-1,91	-9,59	13,57	17,03	-1,37	-6,88	9,84
T3	-2,35	-11,43	15,81	18,82	-1,69	-8,21	11,44
T4	-0,82	-7,6	13,39	16,52	-0,62	-5,46	9,72
T5	-1,6	-7,67	10,76	15,48	-1,14	-5,5	7,77
T6	-2,31	-11,03	15,58	18,6	-1,65	-7,85	11,31
T7	-0,54	-2,15	2,73	7,85	-0,39	-1,55	1,97
T8	-0,46	/	3,09	6,34	-0,33	/	2,23
Max	-2,35	-11,43	15,81	18,82	-1,69	-8,21	11,44

8.1.4. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, et les sollicitations maximales dans les poutrelles de la terrasse inaccessible et celle des autres étages sont terrée proches donc en ferraille avec les sollicitations maximales de la terrasse inaccessible.

Tableau II.22. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse inaccessible	-2,39	-11,6	16,85	19,74	-1,74	-8,44	12,31

Exemple de calcul (type 3)**Données**

$$ELU \begin{cases} M_t = 16,85 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -11,6 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,39 \text{ KN.m} \\ V = 19,74 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 12,31 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -8,44 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65\text{cm}$ au lieu de $b=36\text{cm}$ qui est dimensionné par rapport à la petite travée ($l = 1,6 \text{ m}$) ; or dans notre cas, le maximum appartient à la plus grande travée ($l = 5,1 \text{ m}$).

Données : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$

➤ Ferrailage en travée**Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,07384 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01685 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01685}{14,2 \times 0,65 \times 0,22^2} = 0,038 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038} \right] = 0,048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,048) = 0,216 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01685}{0,216 \times 348} = 2,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,24 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 < A_t = 2,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11,6 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,22^2} = 0,169 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,169 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,233 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,199 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,68 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,39 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,22^2} = 0,035 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; \quad f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,045 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,216 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,39 \times 10^{-3}}{0,216 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

En travée : $A = 2,24 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA12 = 3,39 cm^2

En appui intermédiaire : $A = 1,68 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA12 = 2,26 cm^2

En appui de rive : $A = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA12 = 1,13 cm^2

➤ **Ferrailage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10mm; 6,86mm; 12mm)$$

On prend $\phi_t = 6 mm$ D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0,57 cm^2$

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d) = 19,74 \times 10^{-3} / (0,12 \times 0,22) = 0,9 MPa$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3,33 MPa$$

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

✓ **Espacement (St)**

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

$$1) St \leq \min(0,9d; 40 cm) \Rightarrow St \leq 19,8 cm$$

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

$$3) St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 67,56 cm$$

D'où, $St = 15 cm$

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

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 19,74 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0,568 cm^2$$

Or $A_l = 3HA12 + 1HA12 = 4,52 cm^2 > 0,568 cm^2$ condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(19,74 \times 10^{-3} - \frac{11,6 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right)$$

$A_l = -1,12 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d; (40 - 4)cm) = 19,8cm$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 19,74KN < 132,105KN$vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes ;
- ✓ Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes**

❖ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -395,3 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section en T.

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} y^2 + [15.A + (b - b_0).h_0].y - 15.(A.d) - \frac{(b \times b_0)h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 270,85 y - 678,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 294,85 \quad \Rightarrow \quad y = 2,4 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$= \frac{65 \times (2,4)^3}{3} - (65 - 12) \frac{(2,4 - 4)^3}{3} + 15 \times 3,39(22 - 2,4)^2$$

$$I = 19909,15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,31 \times 10^{-3}}{19909,15 \times 10^{-8}} \times 2,4 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 1,48 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -0,0002 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 6 y^2 + 33,9 y - 745,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 126,75 \quad \Rightarrow \quad y = 9,29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{12 \times (9,29)^3}{3} + 15 \times 2,26(22 - 9,29)^2$$

$$I = 8148,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,44 \times 10^{-3}}{8148,9 \times 10^{-8}} \times 9,29 \times 10^{-2}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 9,62 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la flèche**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$$l = 5,1 \text{ m} ; M_{0s} = 11,57 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12,31 \text{ KN.m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=24 \text{ cm} < 36,17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad A=3,39 \text{ cm}^2 > 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad L=5,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l > 5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{5,1}{1000} + 0,5 = 10,1 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

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

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 12,11 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 9,09 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 15,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec: $j = G - G^{revêtement} = 5,73 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 4,3 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ, μ

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,77 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,11 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 1,54 \%$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 178,83 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 134,23 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 225,64 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 19909,15 \text{ cm}^4 \\ y = 2,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,72 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,65 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,77 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 0,0869 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

$$\text{D'où, } I_0 = 33297,59 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 12231,95 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 13078,86 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 11691,2 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 20357,58 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 14,3 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 5,57 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 10,47 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 7,93 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 11,27 \text{ mm} > \bar{f} = 10,1 \text{ mm} \dots \dots \dots$ la flèche n'est pas vérifiée.

Remarque :

La condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier à 3HA14=4,62cm² et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Travée(m)	G	J	P	M _{ser} ^g	M _{ser} ^j	M _{ser} ^p	σ _{st} ^g	σ _{st} ^j	σ _{st} ^p	Δf	f̄
5,1	5,73	4,3	7,23	12,11	9,09	15,28	136,41	102,39	172,11	9,19	10,1

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 3 de l'étage courant), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.23. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Ente-sol +RDC+ Etage courant	Travée	16,85	0,038	4,8	0,216	2,24	1,73	3HA14 = 4,62
	Appui Inter	11,6	0,169	23,3	0,199	1,68	0,27	2HA12=2,26
	appui de rive	2,39	0,035	4,5	0,216	0,32	0,27	1HA12 = 1,13

Remarque

- D'après les résultats obtenus, le choix du ferrailage est le même pour tous les niveaux.
- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau II.24. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
RDC + E.S +Étages courants + T.I	0,9 < 3,33	4,62 > 0,568	4,62 > -1,12	19,74 < 132,105	1,05 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II.25. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
E.S+RDC+Étages courants+ T.I	Travée	12,31	1,64	3,53	24596,02	1,77 < 15	Vérifiée
	appui	-8,44	1,22	9,29	8148,9	9,62 < 15	Vérifiée

Tableau.II.26. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
R D C + Étages courants + Terrasse inaccessible			

✓ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} \times 100 = 0,52 cm^2/ml \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 cm^2/ml \end{cases}$$

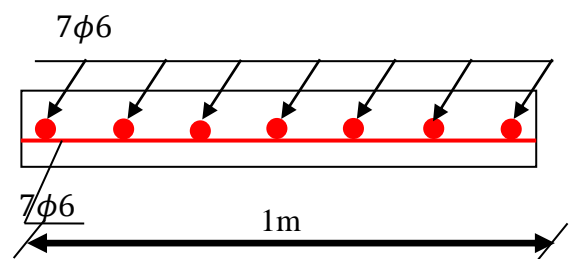


Figure II.13. Ferrailage de la dalle de compression

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi6/ml \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi6/ml \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

8.2. Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

8.2.1. Données de différentes dalles

Tableau II.27. Données des différents types de dalle pleine

Types	Nombre d'appui	L_x (m)	L_y (m)	ρ	E L U		E L S	
					μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	2	1,5	1,9	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
D2	3	1,6	1,9	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
D3	2	1,6	1,9	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
D4	2	1,2	2,1	0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
D5	4	1,4	2,2	0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004

Remarque : D5 c'est la dalle pleine du vide poubelle.

8.2.2. Calcul des sollicitations

❖ Dalle sur deux appuis

$\rho = l_x/l_y = 0,78$: la dalle travaille dans les deux sens.

$G = 5,43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

❖ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml} = 12,58 \text{ KN/ml}$$

• Calcul du moment:

$$L_x = 1,5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{0x} = \mu_x P u l_x^2 = 1,653 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y M_x^2 = 0,927 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moment corrigés (réel):

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 1,26 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 0,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui } \begin{cases} M_x^a = -0,4 M_{0x} = -0,59 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,4 M_{0y} = -0,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1ml \Rightarrow q_s = 8,93 \text{ KN/ml}$$

• Calcul du moment:

$$L_x = 1,5m \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_{0x} = \mu \times P s l_x^2 = 1,16 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu \times y M_x^0 = 0,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moment corrigés (réel):

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 0,986 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 0,672 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui } \begin{cases} M_x^a = -0,4 M_{0x} = -0,464 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,4 M_{0y} = -0,316 \text{ KN.m} \end{cases}$$

8.2.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml ($b=1ml$).

▪ Calcul ferrailage en travée :

$$F.N \rightarrow c \geq 3cm \text{ soit } c=3cm \text{ ce qui donne } d=e-c=12-3=9cm$$

Sence X-X

$$\mu_{bu} = \frac{1,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,014 ; z = 0,09 \text{ m} \quad A_t = \frac{1,26 \times 10^{-3}}{0,09 \times 348} = 0,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sence Y-Y

$$\mu_{bu} = \frac{0,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,007 ; z = 0,09 \text{ m} \quad A_t = \frac{0,71 \times 10^{-3}}{0,09 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition non fragilite :

$$\text{Pour } \rho = 0,78 > 0,4 \quad e=12cm \geq 12cm \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \text{FeE400}$$

$$\text{Senc X : } A_X^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1,0656 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Senc Y : } A_Y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_X^t < A_X^{\min} \\ A_Y^t < A_Y^{\min} \end{cases} \quad \text{danc en ferraille avec } A_{\min}$$

Donc on choisit $A_t = 5HA8 = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ **L'espacement**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25\text{ cm}) \\ 100/5 = 20\text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

▪ **Calcul du ferrailage en appuis : $c=3\text{cm}$**

Sence X-X

$$\mu_{bu} = \frac{0,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,006 ; z = 0,09\text{ m} \quad A_t = \frac{0,59 \times 10^{-3}}{0,09 \times 348} = 0,19\text{cm}^2/\text{ml}$$

Sence Y-Y

$$\mu_{bu} = \frac{0,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 14,2} = 0,003 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,004 ; z = 0,09\text{ m} \quad A_t = \frac{0,33 \times 10^{-3}}{0,09 \times 348} = 0,11\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A_t = 5HA8 = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ **L'espacement**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25\text{ cm}) \\ 100/5 = 20\text{ cm} \end{cases} \quad \text{Soit } S_t = 20\text{cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

Sens X-X

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{6,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)} \quad ; \quad \tau_u = 0,067 \text{ MPa} \leq 1,17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Sens Y-Y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{2,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)} \quad ; \quad \tau_u = 0,033 \text{ MPa} \leq 1,17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50y^2 + 37,65y - 338,85 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad Y = 2,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 33 \times 2,25^3 + 15 \times 2,51(9 - 2,25)^2 = 2095,12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma^x = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{0,986 \times 10^{-3}}{2095,12 \times 10^{-8}} \times 2,25 \times 10^{-2} \leq 0,6 \times 25$$

$$1,06 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\sigma^y = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{0,672 \times 10^{-3}}{2095,12 \times 10^{-8}} \times 2,25 \times 10^{-2} \leq 0,6 \times 25$$

$$0,72 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Donc pas risque de fissuration du béton.

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

$$15 \times \frac{0,986 \times 10^{-3}}{2095,12 \times 10^{-8}} (0,09 - 0,0225) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 47,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] \times l_x \quad A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

Sens X-X

$$e = 0,12 \text{ m} \geq 0,064 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = 0,12 \text{ m} \geq 0,062 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau II.28.Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
Balcons	D1	1,37	0,77	-0,64	6,61	3,25	1,08	0,74	-0,51
	D2	1,38	0,92	-0,65	6,62	4,11	1,11	0,84	-0,52
	D3	1,38	0,92	-0,65	6,62	4,11	1,11	0,84	-0,52
	D4	1,30	0,34	-0,61	6,64	1,24	0,97	0,42	-0,39
Terrasse Inaccessible	D5	1,56	0,52	0,73	7,19	1,85	1,12	0,57	0,53

Tableau II.29.Vérification de l'effort tranchant.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	6,61	0,055 < 1,17	Vérifiée	3,25	0,027 < 1,17	Vérifiée
D2	6,62	0,055 < 1,17	Vérifiée	4,11	0,034 < 1,17	Vérifiée
D3	6,62	0,055 < 1,17	Vérifiée	4,11	0,034 < 1,17	Vérifiée
D4	6,64	0,055 < 1,17	Vérifiée	1,24	0,010 < 1,17	Vérifiée
D5	7,19	0,06 < 1,17	Vérifiée	1,85	0,02 < 1,17	Vérifiée

Tableau II.30.Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	1,37	0,007	0,09	7,7	0,51	1,33	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,77	0,004	0,005	11,9	0,18	1,20	5HA8 = 2,51
	Appui	0,64	0,003	0,004	11,9	0,15	1,20	5HA8 = 2,51
D2	X-X	1,38	0,006	0,007	12	0,33	1,30	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,92	0,004	0,005	12	0,22	1,20	5HA8 = 2,51
D3	appui	0,65	0,003	0,004	11,9	0,16	1,21	5HA8 = 2,51
D4	X-X	1,3	0,006	0,007	12	0,31	1,58	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,34	0,006	0,002	12	0,08	1,20	5HA8 = 2,51
	appui	0,61	0,003	0,004	11,9	0,15	1,20	5HA8 = 2,51
D5	X-X	1,13	0,008	0,010	12	0,37	1,42	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,57	0,003	0,003	12	0,12	1,20	5HA8 = 2,51
	Appui	0,73	0,004	0,005	12	0,17	1,20	5HA8 = 2,51

Tableau II.31. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
D1	x-x	1,08	2,65	972,35	2,94 < 15	Vérifiée	155,6 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,74	2,65	972,35	2,01 < 15	Vérifiée	106,5 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,51	2,65	972,35	1,39 < 15	Vérifiée	73,56 < 201,63	Vérifiée
D2	x-x	1,11	2,65	972,35	2,94 < 15	Vérifiée	159,4 < 201,63	Vérifiée
D3	y-y	0,84	2,65	972,35	2,01 < 15	Vérifiée	121,2 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,52	2,65	972,35	1,42 < 15	Vérifiée	75 < 201,63	Vérifiée
D4	x-x	0,97	2,65	972,35	2,63 < 15	Vérifiée	139,3 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,42	2,65	972,35	1,15 < 15	Vérifiée	60,89 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,39	2,65	972,35	1,06 < 15	Vérifiée	56,25 < 201,63	Vérifiée
D5	x-x	1,13	2,65	972,35	3,08 < 15	Vérifiée	162,9 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,57	2,65	972,35	1,55 < 15	Vérifiée	82,22 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,53	2,65	972,35	1,44 < 15	Vérifiée	76,45 < 201,63	Vérifiée

❖ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Type	e (cm)	$\max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x$ (cm)	Obs	A_t (cm ²)	$\frac{2bd_x}{f_e}$ (cm ²)	Obs
D1	12	6,4	Vérifiée	2,51	4,5	Vérifiée
D2 et D3	12	6,8	Vérifiée	2,51	4,5	Vérifiée
D4	12	5,09	Vérifiée	2,51	4,5	Vérifiée
D5	12	5,94	Vérifiée	2,51	4,5	Vérifiée

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \begin{cases} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec, $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s \text{ si barres HA} \\ 0,6 l_s \text{ si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40∅ (acier HA)

Donc, $L_1 = 1\text{m}$ pour les travées de rives et $L_1 = 0,70\text{ m}$ pour les travées intermédiaires

