



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA. BEJAIA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin de cycle

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

Option : Structure

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+9+ 3 entre-sol)
en béton armé contreventé par un
système mixte*

Réalisé par :

REDOUANE Amor
MEHDIOUI Fouad Amine

Encadré par :

M^r KHEFFACHE Toufik

Année universitaire 2021/2022

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur **KHEFFACHE** Toufik.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir
réussir.*

A mon très chère frère Khaled.

A mes très chers frères et sœurs.

A mes très chers amis casa des 500

A TOUS MES COUSINS

A mon binôme.

AMOR

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir
réussir.*

A mon binôme.

FOUAD AMINE

Sommaire

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Sommaire

Symboles et notations

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale..... 1

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction..... 4

I.2. Présentation de l'ouvrage..... 4

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure..... 4

I.4. Présentation de la structure 5

I.5. Caractéristiques du sol 5

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... 6

I.6.1 Le béton 6

I.6.2 L'acier 8

I.7. Règlements et normes utilisés..... 10

I.8. Conclusion 10

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction 12

II.1 Pré dimensionnement des éléments 12

II.1.1 Disposition des poutrelles, et position des dalles pleines :..... 12

II.2 Les poutres..... 14

II.3 Les planchers 16

II.4 Les escaliers..... 22

II.5 Les poutres de chaînage..... 25

II.6 Les voile 26

II.7 Ascenseur..... 27

II.8 Pré dimensionnement de l'acrotère 28

II.9 Les poteaux..... 29

II.9.1 L'évaluation des chargements 29

II.9.2 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité 33

Sommaire

Conclusion.....	41
-----------------	----

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

Introduction	44
III.1. Etude des poutrelles	44
III.1.1. Calcul des poutrelles	44
III.1.2. Les types de poutrelles	44
III.1.3. Calcul des sollicitations.....	45
III.1.3.1. Exemple de calcul	45
III.1.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles	48
III.1.5. Les vérifications nécessaires	51
III.2. Etude des dalles pleines.....	60
III.2.1. Méthode de calcul des sollicitations.....	60
III.2.2. Calcul de Ferrailage	62
III.2.3. Schéma de ferrailage	67
III.3 Dimensionnement de la dalle	69
III.3.1. Evaluation des charges	70
III.4. Étude des escaliers	77
III.4.1. Étude de type d'escalier courant	77
III.4.1.1. Calcul des sollicitations :.....	77
III.4.1.2. Calcul des moments	80
III.4.1.3. Ferrailage.....	81
III.4.1.4. Schéma de ferrailage	86
III.4.2.1 Ferrailage volée 01 :.....	86
III.4.2.2. Ferrailage volée 02 (console):.....	87
III.4.2.3. Ferrailage volée 03 :.....	87
III.5. Calcul de la poutre brisée	88
III.5.2. schéma de ferrailage.....	93
III.7. Etude de l'acrotère	93
III.7.1. Calcul de l'acrotère type1	93
III.7.1.1. Evaluation des charges et surcharges	94
III.7.1.2. Calcul des sollicitations.....	94
III.7.1.3. Ferrailage.....	95
III.7.1.4 Schéma de ferrailage	97

Sommaire

III.7.2. Calcul de l'acrotère type 2	97
III.7.2.1.Evaluation des charges et surcharges	98
III.7.2.2.Calcul des sollicitations.....	98
III.7.2.3 Ferrailage.....	99
III.7.2.4. Schéma de ferrailage	101
III.8. Etude la poutre de chainage	101
III.8.1. Sollicitations.....	101
III.8.2. Ferrailage.....	102
III.8.3.1. Vérifications ELU	102
III.8.3.2. Vérifications ELS	103
III.8.3.3. Schéma de ferrailage	104

Chapitre IV

Etudes dynamique

IV.1 Introduction.....	106
IV.2 Modélisation de la structure	106
III.3 Méthode de calcul	111
III.4 Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base (V_{st}).....	111
IV.5 Calcul de la période fondamentale de la structure	113
IV.6 Spectre de réponse de calcul	113
IV.7 Disposition des voiles de contreventement.....	114
III.8 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS V.16	115
IV.9 : Récapitulation	122
IV.10 : CONCLUSION.....	123

Chapitre V

Etudes des éléments structuraux

Introduction	125
V.1.Etude des poteaux.....	125
V.2. Ferrailage des poteaux.....	127
V.3. Vérifications relatives aux poteaux :	132
V.4. Schéma de ferrailage	136
V.5.Etude des poutres.....	137
V.5.1. Recommandations	137
V.5.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	138
V.5.3. Les Vérifications nécessaire	140

Sommaire

V.5.4. Schéma de ferrailage	145
V.6. Etude des voiles	147
V.6.1. Introduction	147
V.6.2. Recommandation du RPA99 version 2003	148
V.6.3. Calcul des voiles	149
V.6.5. Le ferrailage longitudinal et transversal opté pour tous les voiles :	156
Conclusion	159

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction	161
VI.1 Choix du type de fondation	161
VI.2 Pré dimensionnement du radier	164
VI.3 Vérification diverse	165
VI.4 Ferrailage du radier général	168
VI.5 : Etude des nervures	171
VI.6 Ferrailage des nervures	174
VI.7 Etude du voile périphérique	178
VI.7.1 Calcul du ferrailage	179
VI.7.2 Schéma de ferrailage	183
Conclusion	184
Conclusion Générale	185
Bibliographies	187
Annexes	189

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : **ht** : hauteur totale du plancher.

H₀ : épaisseur de la dalle de compression.

Symboles et notations

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service. .

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

et : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement. gP dP

R : coefficient de comportement global.

Symboles et notations

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: Charges d'exploitation. Q_i

W: poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels. G_i

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.

ht : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : 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/m³).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

Symboles et notations

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.2 f_e en fonction du type d'acier.....	8
Tableau II.1 Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines.....	19
Tableau Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	30
Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible.....	30
Tableau II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant et commercial.....	31
Tableau II.5 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine.....	31
Tableau II.6 Evaluation des charges de la dalle pleine au tour de l'ascenseur.....	32
Tableau II.7 Évaluation des charges des murs double cloison.....	32
Tableau II.8 Evaluation des charges revenant au palier.....	32
Tableau II.9 Evaluation des charges revenant aux volées.....	33
Tableau II.10 Section des poteaux pour les différents niveaux.....	34
Tableau II.11 Descente de charge du poteau E4.....	36
Tableau II.12 Résumé de la vérification à la résistance des poteaux.....	40
Tableau II.13 Résumé de la vérification au flambement des poteaux.....	41
Tableau III.1 Différents types de poutrelles dans les planchers.....	44
Tableau III.1 Différents types de poutrelles dans les planchers.....	46
Tableau III.1 Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.....	47
Tableau III.2 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible.....	48
Tableau III.3 Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce.....	48
Tableau III.4 Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible.....	51
Tableau III.5 Ferrailage poutrelles du plancher habitation.....	51
Tableau III.6 Ferrailage poutrelles du plancher commerce.....	52
Tableau III.7 Vérifications de l'effort tranchant en travée.....	53
Tableau III.8 Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.....	53
Tableau III.9 Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive.....	54
Tableau III.10 Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible.....	55
Tableau III.11 Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher commerce....	55
Tableau III.12 Vérifications de la fléché pour plancher terrasse accessible.....	58
Tableau III.13 Vérifications de la fléché pour plancher commerce.....	58
Tableau III.14 Schémas de ferrailage des poutrelles.....	60
Tableau III.15 Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.....	61