❖ Schémas de ferrailages

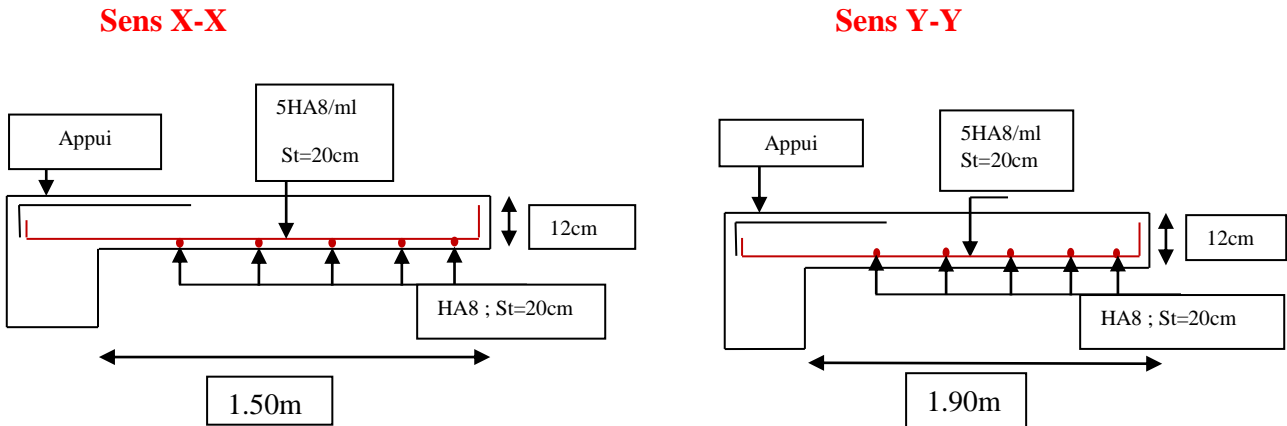


Figure. II.15. Schéma de ferrailage de la dalle D1

9. Etude des dalles de l'ascenseur

9.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

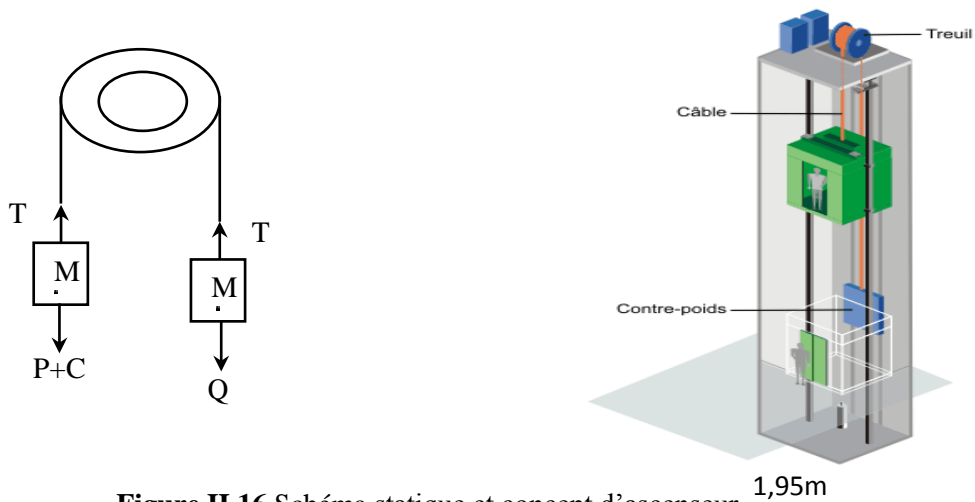


Figure II.16. Schéma statique et concept d'ascenseur

9.2. Les caractéristiques

- V= 0,63 m/s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 50 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- B_s× T_s = (2,10 ×2,20) m² dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

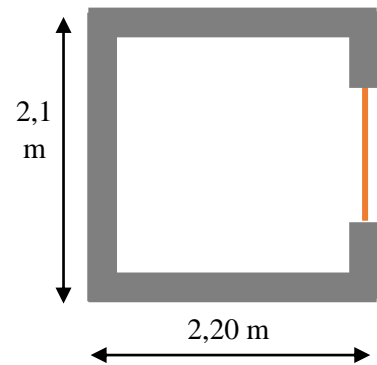


Figure II.17.Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + P_{cm} = 15 + 18,15 + 43 = 76,15 \text{ KN}$$

9.3. Dalle de salle machine (local).

- h₀: épaisseur de la dalle
- h: épaisseur de revêtement
- a₀ et U sont || à l_x
- b₀ et V sont || à l_y

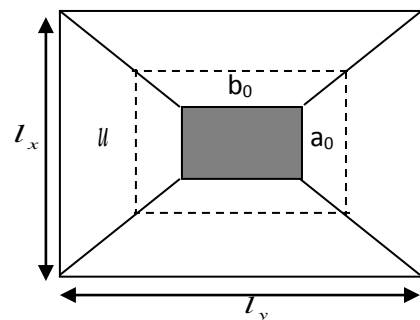
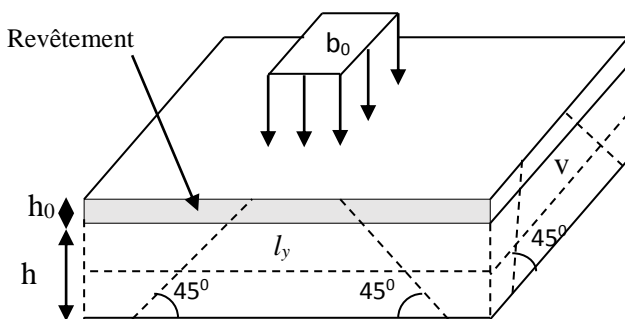


Figure II.18. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖ **M_1^x et M_1^y Du système de levage :**

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + v * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 ; U/l_x = 105/210 = 0,5 ; V/l_y = 105/220 = 0,47$$

$$\text{Soit } M_1 = M_2 = 0,09$$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1,35 P + 1,5q = 1,35 \times 76,15 + 1,5 \times 6,3 = 112,25 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,09 \times 112,25 = 10,10 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,09 \times 112,25 = 10,10 \text{ KN.m}$$

❖ **M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x/l_y = 0,95 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,041 \quad \mu_y = 0,8875$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,041 \times 7,91 \times 2,1^2 = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,8875 \times 1,43 = 1,27 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 10,10 + 1,43 = 11,53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 10,10 + 1,27 = 11,37 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 9,8 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 9,66 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0,4 M_x = -4,61 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,4 M_y = -4,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.32.Ferraillage de la dalle D'ascenseur

Position	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	X-X	9,8	0,048	0,062	0,117	2,41	1,23	4HA10 = 3,14
	Y-Y	9,66	0,047	0,06	0,117	2,37	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	X-X	-4,61	0,023	0,029	0,12	1,10	1,2	3HA10 = 2,36
	Y-Y	-4,55	0,022	0,003	0,12	1,09	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$112,25 \leq \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$112,25 \leq 472,5$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{112,25}{3 \times 1,05} = 35,63 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{35,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 82,45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,09 + 0,2 \times 0,09) \times 82,45 \times 1,05 \times 1,05 \\ M_1^y = (0,09 + 0,2 \times 0,09) \times 82,45 \times 1,05 \times 1,05 \end{cases}$$

$$M_1^x = 8,9 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 8,9 \text{ KN.m}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0483 \times 5,75 \times 2,1^2 = 1,22 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,9236 \times 1,22 = 1,13 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 8,9 + 1,22 = 10,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 8,9 + 1,13 = 10,03 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = -0,4 M_x = -4,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = -0,4 M_y = -4,01 \text{ KN.m}$$

Tableau II.33. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée	8,6	3,14	3,02	6354,24	5,18 < 15	179,87 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 4,05	2,36	2,72	5018,68	2,44 < 15	108,63 < 201,63	Vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage**

3HA10/ml ; $S_t=33 \text{ cm}$

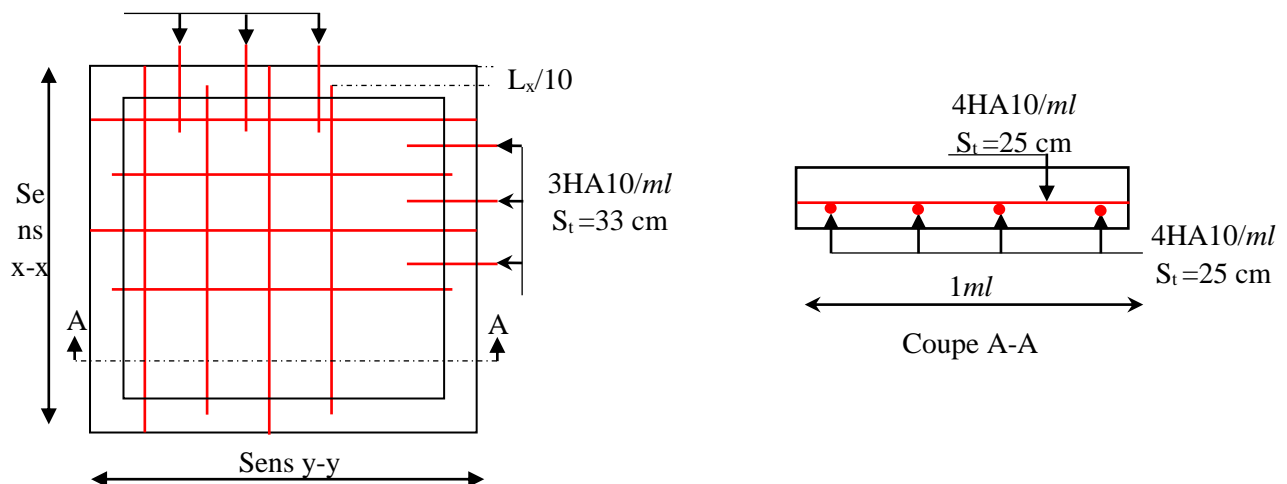


Figure II.19. Schéma de ferrailage du local machine

9.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (210×220 et h=15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{2,1 \times 2,2} = 15,43 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 15,57 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 21,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0410 ; \mu_y = 0,8875$$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$$\begin{cases} M_x = 0,041 \times 21,02 \times 2,1^2 = 3,08 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,8875 \times 3,08 = 3,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 3,23 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 2,86 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ax} = -0,4 M_x = -1,52 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,4 M_y = -1,35 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.34. Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	3,23	0,016	0,016	0,119	0,77	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,52	0,007	0,008	0,120	0,36	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Calcul à l'ELS**

$$P_s = 15,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0483 \times 15,57 \times 2,1^2 = 3,32 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,9236 \times 3,32 = 3,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 2,82 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 2,61 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ax} = -0,4 M_x = -1,33 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,4 M_y = -1,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.35. Vérification des contraintes

Position	M_x (KN.m)	A_s cm ²	y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2,82	2,36	2,12	2528,57	2,36 < 15	165,28 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 1,33	2,36	2,12	2528,57	1,12 < 15	77,95 < 201,63	Vérifiée

➤ **La flèche**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 8,9 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

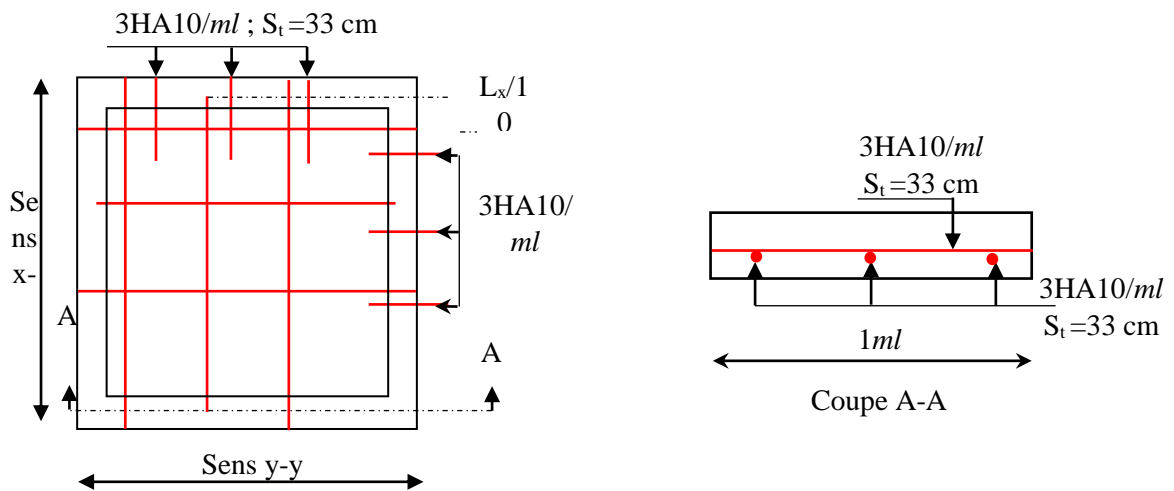


Figure II.20. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

10. Etude de la poutre de chaînage

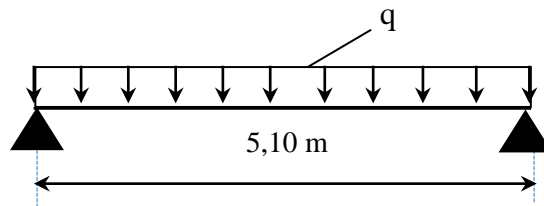


Figure II.21. Schéma statique de la poutre de chaînage

10.1. 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

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ **Poids propre** : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,63 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids du plancher à corps creux** : $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec : $l_g = 0$; $l_d = 2,20 \text{ m}$; $G = 7,43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre** : $Q_0 = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 13,58 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 10,06 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques $\begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 44,15 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 32,71 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée $\begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 37,53 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 27,80 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui : $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} ELU: M_{au} = -17,66 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -13,08 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau II.36. Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	37,53	A	0,081	0,010	0,33	3,23	1,2	3HA14 = 4,62
Appui	- 17,66		0,038	0,005	0,33	1,54	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 34,63 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,35 \text{ MPa}$$

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 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) $A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$

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 :

Tableau II.37. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	27,80	10,25	46635,99	$6,11 \leq 15$
En appui	13,08	8,02	23476,72	$4,15 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} < 59 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

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) $L = 5,10 \text{ m} < 8 \text{ m}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau II.38. Vérification de la flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
2,42	1,3	1,3	1,3	1,12	10,1	<i>vérifiée</i>

➤ **Schémas de ferrailage**

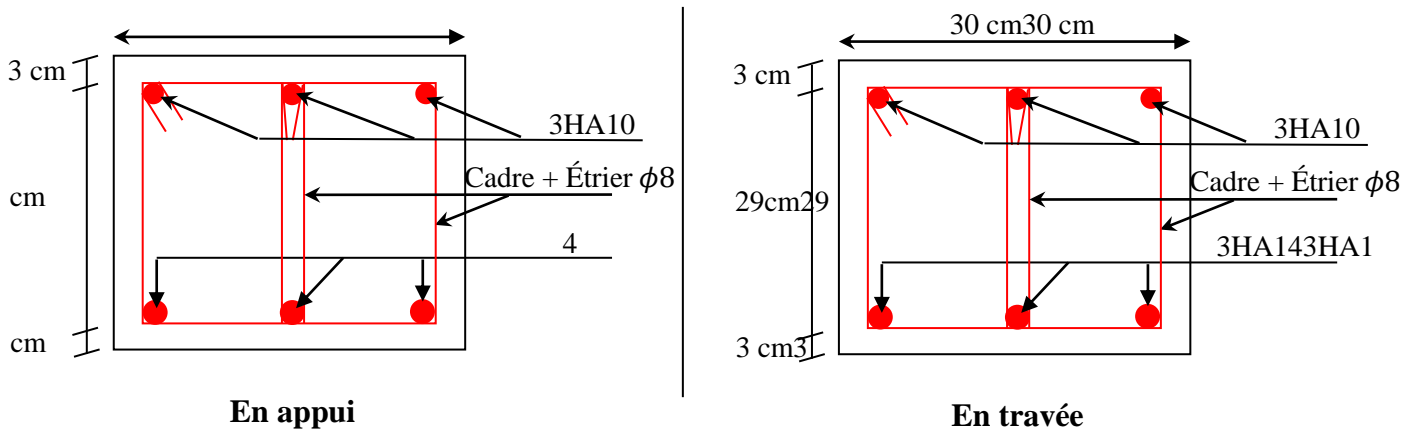


Figure II.22. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

11. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (II.24).

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 1,20 m, pour les autres on adoptera le même ferrailage.