Liste des tableaux

Tableau III.16 Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis	62
Tableau III.17 Vérifications des contraintes en travée.....	64
Tableau III.18 Vérifications des contraintes en appuis	64
Tableau III.19 Sollicitations et ferrailage dans les dalles	65
Tableau III.20 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie	70
Tableau III.21 Vérification de la contrainte dans le béton	72
Tableau III.22 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée	74
Tableau III.23 Vérification de la contrainte dans le béton	76
Tableau III.24 Vérification de contrainte de béton en travée.....	82
Tableau III.25 Vérification de contrainte de béton	82
Tableau III.26 : Vérification des contraintes.....	85
Tableau III.27 Ferrailage de l'escalier RDC volée 1	86
Tableau III.28 Ferrailage de l'escalier RDC volée 2	87
Tableau III.29 Ferrailage de l'escalier RDC volée 3	87
Tableau III.28 : Ferrailage longitudinale de la poutre palière.....	89
Tableau III.29 : Différente calcule à ELS et ELU.....	91
Tableau III.30 : Ferrailage longitudinale de la poutre brisée	91
Tableau III.31 : Ferrailage en torsion.....	92
Tableau III.32 : choix Ferrailage en torsion.....	92
Tableau III.33 : Vérification nécessaire a ELS	93
Tableau III.34 : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 1	95
Tableau III.35 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère	95
Tableau III.36 : vérification de contrainte acrotère.....	96
Tableau III.37 : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 2.....	99
Tableau III.38 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère	99
Tableau III.39 Ferrailage de la poutre de chaînage.....	102
Tableau III.40 Vérification de la contrainte dans le béton	103
Tableau IV.1 : valeurs des pénalités.....	111
Tableau IV.2 : Périodes et taux de participation massique pour chaque mode.....	116
Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	117
Tableau IV.4 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens x-x	117
Tableau IV.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens y-y	118
Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	118
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit.....	119

Liste des tableaux

Tableau III.8 : Vérification des déplacements (sens x-x).....	120
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements (sens y-y)	121
Tableau IV.10 : Vérification à L'effet P- Δ	122
Tableau IV.11 : Dimensions finales des éléments structuraux	122
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales dans les poteaux	126
Tableau V.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux	127
Tableau V.3 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage.....	128
Tableau V.4 Ferrailage transversale des poteaux.....	132
Tableau V.5 Vérification des armatures transversales pour chaque étage.....	132
Tableau V.6 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage	133
Tableau V.7 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.....	134
Tableau V.8 Vérification au cisaillement des poteaux.....	135
Tableau V.9 Schéma de ferrailage dans les différents poteaux	136
Tableau V.10 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons	139
Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse.....	139
Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles.....	141
Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton	141
Tableau V.14 Vérification de l'état limite de déformation	142
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poteaux	143
Tableau.16 : Les moments résistants dans les poutres	144
Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale.....	144
Tableau V.18 Schémas de ferrailages des poutres	145
Tableau V.19 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x_2} et V_{x_4} dans tous les niveaux.....	152
Tableau V.20 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x_1} dans tous les niveaux.....	152
Tableau V.21 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x_3} dans tous les niveaux.....	154
Tableau V.22 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y_1} dans tous les niveaux	154
Tableau V.23 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y_2} dans tous les niveaux.....	155
Tableau V.24 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y_3} dans tous les niveaux.....	156
Tableau V.25 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x_1}	156
Tableau V.26 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x_2} et V_{x_4}	157
Tableau V.27 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x_3}	157
Tableau V.28 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y_1}	158
Tableau V.29 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y_2}	158
Tableau V.30 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y_3}	158

Liste des tableaux

Tableau V.1 Ferrailage de radier.....	170
Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS	170
Tableau VI.3 Ferrailage du radier à l'ELS.....	171
Tableau VI.4 Les chargements sur les travées sens x-x.....	174
Tableau VI.5 Les chargements sur les travées sens y-y.....	174
Tableau VI.8 sollicitation maximale sur les nervures	174
Tableau VI.9 Résultats de ferrailage des nervures.....	175
Tableau VI.10 Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier	176
Tableau VI.11 Ferrailage à l'ELS	176
Tableau VI.12 Sections d'armatures du voile périphérique entresol 1	180
Tableau VI.13 Vérification des contraintes dans les voiles périphériques	182
Tableau VI.14 Sections d'armatures calculées à l'ELS	182
Tableau VI.14 Sections d'armatures calculées à l'ELS Entre sol 2.....	183
Tableau VI.14 Sections d'armatures calculées à l'ELS Entre sol 3.....	183

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.2 Diagramme des contraintes-déformations du béton	7
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier	9
Figure II.1 Disposition des poutrelles plancher RDC et entre sol 1	12
Figure II.2 Disposition des poutrelles étage 1	13
Figure II.3 Disposition des poutrelles 2 ^{eme} étage jusqu'au 9 ^{eme}	14
Figure II.4 Coupe transversale d'un plancher corps creux.....	17
Figure II.5 Section d'une poutrelle	17
Figure II.6 Dalle sur 4 appuis.....	20
Figure II.7 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires	20
Figure II.8 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires	21
Figure II.9 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires	21
Figure II.10 Dalle sur 3 appuis.....	21
Figure II.11 Dalle sur 3 appuis.....	21
Figure II.12 Dalle sur 3 appuis.....	22
Figure II.13 Vue en plan escalier	23
Figure II.14 Coupe transversale d'un voile de contreventement	26
Figure II.15 acrotère terrasse inaccessible	28
Figure II.16 acrotère terrasse accessible	29
Figure II.17 Coupe transversale d'un poteau	33
Figure II.18 Surface afférente du poteau E4	35
Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle Type 6	45
Figure III.2 Schéma de la dalle pleine.....	61
Figure III 3 Schéma de ferrailage de panneau DP1, DP2, DP3, DP4, DP5 et DP7	67
Figure III 4 Schéma de ferrailage de la rampe d'accès et des parkings	67
Figure III 5 Schéma de ferrailage du panneau D6	68
Figure III.6 Dimension de l'ascenseur.	68
Figure III.7 Ferrailage de la dalle cas charge répartie.....	72
Figure III.8 Illustration de la surface d'impact.	73
Figure III.9 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentré.....	77
Figure III.10 Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU.....	78
Figure III.11 Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.....	83
Figure III.12 : Schéma statique de la volée 2	84

Liste des figures

Figure III.13 : Detaille schéma de ferrailage de la volée 2 étage courant.....	86
Figure III.14 Schéma de ferrailage l'escalier RDC palier et volée 1	88
Figure III.15 Schéma de ferrailage l'escalier RDC volée 2	88
Figure III 18 : schéma de ferrailage de l'acrotère type1	97
Figure III.20: schéma de ferrailage acrotère type 2	101
Figure III.21 : schéma statique de poutre de chainage	101
Figure III.22 Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	104
Figure IV.1 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016	110
Figure IV.2 : Spectre de réponse	114
Figure IV.3 : Disposition des voiles de contreventement	115
Figure V.1 Armature transversale dans la zone nodale.....	138
Figure V.2 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.	143
Figure V.3 Schéma de ferrailage voile V_{y1}	159
Figure VI.1 Semelle isolée	162
Figure V.2 Semelle filante.	163
Figure VI.3 Le panneau le plus sollicité.	168
Figure VI.4 Détaille schéma de ferrailage du radier	171
Figure VI.5 Schéma des lignes de rupture du radier	172
Figure VI.6 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.	173
Figure VI.7 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.	173
Figure VI.8 Coupe d'une nervure sens x-x	175
Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.....	177
Figure VI.11 Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique.....	179
Figure VI.12 Ferrailage du voile périphérique Entre sol 1	183

Introduction générale

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.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment de neuf étages plus trois entres sols et un rez de chaussée, contreventé par un système mixte (voile-portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escalier et l'acrotère, ont été calculé et ferrillé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel ETAPS 2016 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.

Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

Nous terminons, notre travail par une conclusion général.

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.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment de neuf étages plus trois entres sols et un rez de chaussée, contreventé par un système mixte (voile-portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Introduction générale

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escalier et l'acrotère, ont été calculé et ferrillé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel ETAPS 2016 et une disposition optimale des voiles a été adopté. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.

Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

Nous terminons, notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I
Généralités

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description du projet et la définition des différentes dimensions, les plans architecturaux et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés, aussi une étude de sol (localisation, reconnaissance, stabilité et classification du site).

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage a étudié dans cette présentation est un bâtiment (R+9 avec 3 entresol) en béton armé a usage multiple, implanté à Bejaia au lieu-dit : SIDI AHMED, elle est classée d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne (**IIa**).