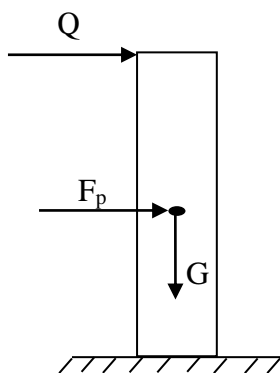


Figure II.23.Modèle de calcul de l'acrotère

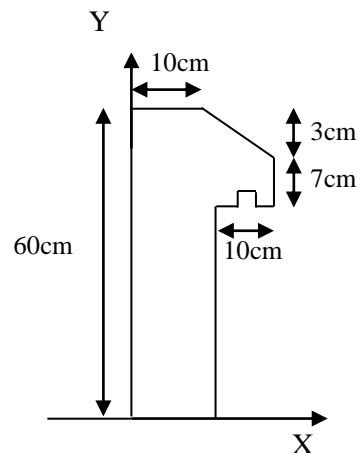


Figure II.24.Coupe transversale de l'acrotère.

11.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

11.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2,25 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation**

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

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,25 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 1,08 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,2 \text{ cm} \\ Y_G = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,25 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,36 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau II.39. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,25	3,04	2,25
M (KN.m)	0,96	1,35	0,6
V (KN)	2,08	1,5	/

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{0,96}{3,04} \times 10^2 = 31,58 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm ; } h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^3 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,00864 \text{ m}$$

D'où : $e = 31,58 + 2 + 8,64 = 42,22 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3,04 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 3,04 \times 0,42 = 1,28 \text{ KN.m}$

11.3. Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

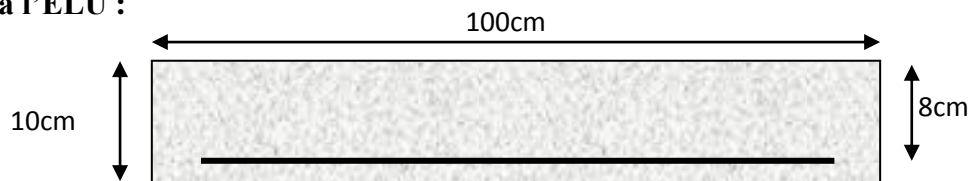


Figure II.25. Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

($h/6 < e_0$) \Rightarrow La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,44 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,001 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,001 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,08 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,52 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0,86 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,77 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2,01 cm^2/ml
 Sens secondaire : $A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1,13 cm^2/ml

❖ **Calcul des espacements**

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$
 Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 < A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,08 = 2,08 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,026 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,27 - 0,05 = 0,22 \text{ m} \text{ (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,180 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = 0,021 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,4 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \quad \Leftrightarrow \quad 0,22 \leq y_c \leq 0,37$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,3146 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,5374 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,2228 \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,54 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 163,09^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,4346 \Rightarrow y = 0,0429 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 2,83 \times 10^{-5}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{2,83 \times 10^{-5}} \times 0,024 = 1,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ Schémas de ferrailage

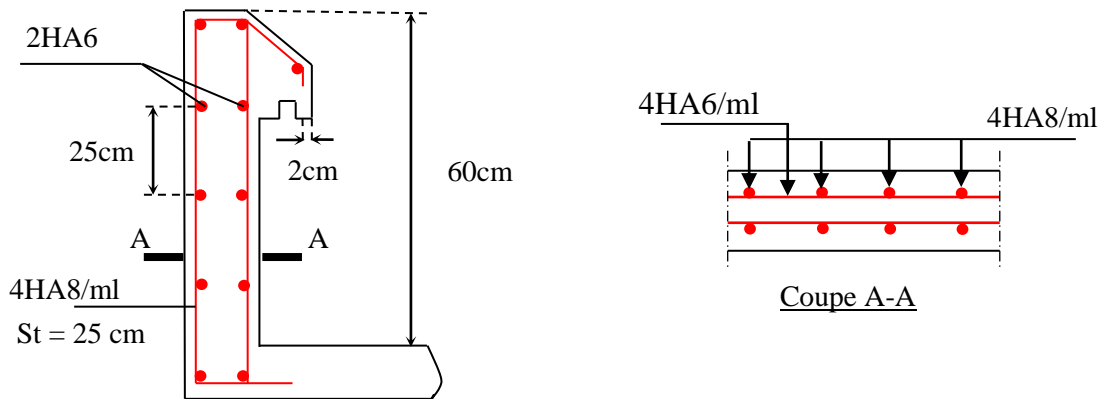


Figure II.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère

12. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

12.1. Etude de la partie (AB)

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

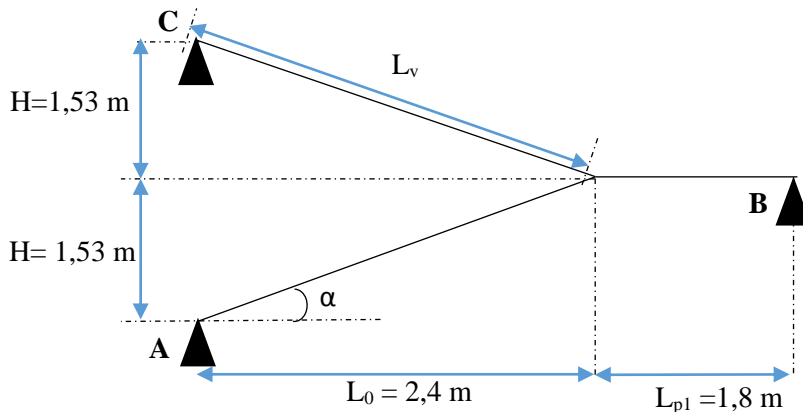


Figure II.27. Coupe en élévation de l'escalier

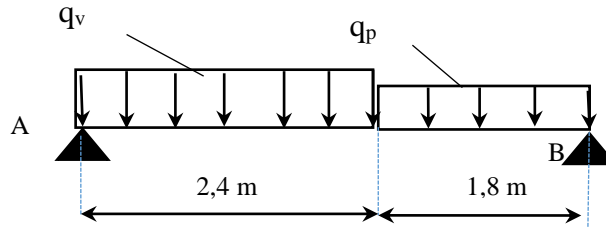


Figure II.28. Schéma statique de l'escalier (partie AB)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,79 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,23 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,74 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,00 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,4 + q_p \cdot 1,8$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 25,63 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 18,44 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 30,25 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 21,82 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau II.40. Sollicitations dans l'escalier.

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M ₀ max	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	30,25	21,82	30,25	0	0	30,25	30,58	22,04
B	25,63	18,4	25,63	0	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85M_{0u} = 25,99 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -11,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

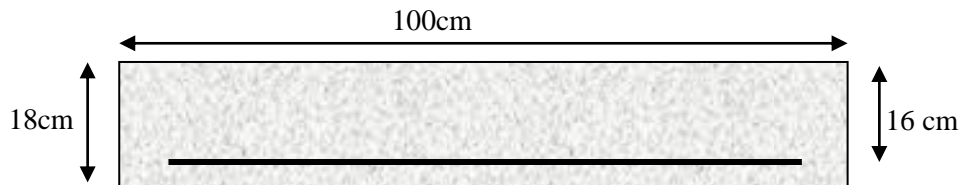


Figure II.29. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.41. Ferrailage de l'escalier.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	25,99	0,071	0,092	0,15	4,98	1,93	5HA12 = 5,65	20
appui	-15,29	0,042	0,054	0,16	2,75	1,93	4HA10 = 3,14	25

➤ Armature de répartition

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V^{max} = 30,25 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'aurons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ Calcul à l'ELS

➤ vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 22,04 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 18,73 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -11,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.42. Vérification des contraintes à l'ELS

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	18,73	4,43	14242,99	12,6	15	Vérifiée
En appui	-11,02	3,44	8787,11	4,31	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad e=18 \text{ cm} < 26,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad 5,65 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $L = 4,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = l/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous **g** : $\begin{cases} q_v^g = 8,79 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,93 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 17,51 = 14,88 \text{ KN.m}$

Sous **j** : $\begin{cases} q_v^j = 7,21 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 4,5 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 14,21 = 12,09 \text{ KN.m}$

Sous **p** : $\begin{cases} q_v^p = 11,29 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,73 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 22,55 = 19,17 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,35\%$; $\begin{cases} \lambda_i = 6 \\ \lambda_v = 2,4 \end{cases}$; $I_0 = 44979,90 \text{ cm}^4$; $\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$\sigma_{st}^g = 111,51 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^j = 150,13 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^p = 195,64 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des μ**

$\mu_g = 0,21$; $\mu_j = 0,12$; $\mu_p = 0,32$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = 21892,87 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 28766,22 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 16944,48 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 23897,53 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 7,37 \text{ mm} \\ f_{ji} = 2,28 \text{ mm} \\ f_{pi} = 6,15 \text{ mm} \\ f_{gi} = 3,69 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6,95 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{4,2}{500} = 8,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage

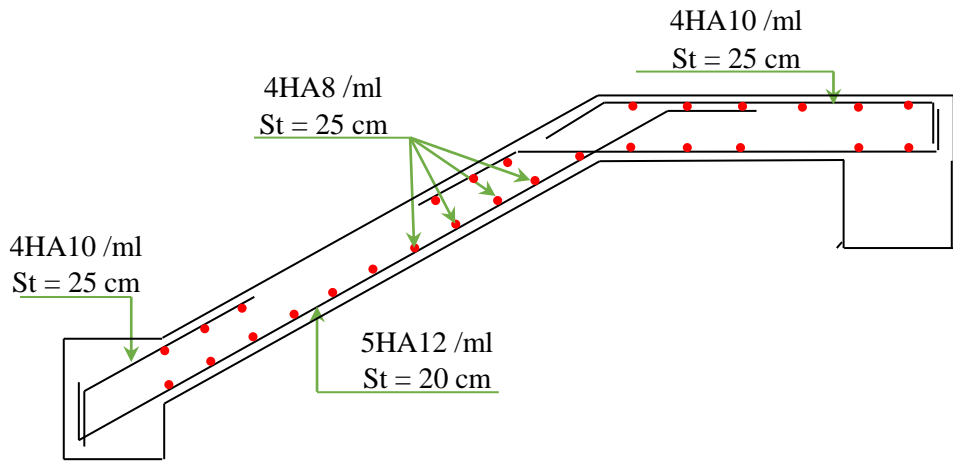
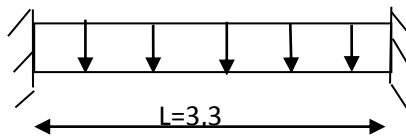


Figure II.30. Schéma de ferrailage de l'escalier

12.2. Etude de la poutre palière



FigureII. 31. Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

➤ Exigences du **RPA99/2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 25,63 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 18,40 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **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**

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 28,67 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 20,65 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 31,01 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments : } M_{au} = -\frac{q_u l^2}{12} = -26,02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 47,31 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.43. Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

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	13,01	A	0,039	0,005	0,28	1,34	1,01	Vérifiée
Appui	- 26,02		0,078	0,010	0,28	2,68	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{47,31 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,5632 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0035 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0035 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -15,29 \times \frac{3,3}{2} = -25,23 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier.

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**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{25,23 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 6,96 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,87 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{15,29 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,44 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,5632^2 + 2,44^2} = 2,51 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferrailage globale**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,34 + \frac{6,96}{2} = 4,82 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,68 + \frac{6,96}{2} = 6,16 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature transversales : } A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,78 = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 20,65 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments : } M_{ts} = \frac{q_s l^2}{24} = 9,37 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = \frac{q_s l^2}{12} = 18,74 \text{ KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.44. Vérification des contraintes à l'ELS

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	9,37	10,14	37937,9	2,5	15	Vérifiée
En appui	18,74	10,86	43126,3	4,72	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 20,63 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

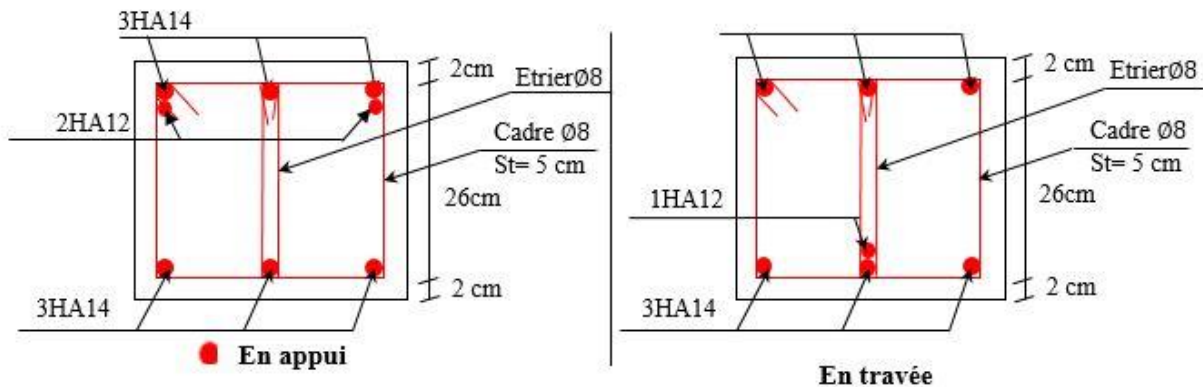


Figure.II.32. Schéma de ferrailage de la poutre

Chapitre III

Etude sismique de l'ouvrage

Chapitre III : Etude dynamique

1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel de calcul utilisé est le **SAP2000.V.14**.

2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

2.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

2.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

2.2.1. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant sont les même pour les deux sens :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités dans le sens (X-X) et le sens (Y-Y).

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non Vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Remarque :

Les pénalités sont les mêmes dans les sens (x-x) et (y-y).

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 48194,084 \text{ KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où, $\eta = 0,816$

$$\checkmark \text{ On a un site rocheux S1} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,30 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 31,62 \text{ m}$: Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 29,70 \text{ m} \\ L_y = 20,60 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,52 \text{ s}, 0,67 \text{ s}) = 0,52 \text{ s} \\ T_y = \min(0,62 \text{ s}, 0,67 \text{ s}) = 0,62 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,41 \\ D_y = 1,26 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 2446,33 \text{ KN} \\ V_{yst} = 2186,08 \text{ KN} \end{cases}$$

2.2.2. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

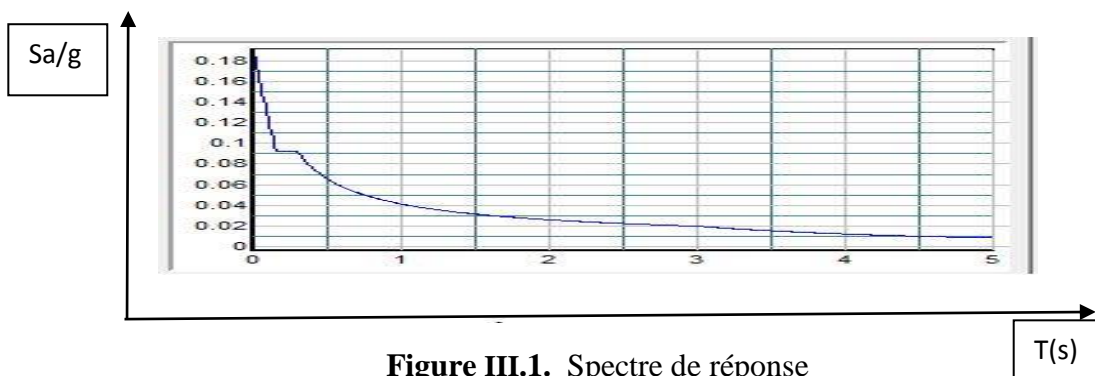


Figure III.1. Spectre de réponse

2.2.3. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenu les résultats suivants :