Le bloc a étudié se compose de 36 logements du premier au neuvième étage, chaque niveau contient 3 appartements F3 et un appartement F4, l'entre sol 1 est compose de 2 logement F2 et 2 locaux à usage commercial, le RDC est à usage commercial, les entre sols 2 et 3 sont des parkings

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

Largeur en plan	21.1m
Longueur en plan (étage courant)	23m
Longueur en plan (RDC et entre sol 2 et 3)	20m
Longueur en plan (entre sol 1).....	21.5m
Hauteur du RDC.....	5,04m
Hauteur des étages courants	3,06m
Hauteur totale du bâtiment façade postérieure (sans acrotère)	41,76m
Hauteur totale du bâtiment façade principale (sans acrotère)	32.58m

I.4. Présentation de la structure

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour certain balcons et les parkings

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de Quatre volées.

Selon le **RPA2003** pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone de moyenne sismicité, il est indispensable d'introduire des voiles. Le système de contreventement sera défini ultérieurement.

I.5. Caractéristiques du sol

Le terrain objet de cette étude fait partie de la localité de **SIDI AHMED** qui est situé au nord de la ville de **BEJAIA** au piémont de **DJEBEL DE YAMA GOURAYA**. Il est limite au nord par des constructions, a l'est par une route, a l'Ouest par un terrain vague de **CHAABA** est au sud par des bâtiments.

De point de vue morphologique, le terrain est caractérisé par une **pente moyenne a accentuée vers le ouest**.

Géologiquement, visuellement et d'après les sondages carottes, le terrain est couvert par des **marnes schisteuse beige altérées** en surface et **indurées** en profondeur

Les résultats des essais penetrometriques ont mis en évidence la présence deux horizons :

Le premier horizon situe entre **0.00** et **4.40m** de profondeur caractérisé par des valeurs de résistance de pointes comprise entre **10** et **50 bars**, cet horizon correspond peut etre a la profondeur du ravinement du **CHAABA** ou à la tranché d'assainissement comble par **les matériaux d'apport non compacte**.

Le deuxième horizon au-delà de **4.40m** de profondeur dont les valeurs de résistance de pointes deviennent supérieur à **50 bars**, elles correspondent au **marnes schisteuses beige indurée affleurant** surface.

Le refus total à la pénétration est obtenu à **3.60m P01** et a **4.80** pour le **P02** à la contre des **marnes saines et indurées**.

Pour le dimensionnement des fondations, une contrainte admissible de **2.00 bars** peut être obtenue pour un **radier général** ancre à **1.00m** de profondeur dans **la marne schisteuse indurée** avec **des tassements nuls**.

Pour éviter la décompression du sol sous la route du côté est et pour préserver l'équilibre naturel du site et des constructions mitoyennes du côté nord, il est recommandé d'entamer les travaux en **période sèche** à partir du mois de mai, ainsi, il est vivement recommandé de soutenir le talus de **terrassement immédiatement**.

Les résultats de calcul de stabilité selon les deux profils à l'état naturel montrent que le terrain est stable des coefficients de sécurité minimum égaux à **3.72** pour le profil **01** et **4.37** pour le profil **02**.

La vérification de la stabilité après le tassement montre que les coefficients de sécurité diminuent jusqu'à **1.68** pour le profil **01** et **2.22** pour le profil **02** qui est toujours stable.

Après la vérification de la stabilité par le **logiciel Geoslope**, il ressort que le talus de tassement sera stable et nous insistons sur le **soutènement immédiat** du talus après terrassement car les marnes sont des sols évolutifs qui se **dégradent en contact de l'atmosphère**.

Le sol a une **agressivité faible** au béton. Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'Art doit être compact par ses qualités intrinsèques.

Concernant la classification du site, la morphologie et la lithologie de ce dernier ainsi les essais réalisés, permettent de le classer dans la catégorie **S2**, selon le **RPA 99 version 2003**.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1 Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- **Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93) :**

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

Pour $j=28$ jours : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

- **Modules de déformation longitudinale du béton :**

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

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})[2]$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ On a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{v28} = 10818,86\text{MPa} \end{cases}$

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu = 0$ À *ELU.CBA93* (Article A.2.1.3) [2]

$\nu = 0.2$ À *ELS*

- **Diagramme contrainte déformation :**

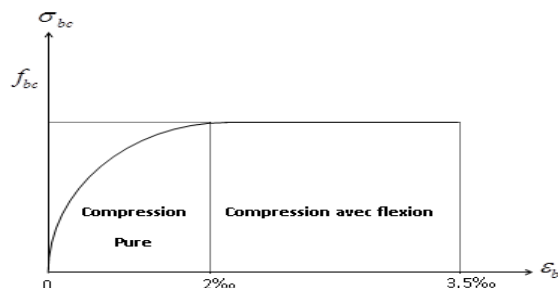


Figure I.2 Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **Contraintes limite de compression à L'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4). [3]}$$

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Situation accidentelle

$\gamma_b = 1,50 \rightarrow$ Situation courante

θ : Coefficient d'application de charge :
$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 \text{ si } 1h < t < 24h \\ \theta = 1 \text{ si } t < 1h \end{cases}$$

- **La contrainte de compression à l'ELS :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15Mpa \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2)}. [2]$$

- **Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article **A.5.2.11 de BAEL91** on a : [3]

$$\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5Mpa) \square \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa) \square \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{adm} = 3.33Mpa \square \text{ Fissuration Peu Nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 1.17Mpa \square \text{ Fissuration Préjudiciable.}$$

I.6.2 L'acier

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000Mpa$

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

- **Principales armatures utilisés :**

Tableau: I.2 f_e en fonction du type d'acier.

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

- **Contrainte limite :**
- **Etat limite ultime :**

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

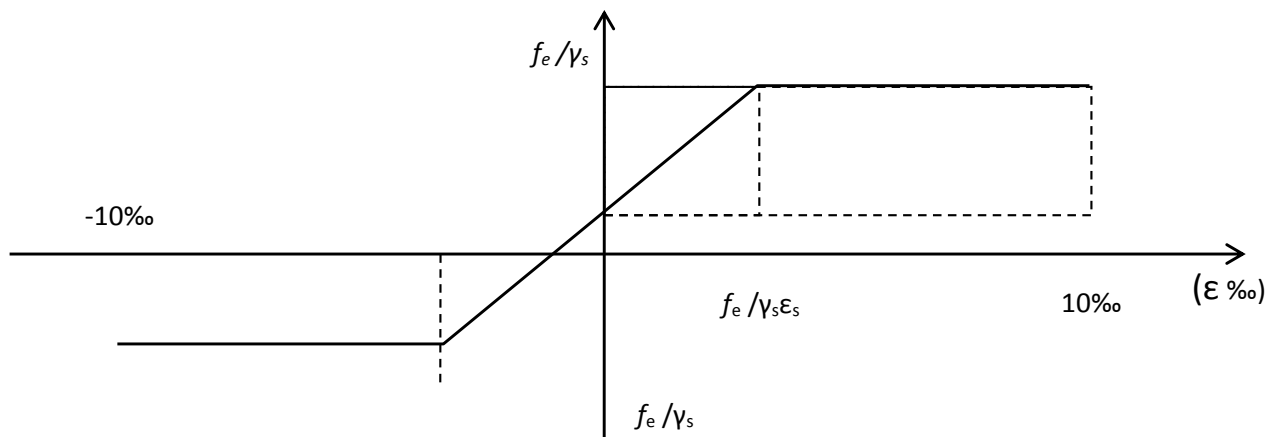


Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier

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

Avec : $E_s = 200000\text{Mpa}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348\text{MPa} & \text{.....Pour une situation courante.} \\ 400\text{MPa} & \text{.....Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2 / 3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1 / 2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

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

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

I.7. Règlements et normes utilisés

- RPA99/version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version99.
- DTR BC2.33.2.

I.8. Conclusion

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont données comme suite :

Béton { Résistance caractéristique (f_{c28}) 25MPa
 Contraintes limite a L'ELU:
 situation durable 14.2MPa
 situation accedentelle 18.47MPa
 Contrainte limite a L'ELS (σ_{bc}) 15MPa

Acier { Limite d'élasticité (f_e) 400MPa
 Module d'élasticité 2×10^5 MPa
 Contraintes calcul a L'ELU:
 situation durable 400MPa
 situation accedentelle 348MPa
 Contrainte a L'ELS: FN 240MPa
 FTN 176MPa

Chapitre II

*Pré dimensionnement des
éléments*

Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 version 2003, BAEL 91 et au CBA93.