3. Disposition des voiles de contreventement :

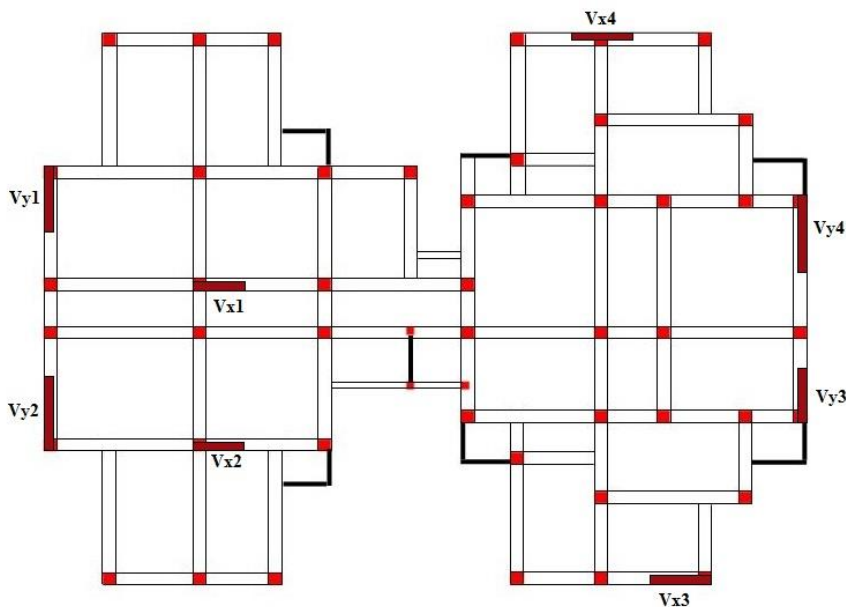


Figure III.2. Disposition des voiles de contreventement

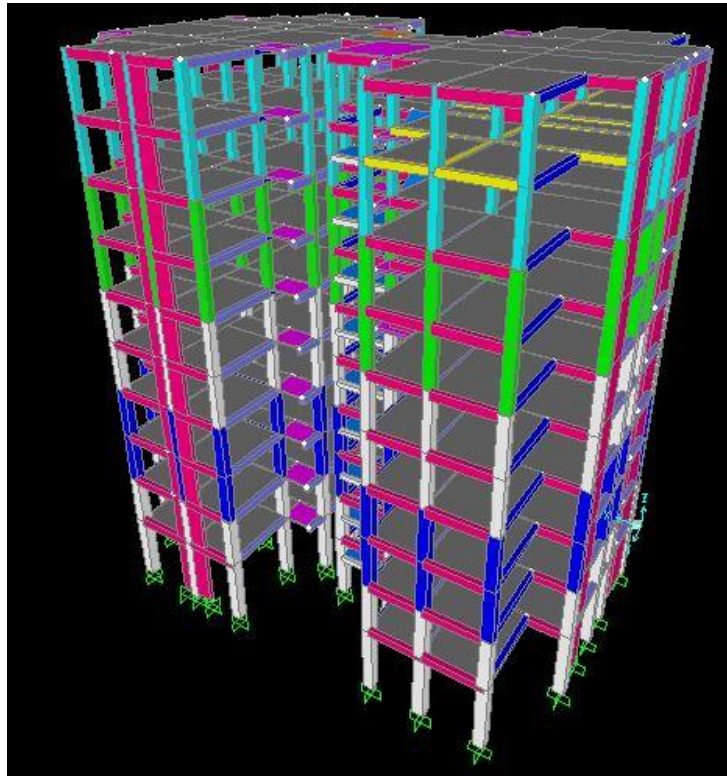


Figure III.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14

3.1. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspondant au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

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

Tableau III.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	La Masse modale		Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,883924	0.00299	0.74796	0.00299	0.74796
2	0,844789	0.75994	0.003	0.76292	0.75096
3	0.704998	0.00033	0.00277	0.76325	0.75374
4	0.282354	0.00117	0.13123	0.76442	0.88497
5	0.279562	0.12451	0.00137	0.88893	0.88634
6	0.219791	4.225E-07	0.00005898	0.88893	0.8864
7	0.150011	0.04854	0.00006135	0.93748	0.88646
8	0.14245	0.00005923	0.05303	0.93753	0.93949

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

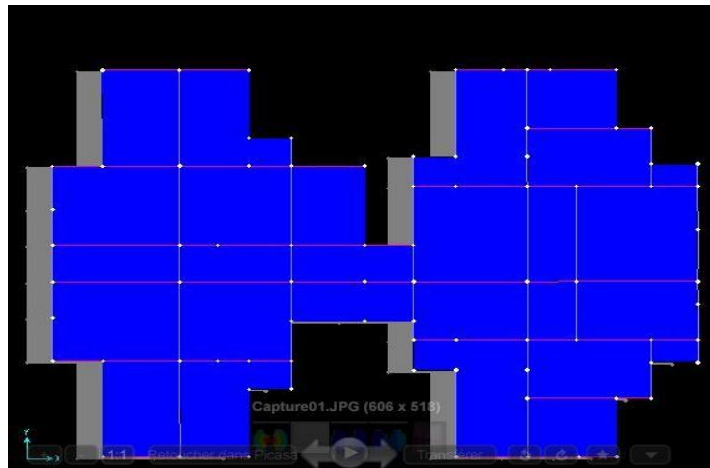


Figure III.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

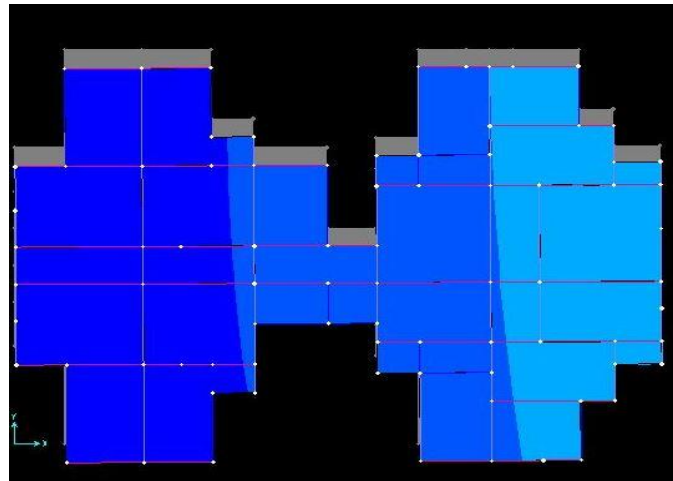


Figure III.5. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

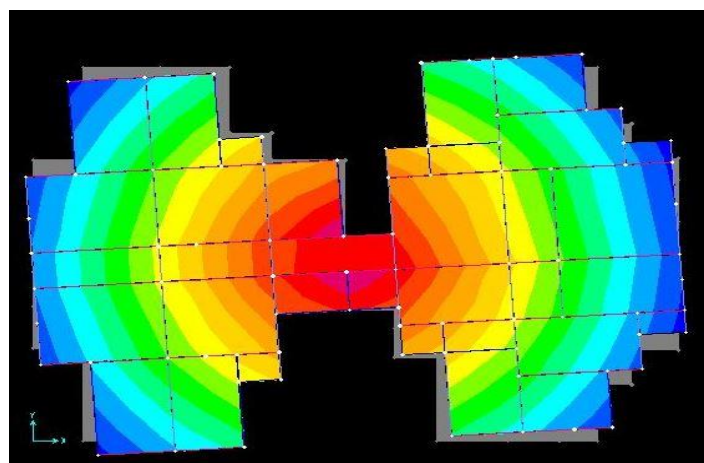


Figure III.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

3.2. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

3.2.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E. Sol	44098,7	6594,75	86,991	13,009
RDC	38830,4	6145,19	86,337	13,663
1	33779,9	5818,91	85,305	14,695
2	29065,07	5156,91	84,931	15,069
3	24429,13	4713,64	83,826	16,174
4	19903,78	3916,56	83,558	16,442
5	15569,21	3344,04	82,319	17,681
6	11332,7	2437,879	82,296	17,704
7	7335,5	1665,688	81,495	18,505
8	3397,4	768,5985	81,551	18,449

Tableau III.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E. Sol	764,6781	992,6091	43,515	56,485	754,3424	979,3224	43,511	56,489
RDC	1202,6375	489,9797	71,052	28,948	977,551	691,1068	50,424	49,576
1	1056,4593	538,0711	66,255	33,745	851,4216	715,5924	54,334	45,666
2	1099,8762	378,5121	74,397	25,603	905,1977	548,1747	62,283	37,717
3	861,9613	479,1445	64,272	35,728	804,5806	515,9413	60,929	39,071
4	849,7911	353,7779	70,606	29,394	820,6018	364,663	69,234	30,766
5	679,8765	368,4529	64,853	35,147	558,4638	481,2827	53,712	46,288
6	645,499	226,3903	74,035	25,965	549,4058	320,8337	63,133	36,867
7	362,6321	283,6479	56,111	43,889	393,4731	270,9676	59,219	40,781
8	351,2597	86,3135	74,275	25,725	392,9139	121,1965	64,426	35,574

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

3.2.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	Observation
Suivant X-X	1969.218	1957,064	Vérifiée
Suivant Y-Y	1754,107	1748,864	Vérifiée

Remarque :

L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié dans le sens(X-X), donc on a majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

3.2.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

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

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
E. Sol	4,08	0,001	0,005	0	0,005	0,0012	0,0008	0,004	0	0,004	0,0009
RDC	3,06	0,0023	0,0115	0,005	0,0065	0,0021	0,002	0,01	0,004	0,006	0,0019
01	3,06	0,0038	0,019	0,0115	0,0075	0,0024	0,003	0,015	0,01	0,005	0,0016
02	3,06	0,0054	0,027	0,019	0,008	0,0026	0,0048	0,024	0,015	0,009	0,0029
03	3,06	0,0069	0,0345	0,027	0,0075	0,0024	0,0062	0,031	0,024	0,007	0,0022
04	3,06	0,0082	0,041	0,0345	0,0065	0,0021	0,0075	0,0375	0,031	0,0065	0,0021
05	3,06	0,0095	0,0475	0,041	0,0065	0,0021	0,0087	0,0435	0,0375	0,006	0,0019
06	3,06	0,0106	0,053	0,0475	0,0055	0,0017	0,0098	0,049	0,0435	0,0055	0,0017
07	3,06	0,0116	0,058	0,053	0,005	0,0016	0,0107	0,0535	0,049	0,0045	0,0014
08	3,06	0,0125	0,0625	0,058	0,0045	0,0014	0,0114	0,057	0,0535	0,0035	0,0011

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

3.2.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_K	Δ_k	V_k (KN)	θ_K
E. Sol	4,08	50606	0,005	1932,67	0,032088	0,004	1733,01	0,02862
RDC	3,06	45105,6	0,0065	1858,63	0,051549	0,006	1666,36	0,05307
01	3,06	39598,8	0,0075	1754,77	0,055309	0,005	1564,35	0,04136
02	3,06	34222	0,008	1625,72	0,055033	0,009	1451,88	0,06932
03	3,06	29141,77	0,0075	1473,63	0,048469	0,007	1317,11	0,05061
04	3,06	23820,33	0,0065	1320,53	0,038316	0,0065	1178,85	0,04292
05	3,06	18795,46	0,0065	1146,14	0,034834	0,006	1034,11	0,03563
06	3,06	13770,58	0,0055	947,11	0,026133	0,0055	858,39	0,02883
07	3,06	8886,46	0,005	706,53	0,020551	0,0045	648,796	0,02014
08	3,06	4166	0,0045	418,06	0,014654	0,0035	387,12	0,01231

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

3.2.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau III.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	b(cm)	h(cm)	B (cm ²)	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
E.S et RDC	60	60	3600	1946,576	G+Q+ Ex	0,216	Vérifiée
Etages 1 et 2	60	50	3000	1504,847	G+Q+ Ey	0,201	Vérifiée
Etages 3 et 4	50	50	2500	1103,682	G+Q+ Ey	0,177	Vérifiée
Etages 5 et 6	50	40	2000	728,644	G+Q+ Ey	0,146	Vérifiée
Etages 7 et 8	40	40	1600	376,397	G+Q+ Ey	0,094	Vérifiée

4. 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 :

Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	E. S	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
Poteaux (cm ²)	60*60		60*50		50*50		50*40		40*40	
Voiles (cm)	20		15							
P.P (cm ²)									30*45	
P.S (cm ²)									30*40	

Chapitre IV

Etude des éléments structureaux

Chapitre IV : Etude Des Eléments Structuraux

1. Introduction

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.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 et le CBA comme suit :

$$1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \quad ; G + Q \dots \dots \dots ELS$$

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8G \pm E \quad \dots \dots \dots Accidentelles$$

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

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} & \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} & \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} & \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

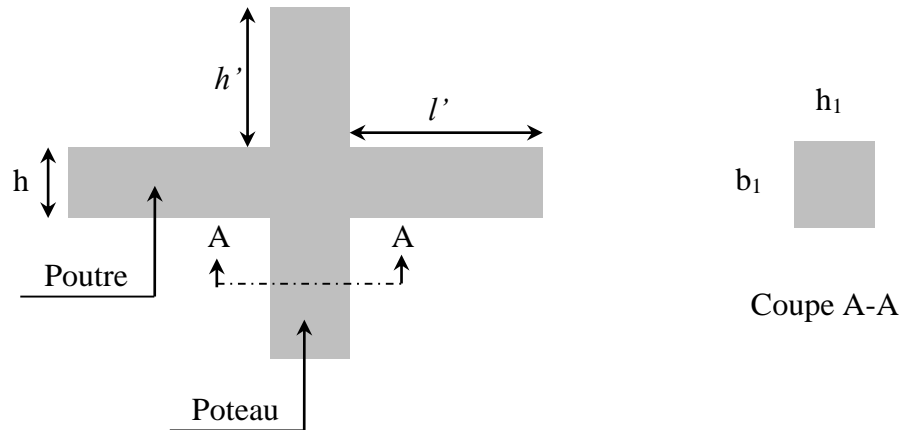


Figure IV.1. Zone nodale

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

Tableau IV.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E. Sol et RDC	60×60	28,8	144	216
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×50	24	120	180
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×40	16	80	120
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40×40	12,8	64	96

➤ Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$ zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_t^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

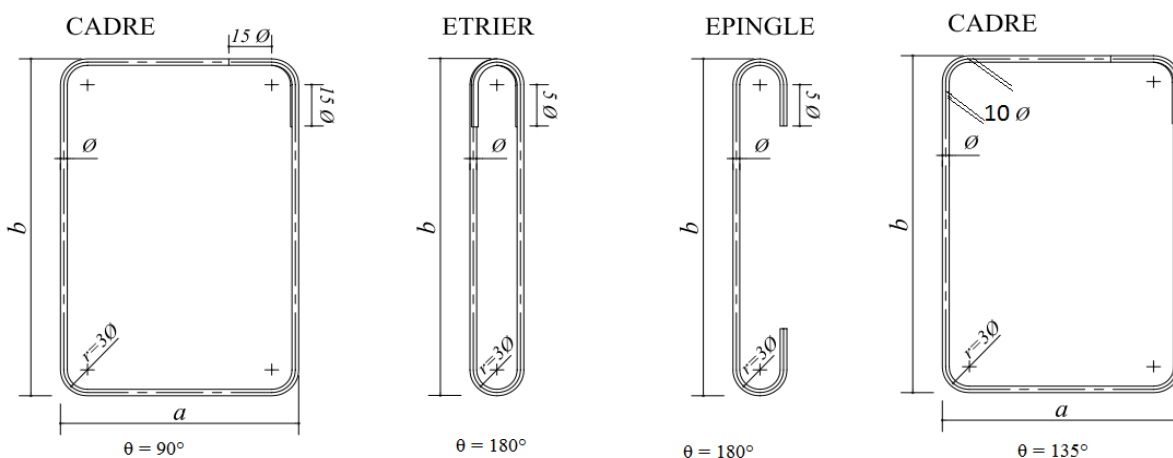


Figure IV.2. Ancrage des armatures transversales

2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	ELU		0,8G+Ey		G+Q+Ey		
RDC E. Sol	-2597,075	17,9206	359,915	21,8395	102,5083	611,432	84,28
Etages 1 et 2	-2004,997	-4,75	10,305	42,3245	107,1944	-928,52	86,202
Etages 3 et 4	-1471,269	-7,9932	-32,273	16,6268	87,8833	-636,457	72,054
Etages 5 et 6	-974,488	-11,7906	12,968	25,4715	-78,2428	-370,349	62,981
Etages 7 et 8	-507,45	-8,5452	37,485	3,2504	57,4853	-40,29	38,906

2.3. Calcul du ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ **Exemple de calcul**

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

Données :

Soit : $N_{min} = -359,915 \text{ KN}$; $M_{corrs} = 21,8395 \text{ KN.m}$ (0,8G + Ey)

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$,

$e_G = \frac{M}{N} = 60,67 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est en dehors de la section

N est un effort de traction et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 119,02 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{119,02 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,6 \times 0,57^2} = 0,033$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A ; $A = 0$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$

$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,042 \\ z &= d(1 - 0,4\alpha) = 0,56 \text{ m} \end{aligned} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 5,31 \text{ cm}^2$

On revient à la flexion composée :

$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

Tableau IV.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC E. Sol	60×60	S.P.C	5,31	28,8	30,29	12HA16+4HA14
Etages 1 et 2	60×50	S.P.C	2,01	24	30,29	12HA16+4HA14
Etages 3 et 4	50×50	S.P.C	1,92	20	26,52	12HA14+4HA16
Etages 5 et 6	50×40	S.P.C	1,54	16	19,72	12HA12+4HA14
Etages 7 et 8	40×40	S.P.C	0,67	12,8	19,72	12HA12+4HA14

Tableaux IV.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	E. Sol	RDC	Etages 1et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	60×60	60×60	60×50	50×50	50×40	40×40
ϕ_l^{min} (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2
l_f (cm)	254,1	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2 \qquad V = V' = \frac{h}{2}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	E. Sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	60×60	60×50	50×50	50×40	40×40
d (cm)	57	57	47	47	37
A (cm ²)	30,29	30,29	26,52	19,72	19,72
V (cm)	30	30	25	25	20
V' (cm)	30	30	25	25	20
I _{yy} (m ⁴)	0,0141	0,0123	0,0071	0,0055	0,0029
N _{ser} (KN)	1892,38	1460,911	1072,215	710,541	370,666
M _{ser} (KN.m)	39,19	40,92	38,67	44,65	48,55
σ _{bc1} (MPa)	5,50	5,23	5,06	5,21	5,30
σ _{bc2} (MPa)	3,83	3,25	2,34	1,07	1,39
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D’après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
E. Sol	60×60	254,1	4,235	0,04	57	84,28	0,25	1,00	Vérifiée
RDC	60×60	182,7	3,045	0,04	57	84,28	0,25	1,00	Vérifiée
Etages 1 et 2	60×50	182,7	3,045	0,04	57	86,20	0,30	1,00	Vérifiée
Etages 3 et 4	50×50	182,7	3,654	0,04	47	72,05	0,31	1,00	Vérifiée
Etages 5 et 6	50×40	182,7	3,654	0,04	47	62,98	0,34	1,00	Vérifiée
Etages 7 et 8	40×40	182,7	3,218	0,04	37	38,91	0,26	1,00	Vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau IV.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	E. Sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	60×60	60×60	60×50	50×50	50×40	40×40
$L'(cm)$	P.P	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80
$h'(cm)$	60,5	60	60	60	60	60

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12cm$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65cm$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60cm$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50cm$.

3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \quad G + Q \dots \dots \dots ELS$$

$$G + Q \pm E \quad 0,8G \pm E \quad \dots \dots \dots Accidentelles$$

3.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Tableau IV.9. Ferrailage des poutres principales (30×45) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
E. Sol	Travée	86,90	5,42	5,75	6,75	3HA14+1HA12
	Appui	104,15	6,57	7,57	6,75	3HA16+1HA14
RDC	Travée	99,72	6,27	7,57	6,75	3HA16+1HA14
	Appui	122,34	7,81	8,01	6,75	3HA14+3HA12
Etages 1	Travée	100,52	6,32	7,57	6,75	3HA16+1HA12
	Appui	123,52	7,88	8,01	6,75	3HA14+3HA12
Etages 2	Travée	98,26	6,18	7,57	6,75	3HA16+1HA12
	Appui	119,12	7,58	8,01	6,75	3HA14+3HA12
Etages 3	Travée	92,23	5,78	6,79	6,75	6HA12
	Appui	109,94	6,88	7,57	6,75	3HA16+1HA14
Etages 4	Travée	87,78	5,50	5,75	6,75	3HA14+1HA12
	Appui	102,14	6,40	6,79	6,75	6HA12
Etages 5	Travée	85,90	5,38	5,75	6,75	3HA14+1HA12
	Appui	98,15	6,15	6,79	6,75	6HA12
Etages 6	Travée	97,43	6,10	6,79	6,75	6HA12
	Appui	92,94	5,82	6,79	6,75	6HA12
Etages 7	Travée	46,72	2,93	3,39	6,75	3HA12
	Appui	70,13	4,39	5,75	6,75	3HA14+1HA12
Niveau 8	Travée	61,07	3,82	4,62	6,75	3HA14
	Appui	75,02	4,70	5,75	6,75	3HA14+1HA12

Tableau IV.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
E. Sol	Travée	80,16	5,74	6,03	6	3HA16
	appui	97,37	6,97	8,01	6	3HA14+3HA12
RDC	Travée	110,58	7,92	8,01	6	3HA14+3HA12
	appui	115,94	8,50	9,24	6	6HA14
Etages 1	Travée	102,38	7,46	8,01	6	3HA14+3HA12
	appui	108,40	7,94	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 2	Travée	99,83	7,26	8,01	6	3HA14+3HA12
	appui	103,87	7,58	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 3	Travée	88,80	6,40	6,88	6	3HA14+2HA12
	appui	102,66	7,48	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 4	Travée	79,14	5,66	6,79	6	6HA12
	appui	104,96	7,66	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 5	Travée	64,95	4,59	5,75	6	3HA14+1HA12
	appui	108,42	7,94	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 6	Travée	52,82	3,70	4,52	6	4HA12
	appui	111,99	8,23	9,24	6	3HA14+1HA12
Etages 7	Travée	48,72	3,40	4,52	6	4HA12
	appui	104,74	7,65	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 8	Travée	54,33	3,81	4,52	6	4HA12
	appui	120,07	8,88	9,24	6	3HA14+1HA12

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 12,86 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,42 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,52 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	335,44	2,66	3,33	Vérifiée
Secondaires	142,28	1,28	3,33	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau IV.12. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	100,52	7,57	14,44	116356,68	10,47	15	Vérifiée
	Appui	123,52	8,01	10,11	51548,75	11,14	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	110,59	8,01	8,86	34183,18	7,82	15	Vérifiée
	Appui	115,94	9,24	9,69	40530,57	8,34	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 45\text{cm} > h_f = 37,44\text{cm} \\ A = 4,21\text{cm}^2 < A_f = 13,23 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > h_f = 32,25 \text{ cm} \\ A = 6,79\text{cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

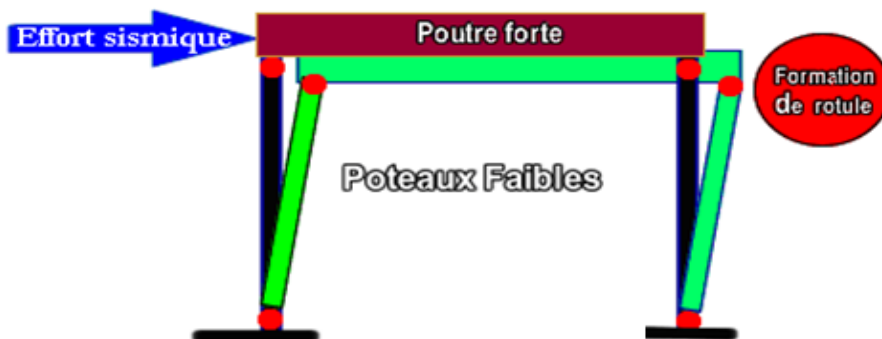
3.3. Schémas de ferrailage

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



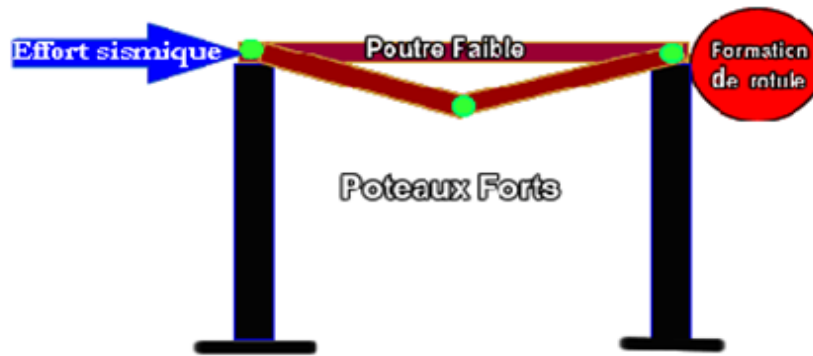


Figure IV.3. Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau IV.13. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	Nbre barre/face	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
E. Sol+ RDC	60	54	9,11	3HA16+2HA14	400	196,78
Etages 1et2	60	54	9,11	3HA16+2HA14	400	196,78
Etages 3et4	50	45	8,64	3HA14+2HA16	400	155,52
Etages 5et6	50	45	6,47	3HA12+2HA14	400	116,46
Etages 7et8	40	36	6,47	3HA12+2HA14	400	93,168

Tableau IV.14. Moments résistants dans les poutres principales (30*45)

Niveaux	localisation	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
E. Sol	Travée	45	40,5	5,75	400	93,15
	Appuis	45	40,5	5,75	400	93,15
RDC	Travée	45	40,5	5,57	400	90,23
	Appuis	45	40,5	8,01	400	129,76
Etages 1	Travée	45	40,5	5,57	400	90,23
	Appuis	45	40,5	8,01	400	129,23
Etages 2	Travée	45	40,5	7,57	400	122,63
	Appuis	45	40,5	8,01	400	129,23
Etages 3	Travée	45	40,5	6,79	400	109,99
	Appuis	45	40,5	7,57	400	122,63
Etages 4	Travée	45	40,5	5,75	400	90,23
	Appuis	45	40,5	6,79	400	109,99
Etages 5	Travée	45	40,5	5,75	400	93,15
	Appuis	45	40,5	6,79	400	109,99

Etages 6	Travée	45	40,5	6,79	400	109,99
	Appuis	45	40,5	6,79	400	109,99
Etages 7	Travée	45	40,5	3,39	400	54,92
	Appuis	45	40,5	5,75	400	93,15
Etages 8	Travée	45	40,5	4,62	400	74,84
	Appuis	45	40,5	5,75	400	93,15

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau IV.15. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E. Sol	537,6	537,6	1075,2	179,7	179,7	449,2	Vérifiée
R.D.C	537,6	537,6	1075,2	207,4	207,4	518,5	Vérifiée
Etage1	537,6	448	985,6	207,4	207,4	518,5	Vérifiée
Etage2	392,2	537,6	929,8	207,4	207,4	518,5	Vérifiée
Etage3	392,2	470,7	862,9	191,1	207,4	498,2	Vérifiée
Etage4	439,6	392,2	831,8	166,9	166,9	417,3	Vérifiée
Etage5	351,6	439,6	791,2	166,9	166,9	417,3	Vérifiée
Etage6	233,3	291,7	525	180,8	180,8	451,9	Vérifiée
Etage7	233,3	233,3	466,7	121,7	121,7	304,2	Vérifiée
Etage8	233,3	233,3	466,6	138	138	345,1	Vérifiée

4. Étude des voiles

4.1. Introduction

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 leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ 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).

➤ 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.

➤ 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.

➤ Règles communes [RBA99 ver 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à Y-Y'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1050,916	84,59	84,59	1050,916	44,147	77,73	286,72

4.4. Ferrailages

➤ Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{max} et N_{cor})

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.85 \text{ m}, d = 2.80 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1120,858 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 1809,518 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1,614 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,425 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1809,518 + (-1120,858) \times \left(2,8 - \frac{2,85}{2} \right) = 268,338 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{268,338 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8^2 \times 18,48} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,012$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,8(1 - 0,4 \times 0,012) = 2,787 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{128,231 \times 10^{-3}}{3,044 \times 400} = 2,407 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,407 \times 10^{-4} - \frac{-1120,858 \times 10^{-3}}{400} = 30,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 30,43 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 2,85 = 8,55 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

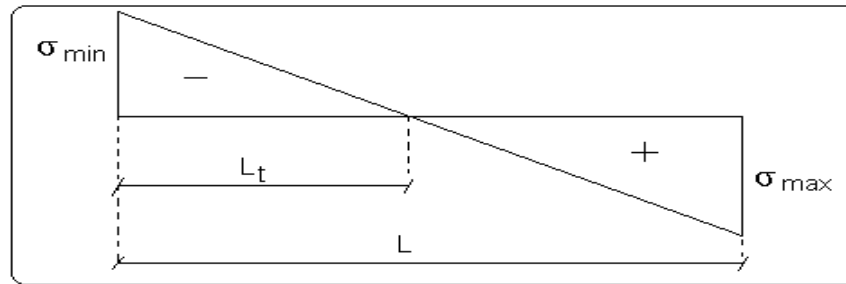


Figure IV.4. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \frac{-1120,858 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,85} + \frac{1809,518 \times 10^{-3}}{0,38581875} 1,425 = 4,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \frac{-1120,858 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,85} - \frac{1809,518 \times 10^{-3}}{0,38581875} 1,425 = -8,65 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{4,71 \times 2,85}{8,65 + 4,71} = 1 \text{ m} \quad A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,2 \times 1 = 4 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 2,85 - 2 \times 1 = 0,8 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% \times 0,2 \times 0,84 = 1,7 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 9 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 18 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 402,111 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 402,111 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8} = 1 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}**

$$N_{min} = -112,899 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 1361,734 \text{ KN. m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 12,06 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,275 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1361,734 - 112,899 \times \left(2,80 - \frac{2,85}{2} \right) = 1206,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1206,50 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8^2 \times 18,48} = 0,042$$

$$\mu_{bu} = 0,042 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,0537 \quad z = 2,80(1 - 0,4 \times 0,0537) = 2,740 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1206,50 \times 10^{-3}}{2,74 \times 400} = 11,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 11,01 \times 10^{-4} - \frac{-112,899 \times 10^{-3}}{400} = 13,83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_s = 13,832 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 16HA16 = 32,17 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{Zc} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$A_h = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau IV.17. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70
N(KN)	-262,904	-578,143	-355,819	-649,196	-79,548
M(KN.m)	1212,776	539,655	261,927	59,858	114,681
V(KN)	315,42	242,456	178,851	149,236	50,384
τ (MPa)	0,96	0,99	0,73	0,61	0,2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	15,66	12,76	7,15	8,71	2,16
A_{min} (cm ²)	7,65	5,74	5,74	5,74	5,74
L_t	1,16	0,69	0,54	1	0,9
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,63	2,08	1,62	3	2,7
$N^{barre/face}$	10HA12+6HA10	6HA12+10HA10	4HA10+12HA8	4HA10+12HA8	16HA8
$A_{z,tendu}$	16,05	14,64	9,17	9,17	8,04
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,47	1,74	2,21	0,83	1,13
$A_{z,compr}$	2,26	2,26	2,26	1,57	1,57
$N^{barre/face}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,2	0,92	0,68	0,57	0,19

A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N_{barre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,75	0,15×1,75	0,15×1,75	0,15×1,75	0,15×1,75
N(KN)	-101,094	-471,514	-575,064	-334,703	-80,881
M(KN.m)	1161,281	549,49	309,571	165,86	125,504
V(KN)	363,644	294,429	217,783	149,236	86,524
τ (MPa)	1,18	1,27	0,94	0,64	0,37
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	13,94	11,86	10,59	6,02	2,37
A_{min} (cm ²)	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4
L_t	1,16	0,79	0,31	0,23	0,89
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,63	2,36	0,93	0,69	2,67
$A_{z.tendu}$	15,21	12,19	12,19	8,29	8,29
$N_{barre}/face$	4HA12+8HA12	8HA12+4HA10	8HA12+4HA10	8HA10+4HA8	8HA10+4HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,17	1,24	2,67	2,91	0,93
$A_{z.compr}$	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
$N_{barre}/face$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,47	1,19	0,88	0,6	0,35
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40
N(KN)	- 342,707	- 734,271	- 499,722	- 304,071	- 325,628
M(KN.m)	1272,345	550,431	261,834	112,52	96,819
V(KN)	318,96	249,764	170,186	103,346	51,737
τ (MPa)	1,03	1,08	0,74	0,45	0,22
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18,12	15,2	9,13	5,06	5,16

A_{min} (cm ²)	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4
L_t	1,07	0,56	0,28	0,09	0,31
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,28	1,68	0,85	0,27	0,92
$A_{z,tendu}$	18,47	16,84	12,19	8,29	8,29
$N^{barre}/face$	12HA14	8HA14+4HA12	8HA12+4HA10	8HA10+4HA8	8HA10+4HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,52	1,92	2,75	3,33	2,68
$A_{z,compr}$	3,14	3,14	3,14	4,52	3,14
$N^{barre}/face$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA12	4HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,29	1,01	0,69	0,42	0,21
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80
N(KN)	- 341,436	- 1013,37	- 668,258	- 494,883	- 317,745
M(KN.m)	482,023	201,242	134,126	90,834	62,674
V(KN)	134,284	120,1	111,334	93,119	70,253
τ (MPa)	0,58	0,69	0,64	0,54	0,4
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	11,30	15,51	10,34	7,57	4,94
A_{min} (cm ²)	5,4	4,05	4,05	4,05	4,05
L_t	0,71	0,3	0,3	0,35	0,31
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,83	0,91	0,89	1,05	0,92
$A_{z,tendu}$	16,84	16,84	12,19	8,29	8,29
$N^{barre}/face$	8HA14+4HA12	8HA14+4HA12	8HA12+4HA10	8HA10+4HA8	8HA10+4HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,77	1,79	1,81	1,65	1,78
$A_{z,compr}$	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,73	0,65	0,6	0,5	0,38
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30
N(KN)	- 752,865	- 514,011	- 286,503	- 356,85	- 39,32
M(KN.m)	618,978	212,795	118,487	53,413	45,497
V(KN)	173,674	96,44	79,369	67,616	46,37
τ (MPa)	0,73	0,54	0,44	0,38	0,26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18,27	9,51	5,31	5,27	1,14
A_{min} (cm ²)	5,55	4,16	4,16	4,16	4,16
L_t	0,58	0,24	0,24	0,48	0,68
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,31	0,71	0,71	1,43	2,04
$A_{z.tendu}$	18,47	13,57	7,16	7,16	7,16
$N^{barre}/face$	12HA14	12HA12	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,39	2,07	2,07	1,35	0,74
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	2,26	1,01
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0,91	0,51	0,42	0,36	0,24
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,10	0,15×2,10	0,15×2,10	0,15×2,10	0,15×2,10
N(KN)	-393,9	-1002,09	-991,788	-747,953	-318,692
M(KN.m)	1412,94	640,03	403,96	69,399	174,11
V(KN)	449,562	357,505	277,139	194,659	114,555
τ (MPa)	1,27	1,35	1,05	0,73	0,43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18,24	18,57	16,17	9,96	5,66
A_{min} (cm ²)	8,25	6,19	6,19	6,19	6,19
L_t	1,2	0,39	0,15	1,1	0,22
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,8	1,16	0,46	3,29	0,66
$A_{z.tendu}$	19,11	19,11	17,47	11	11

$N_{barre}/face$	8HA14+6HA12	8HA14+6HA12	4HA14+10HA12	14HA10	14HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,7	2,96	3,67	0,84	3,46
$A_{z.compr}$	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
$N_{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,59	1,26	0,98	0,69	0,4
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N_{barre}	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30
N(KN)	- 1120,858	-895,478	-746,622	-593,01	-346,936
M(KN.m)	1809,518	913,031	408,063	205,167	193,47
V(KN)	402,111	317,621	199,943	133,527	55,54
τ (MPa)	1,1	1,16	0,73	0,49	0,2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	30,43	19,52	13,06	9,3	6,12
A_{min} (cm ²)	8,55	6,41	6,41	6,41	6,41
L_t	1,01	0,76	0,19	0,39	0,21
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,02	2,28	0,56	1,16	0,63
$A_{z.tendu}$	32,17	20,55	14,64	12,57	8,04
$N_{barre}/face$	16HA16	6HA14+10HA12	6HA12+10HA10	16HA10	16HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,68	1,99	3,72	3,11	3,64
$A_{z.compr}$	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
$N_{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,37	1,08	0,68	0,46	0,19
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	2,26	1,57	1,57	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70
N(KN)	-759,244	-475,611	-531,612	-384,645	-215,509
M(KN.m)	460,283	181,811	95,713	50,619	33,944
V(KN)	205,914	162,18	108,211	81,353	42,562
τ (MPa)	0,89	0,93	0,62	0,47	0,25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	16,32	8,67	8,09	5,6	3,24
A_{min} (cm ²)	5,4	4,05	4,05	4,05	4,05
L_t	0,45	0,19	0,36	0,51	0,43
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,82	0,58	1,08	1,52	1,28
$A_{z.tendu}$	16,84	12,19	9,42	6,03	6,03
$N^{barre}/face$	8HA14+4HA12	8HA12+4HA10	12HA10	12HA8	12HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,78	2,12	1,62	1,18	1,42
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	1,57	1,57
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,11	0,88	0,58	0,44	0,23
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

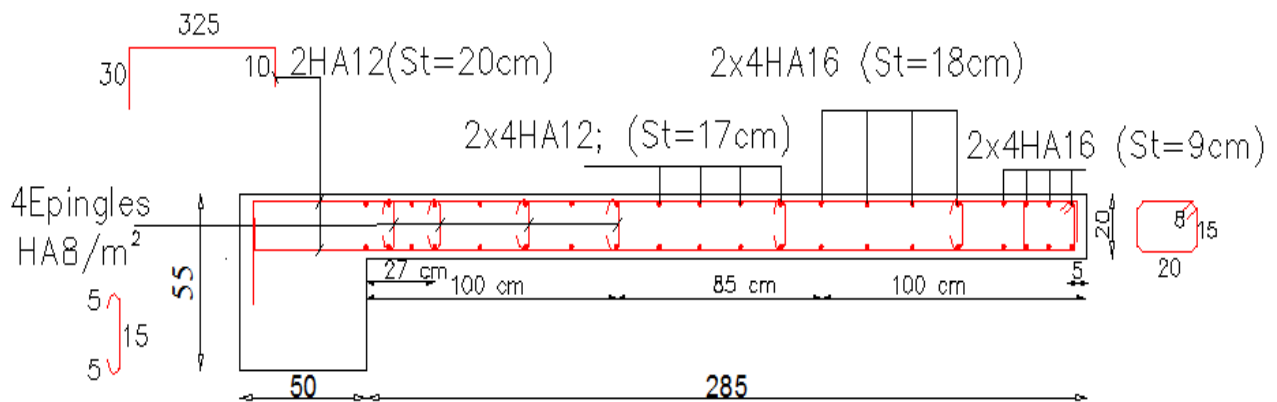


Figure IV.5. Schéma de ferrailage du Voile V_{y3} (niveau R.D.C)

Chapitre V

Etudes des fondations

Chapitre V : l'infrastructure

1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad 0,8G \pm E$$

3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,8 bar pour une profondeur d'ancrage de 1,5 m.

4. Choix du type de fondation

4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14. $N = 2782,01 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,6}{0,6} \times \frac{2782,01}{180}} \Rightarrow B \geq 3,31 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,95m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1967,412 \text{ KN}$; $N_2 = 1281,158 \text{ KN}$; $N_3 = 1872,766 \text{ KN}$; $N_4 = 1801,622 \text{ KN}$;
 $N_5 = 1411,916 \text{ KN}$; $N_6 = 1246,075 \text{ KN}$; $N_7 = 949,768 \text{ KN}$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9602,535 \text{ KN} \quad B \geq \frac{9602,535}{180 \times 22} = 2,66 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,95 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures. h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5,10\text{m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm} \quad h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad ; \quad L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4$ KN/m³ (sol rocheux);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7$ KN/m² ;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,10^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 74 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 74 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 80 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,80^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,42 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,10 \leq \frac{\pi}{2} 3,42 = 5,37 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{88236,01}{180} = 490,20 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc, on peut prendre } S_{rad} = S_{bat} = 490,20 \text{ m}^2$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 80$ cm ;

Hauteur de la table du radier $h_r = 40$ cm ;

Enrobage $d' = 5$ cm.

La surface du radier $S_{rad} = 490,20 \text{ m}^2$

4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 14384,70 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 14,54 \text{ m} ; \quad I_y = 34377,68 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 10,39$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 64,758 \text{ MN} ; M_x = 16,199 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 14384,70 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{64,758}{490,20} + \frac{16,199}{14384,70} \times 10,39 = 0,144 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{64,758}{490,20} - \frac{16,199}{14384,70} \times 10,39 = 0,120 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,144 + 0,120}{4} = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 64,758 \text{ MN} ; M_y = 98,75 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 34377,68 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{64,758}{490,20} + \frac{98,75}{34377,68} \times 14,54 = 0,174 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{64,758}{490,20} - \frac{40,583}{34377,68} \times 14,54 = 0,090 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,174 + 0,090}{4} = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 64758,49 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{64758,49 \times 5,10}{2 \times 491,20} = 336,18 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{336,18 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,13 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 0,8 = 1,4 \\ B = b + h_t = 0,60 + 0,8 = 1,4 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,279 \text{ MN} \leq 0,045 \times 4,70 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3,36 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 491,20 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 4,08 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 64758,49 \text{ KN} > 1,15 \times 1,5 \times 491,20 \times 10 = 8473,20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \quad N_u : \text{L'effort normal ultime donné par la structure}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$Q_u = \frac{66588,489}{491,20} = 135,56 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_y = 5,7 - 0,6 = 5,1 \text{ m} ; L_x = 4,2 - 0,6 = 3,6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,70 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0684 \times 135,56 \times 3,6^2 = 120,17 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,4320 \times 120,17 = 51,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 102,14 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -60,08 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau V.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
travée	X-X	102,14	10,50	2,71	10,78	7HA14	15
	Y-Y	44	5,04	2,40	5,65	5HA12	20
Appui		- 60,08	6,03	2,71	6,79	6HA12	18

❖ **Condition de non fragilité**

On a e =30 cm > 12 cm et ρ=0,70 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,70}{2} \right) \times 0,3 = 2,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 100 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s = 64758,49 \text{ KN}$; N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$Q_u = \frac{64758,49}{491,20} = 131,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 116,87 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 50,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 99,34 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 42,91 \text{ KN.m} ; M_{ax} = M_{ay} = -58,44 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	102,14	8,96	100487,62	9,11 < 15	Vérifiée	290,29 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	44	6,09	48212,96	5,56 < 15	Vérifiée	299,93 > 201,63	N. Vérifiée
appui		-60,08	7,05	63821,70	6,64 < 15	Vérifiée	295,83 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.3. Section d'armatures du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	Nbre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	102,14	0,64	0,421	15,93	16,08	8HA16	12
	y-y	44	0,39	0,244	9,83	10,78	7HA14	14
appui		-60,08	0,52	0,331	9,12	9,24	6HA14	17

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14,28 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

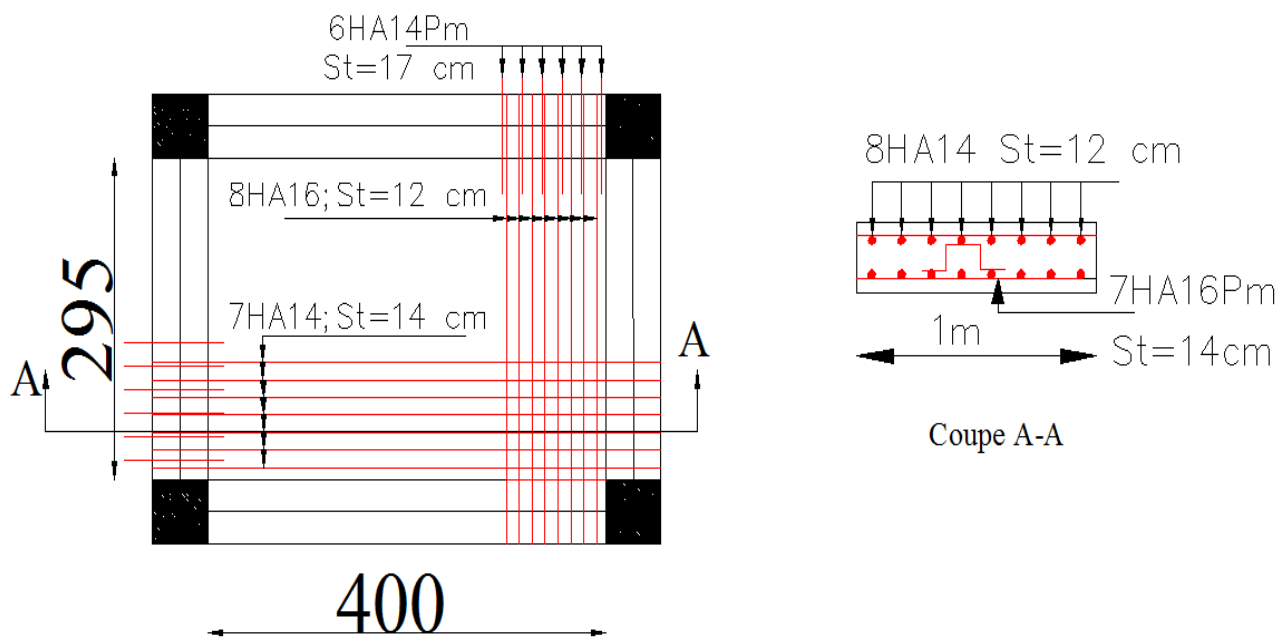


Figure V.1. Schéma de ferrailage du radier

6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

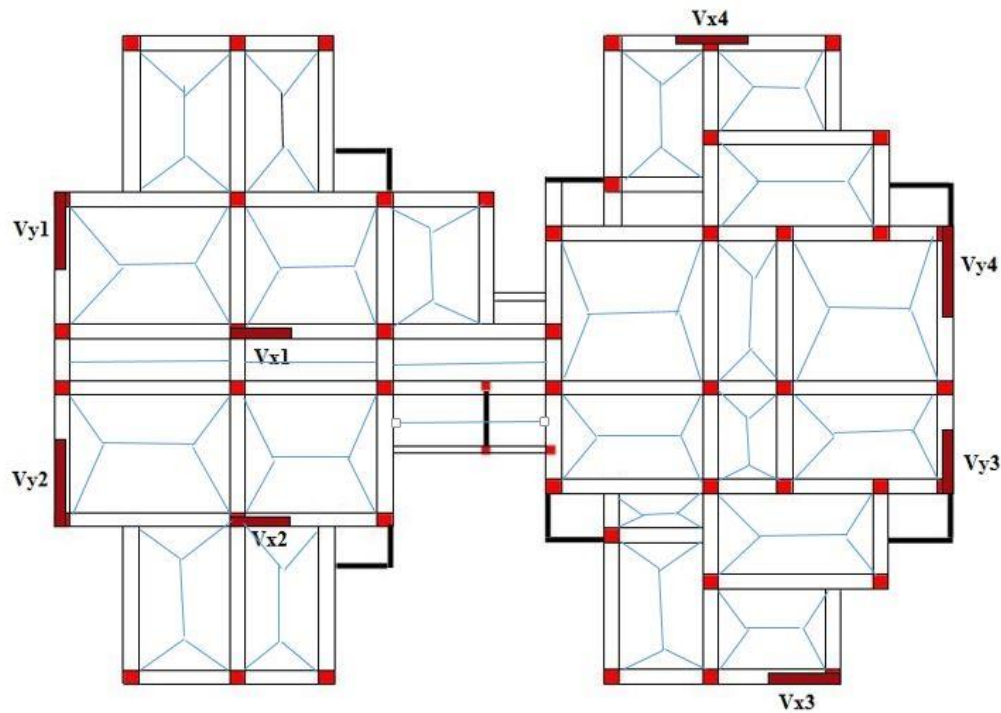


Figure V.2. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \quad ; \quad q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

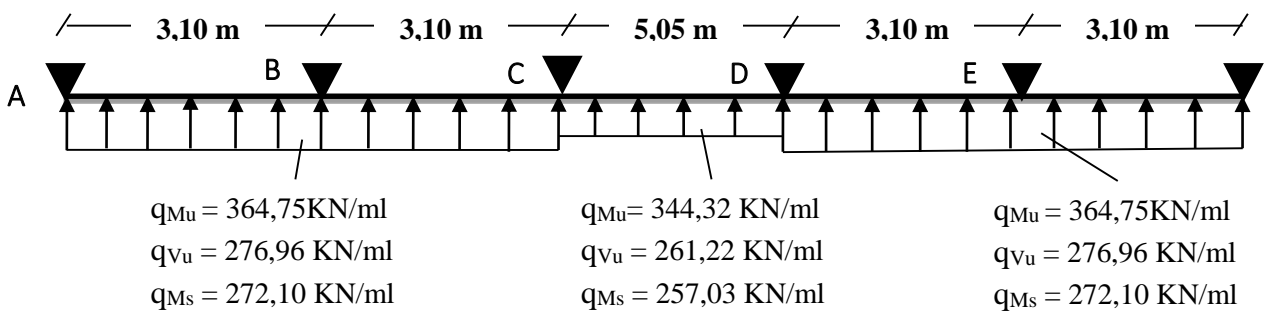
P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

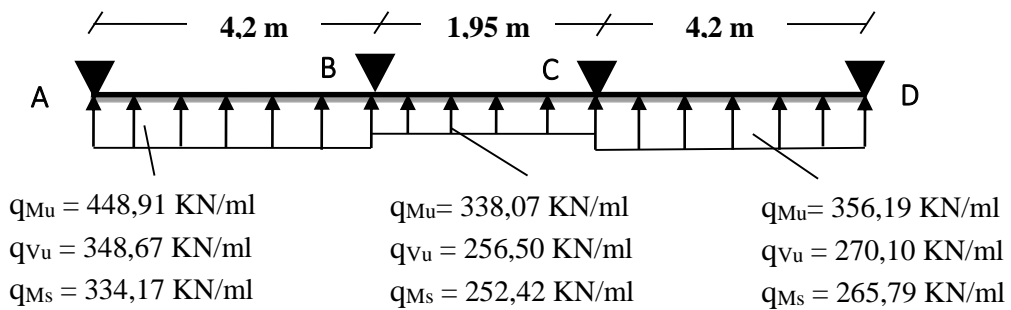
Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Sens X-X



✓ **Sens Y-Y**



Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	3,1	363,35	0	-439,87	1,40	534,63	358,18	356,52	-607,87
	BC	3,1	363,35	-439,87	-308,95	1,85	554,45	183,89	519,6	-444,79
	CD	5,05	342,92	-308,95	-308,95	1,65	466,8	157,85	428,65	-428,65
	DE	3,1	363,35	-308,95	-439,87	1,65	554,45	183,89	444,79	-519,6

	EF	3,1	363,35	-439,87	0	2,10	534,63	358,18	607,87	-356,52
Y-Y	AB	4,2	447,54	0	-791,02	1,89	1124,46	796,41	616,19	-963,89
	BC	1,95	336,67	-791,02	-389,46	1,99	421,84	-123,06	538,06	-290,95
	CD	4,2	354,8	-389,46	0	2,02	494,18	336,45	571,3	-342,21

Tableaux V.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3,1	271,23	0	-328,35	1,40	399,09	267,37
	BC	3,1	271,23	-328,35	-230,68	1,85	413,88	137,24
	CD	5,05	256,13	-230,68	-230,68	1,65	348,66	117,98
	DE	3,1	271,23	-230,68	-328,35	1,65	413,88	137,24
	EF	3,1	271,23	-328,35	0	2,10	399,09	267,37
Y-Y	AB	4,2	333,45	0	-589,56	1,89	837,68	593,3
	BC	1,95	251,51	-589,56	-293,74	1,99	315,59	-93,11
	CD	4,2	264,91	-293,74	0	2,03	368,72	250,01

➤ Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ Détermination de la largeur b

✓ Sens X-X

On a :

$$h = 0,80 \text{ m} ; h_0 = 0,40 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,60 \text{ m} ; d = 0,70 \text{ m}$$

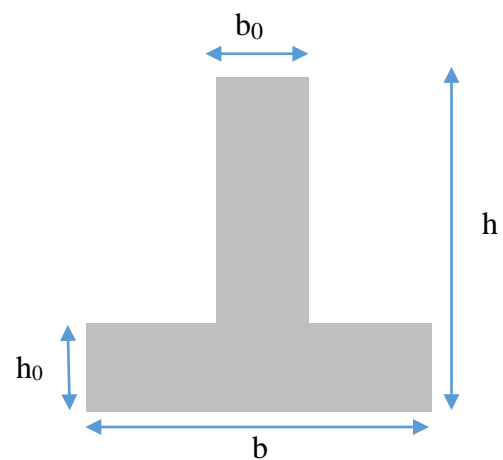
$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(1,475 \text{ m} ; 0,255 \text{ m})$$

Donc, $b = 1,05 \text{ m}$.

✓ Sens Y-Y

On a :

**Figure V.3.** Schéma des nervures

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2,00 \text{ m} ; 0,275 \text{ m})$$

Donc, b = 1,10 m.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	358,18	15,09	8,88	17,75	5HA16+5HA14
	Appui	-439,87	18,64		19,16	8HA16+2HA14
Y-Y	Travée	796,41	34,62	9,90	34,95	2HA25+8HA20
	Appui	-791,02	34,34		34,95	2HA25+8HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 21,43 ; 55) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{F.N} \quad \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{607,87 \times 10^{-3}}{1,05 \times 0,70} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{963,89 \times 10^{-3}}{1,10 \times 0,70} = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	267,37	16,48	919297,25	4,79 < 15	Vérifiée	233,49 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-328,35	17,03	979259,88	5,71 < 15	Vérifiée	266,42 > 201,63	N.Vérifiée

Y-Y	Travée	593,30	21,5	1597574,1	7,98<15	Vérifiée	270,18>201,63	N.Vérifiée
	Appui	-589,56	21,5	1597574,1	7,93<15	Vérifiée	268,47>201,63	N.Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau V.8. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	267,37	0,26	0,252	20,68	21,24	1HA20+9HA16
	Appui	-328,35	0,32	0,276	25,62	25,76	5HA20+5HA16
Y-Y	Travée	593,30	0,55	0,349	47,56	49,09	10HA25
	Appui	-589,56	0,54	0,346	47,22	49,09	10HA25

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de lo

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

✓ **Schéma de ferrailage des nervures**

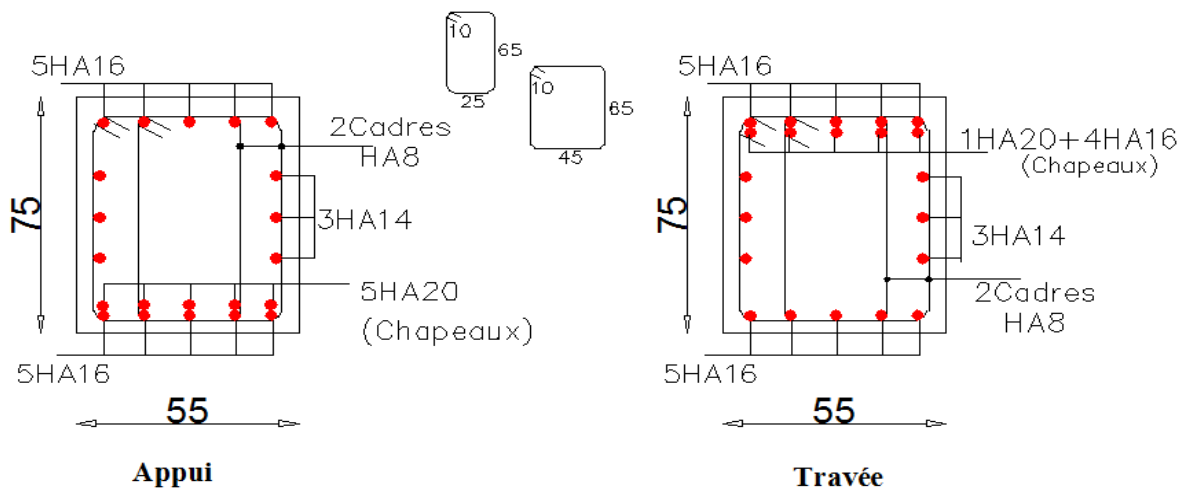


Figure V.4. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

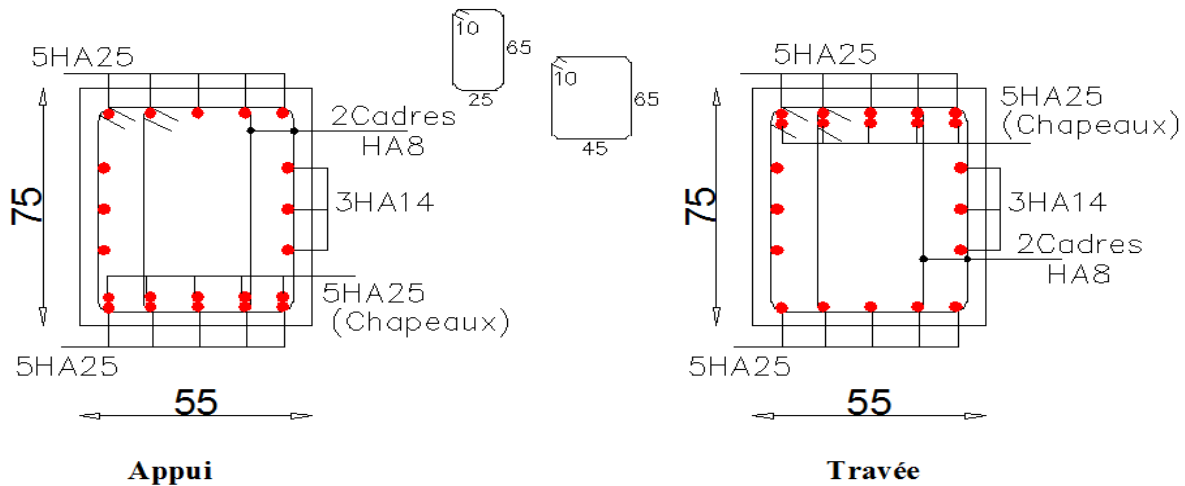


Figure V.5. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

7. Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=4,08$ m
- Longueur $L=5,1$ m
- Épaisseur $e =20$ cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 19,90$ KN/m³
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0$ bar
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Sol rocheux), L'angle de frottement est : $\varphi = 25^\circ$

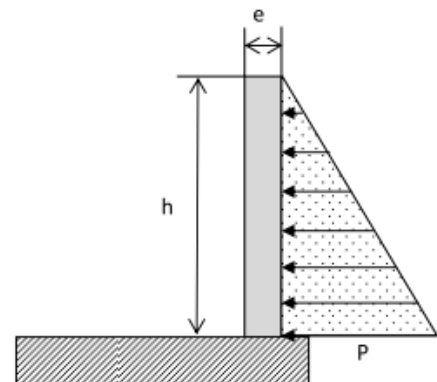


Figure V.6. Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 4,08 \times 19,90 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) = 44,37 \text{ KN/m}^2$$

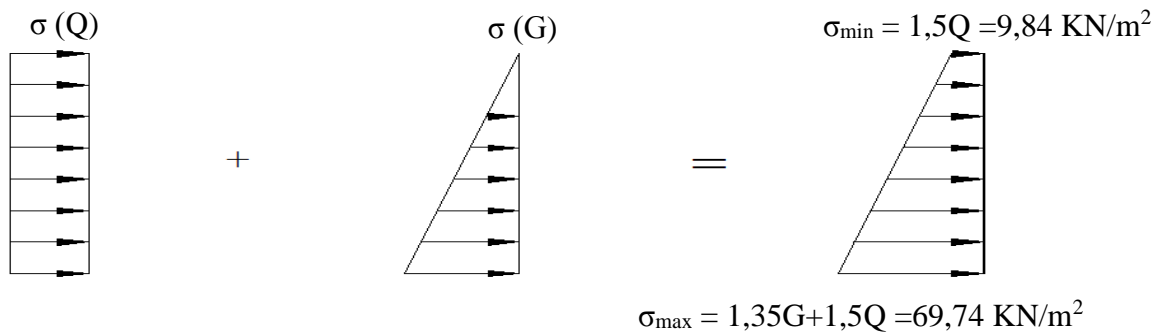
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

7.2. 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.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 69,74 + 9,84}{4} = 54,765 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 54,765 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 5,7 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad L_y = 5,1 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,40/4 = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \rho = 0,85 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0506 \times 54,765 \times 3,40^2 = 32,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5105 \times M_{0x} = 21,96 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 27,23 \text{ KN.m} \quad M_y = 0,75 M_{0y} = 16,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -12,81 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau V.9. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	X-X	27,23	0,066	0,085	0,164	4,77	2	5HA12 = 5,65
	Y-Y	16,47	0,040	0,051	0,167	2,83	2	4HA10 = 3,14
Appui		- 12,81	0,031	0,039	0,167	2,20	2	4HA10 = 3,14

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,85 > 0,4 \quad e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho)b \times e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,85)100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,765 \times 3,40}{2} \times \frac{4^4}{3,40^4 + 4,55^4} = 61,17 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,765 \times 4}{2} \times \frac{3,40^4}{3,40^4 + 4^4} = 37,57 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \tau_u = 0,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,75 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,6647 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 50,93 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{min} = Q = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 50,93 + 6,56}{4} = 39,84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 39,84 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0576 \times 39,84 \times 3,40^2 = 26,52 \text{ KN.m} ; M_{0y} = 0,7794 \times M_{0x} = 20,67 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 22,54 \text{ KN.m} ; M_y = 0,75 M_{0y} = 15,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -10,61 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Tableau V.10. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	22,54	4,59	16275,6	6,35 < 15	Vérifiée	257,8 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	15,50	3,56	10011,78	5,51 < 15	Vérifiée	312,11 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		10,61	3,56	10011,78	3,77 < 15	Vérifiée	213,65 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau V.11. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	Nbre de barres
Travée	x-x	22,54	0,39	0,301	7,31	7,7	5HA14
	y-y	15,50	0,27	0,257	4,94	5,65	5HA12
Appui		10,61	0,18	0,214	3,33	4,52	4HA12

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

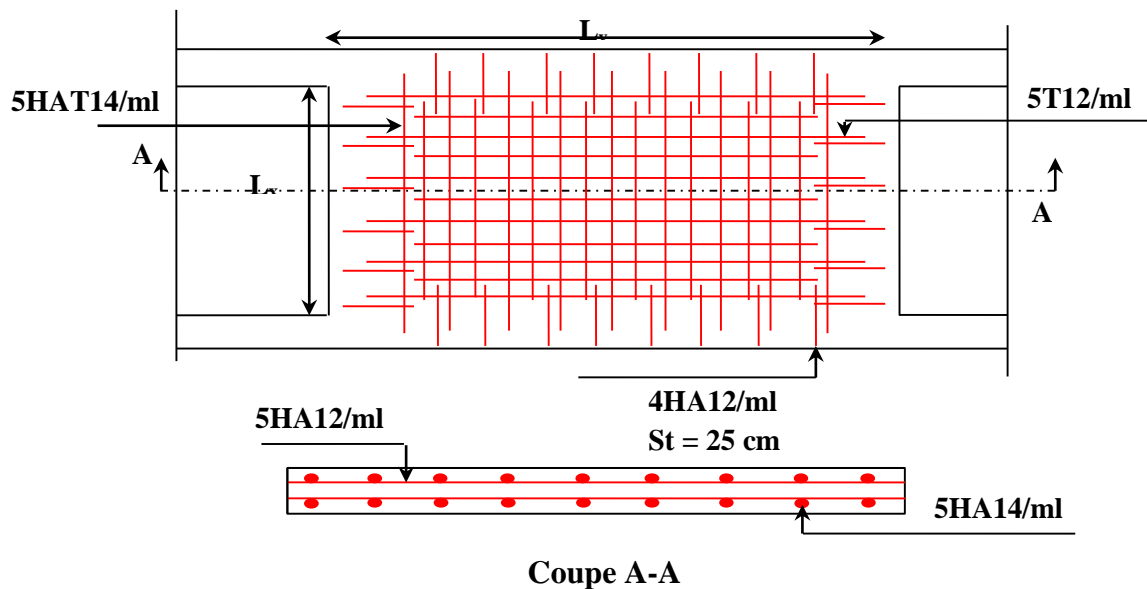


Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (Sap2000) et les programmes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité ;
2. La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, pour la disposition des voiles a cause de la diminution de la rigidité en plan et l'emplacement de la cage d'escalier et de l'ascenseur qui a provoqué une torsion.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
6. Pour l'infrastructure, un radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Bibliographie

- BAEL91 modifié 99 .
- R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)
- C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)
- DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000/Version 14
- SOCOTEC
- Autocade 2014.

Annexes

ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE2

Valeurs de MI ($M2$) pour $\rho=1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

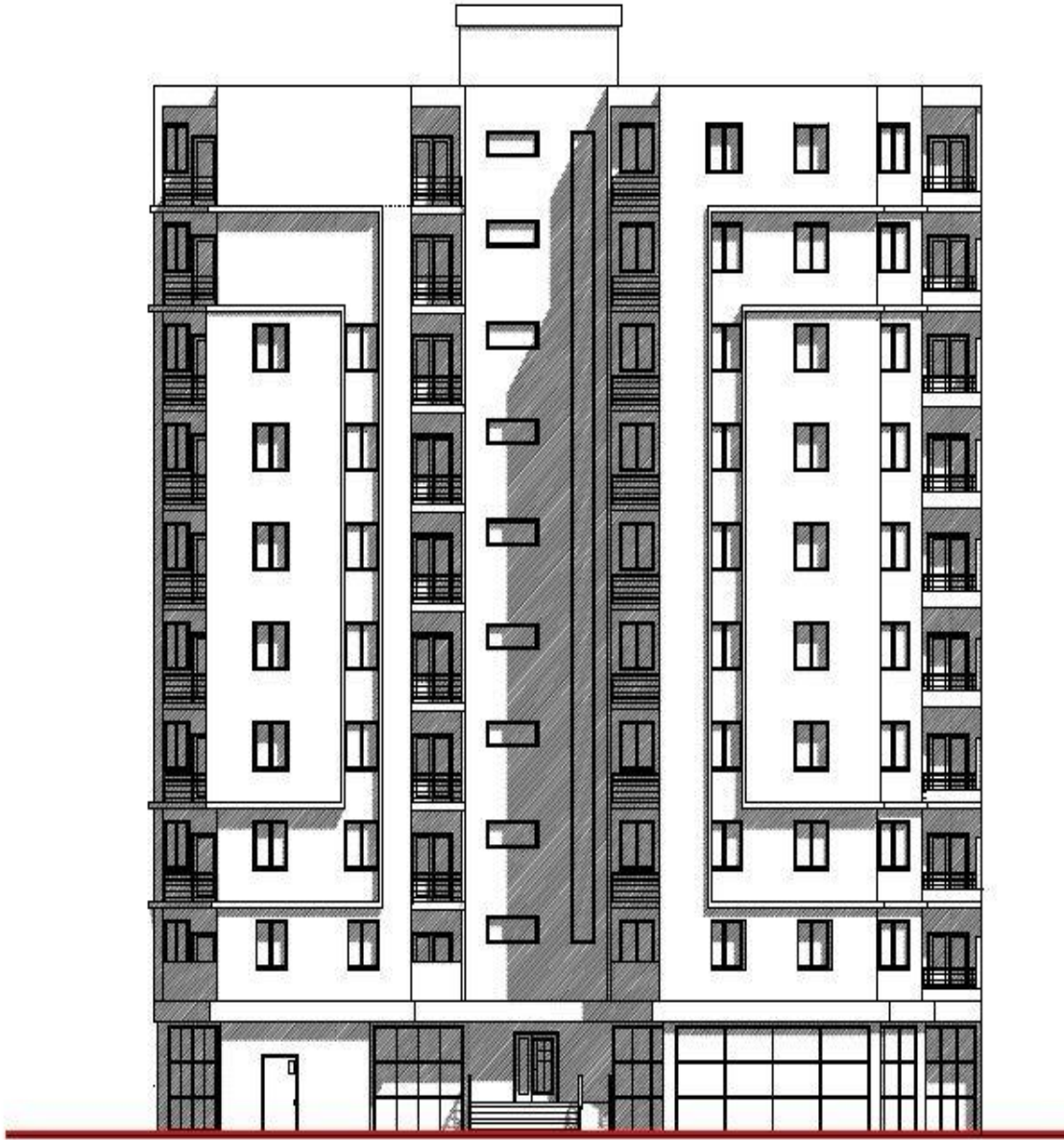
ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

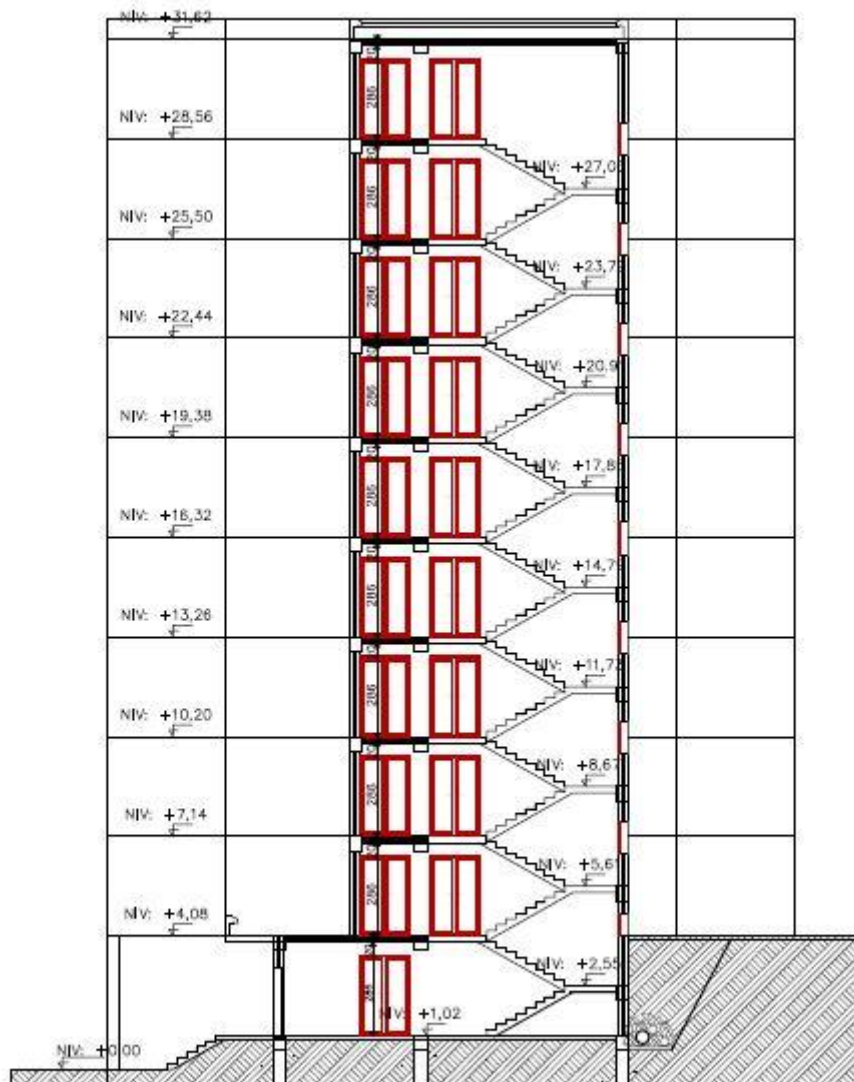
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	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

Les Plans

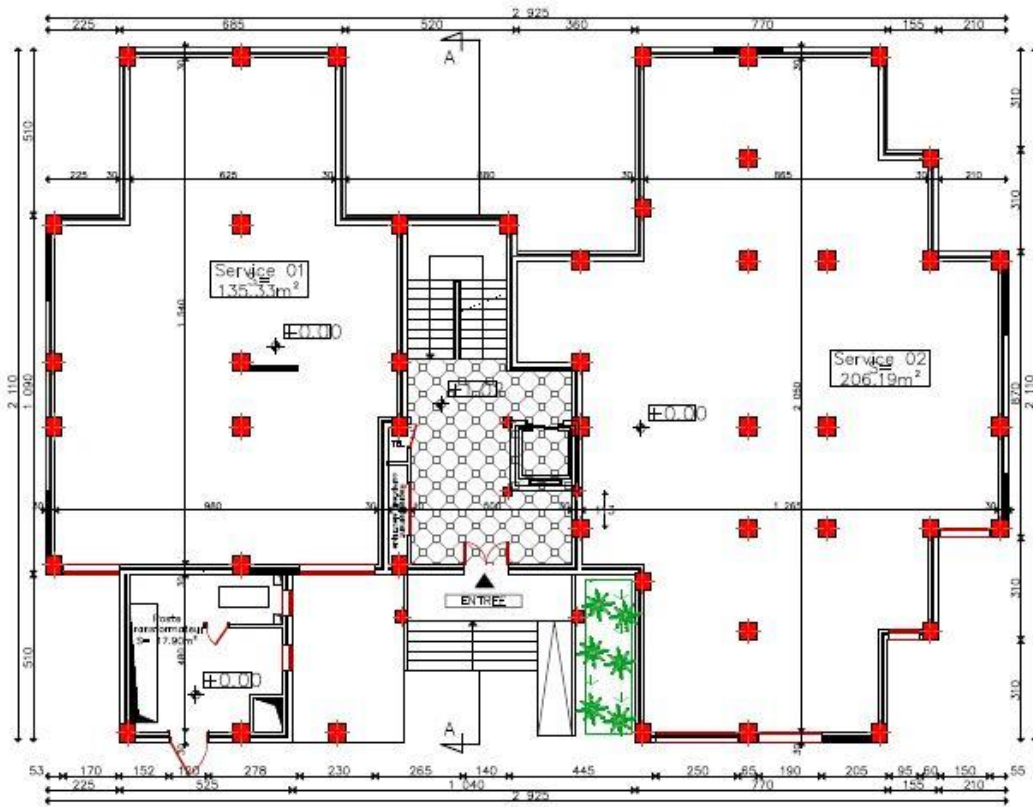


FACADE PRINCIPALE

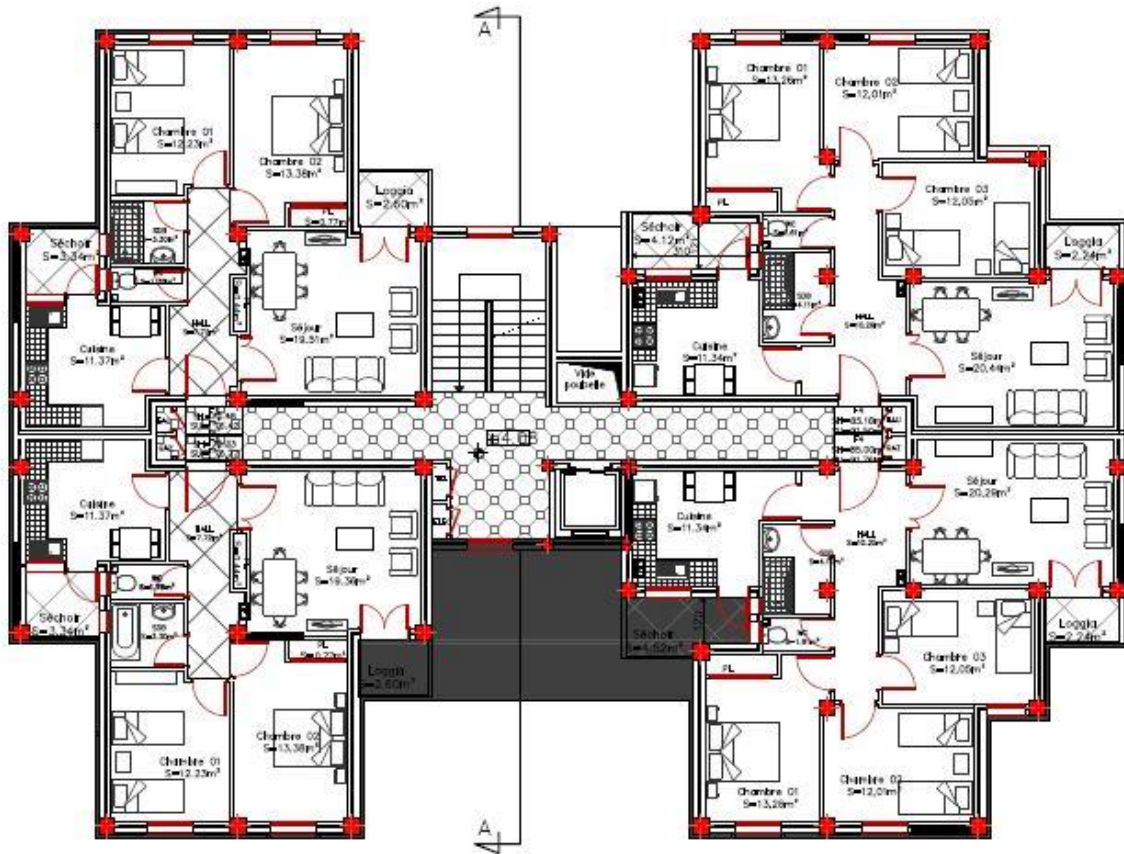
CH : 1/100



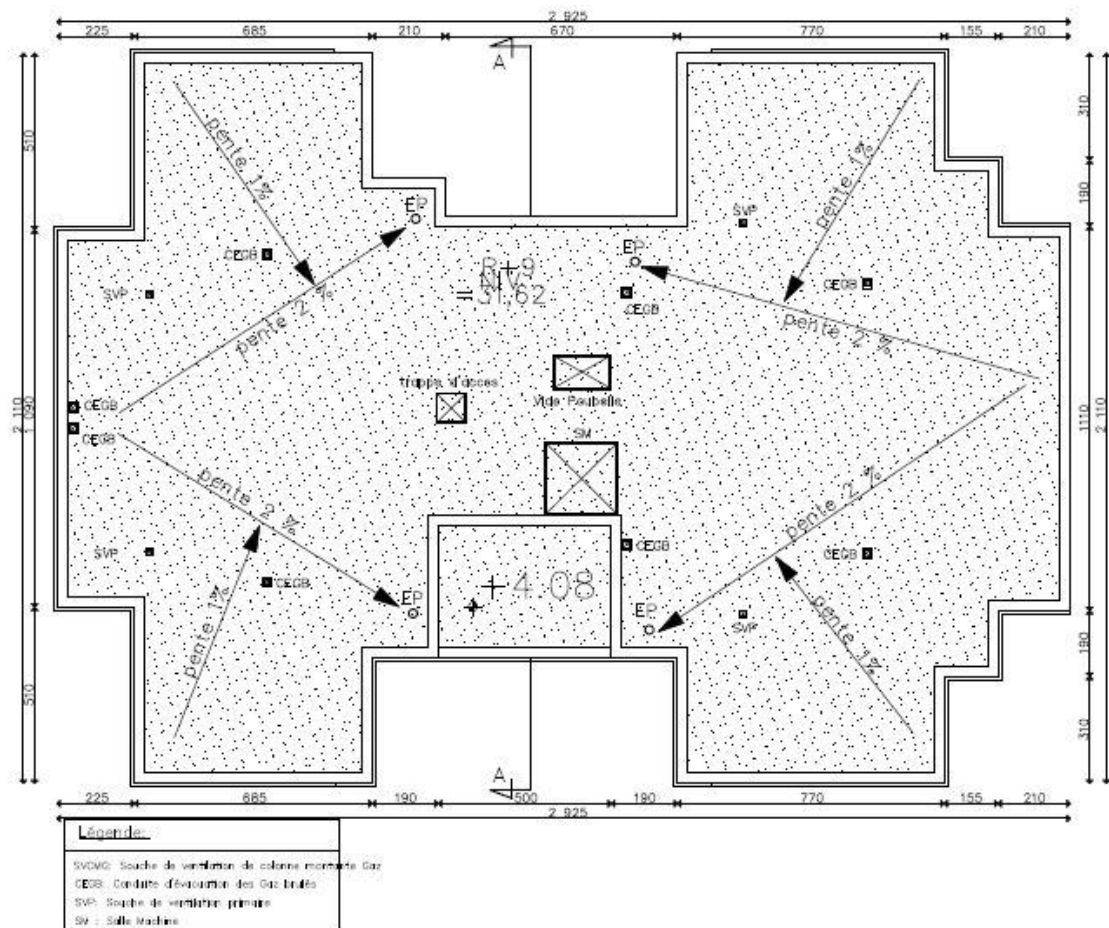
Coupe AA du Bloc A Echelle : 1/100



PLAN RDC Bloc A Echelle 1/100



PLAN ETAGE 01 , 02 , 03 , 04 , 05 , 06 , 07



PLAN TOITURE Bloc A Echelle 1/100