La transmission des charges verticales se fait comme suit :

Charges et surcharges → *planchers* → *poutres* → *poteaux* → *fondations* → *sol*.

II.1 Pré dimensionnement des éléments

II.1.1 Disposition des poutrelles, et position des dalles pleines :

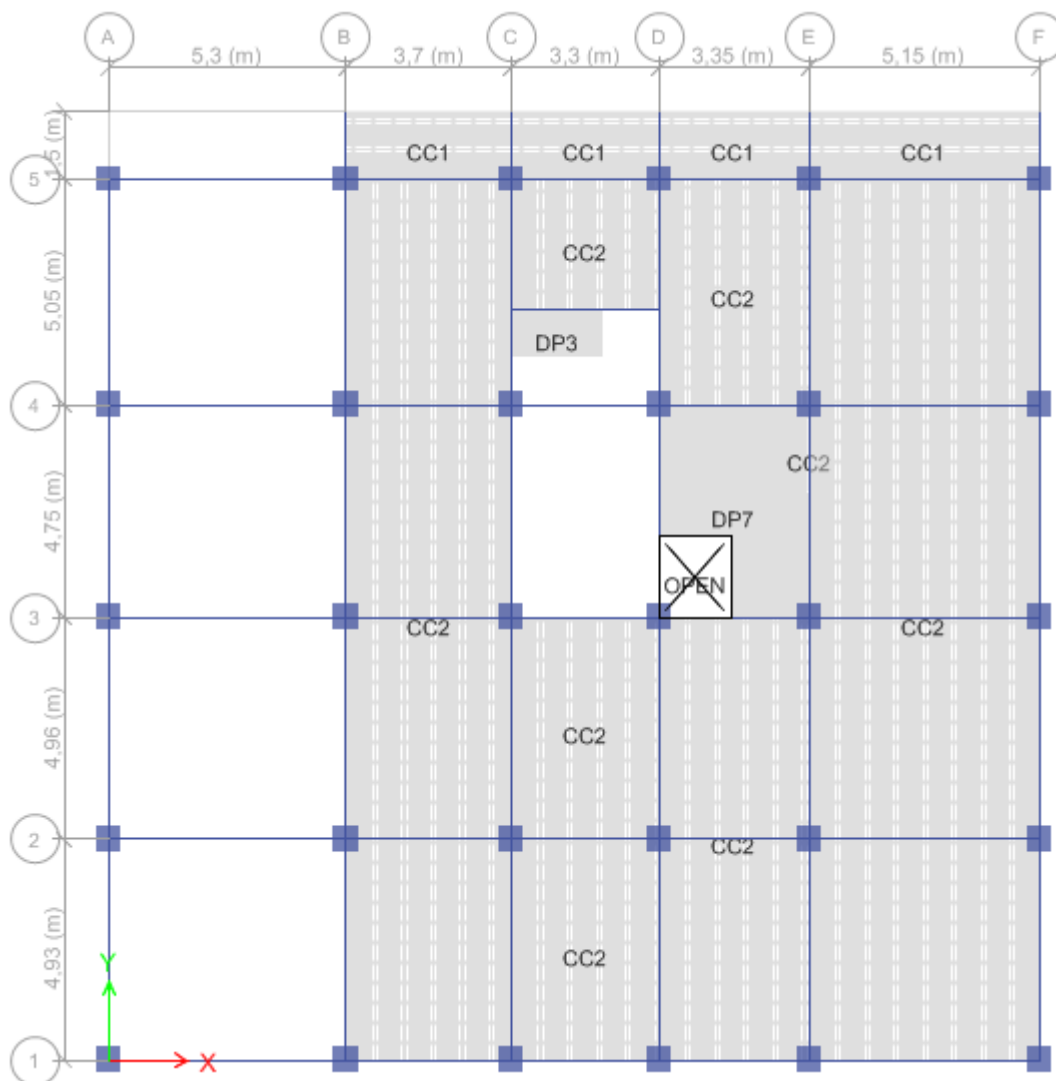


Figure II.1 Disposition des poutrelles plancher RDC et entre sol 1

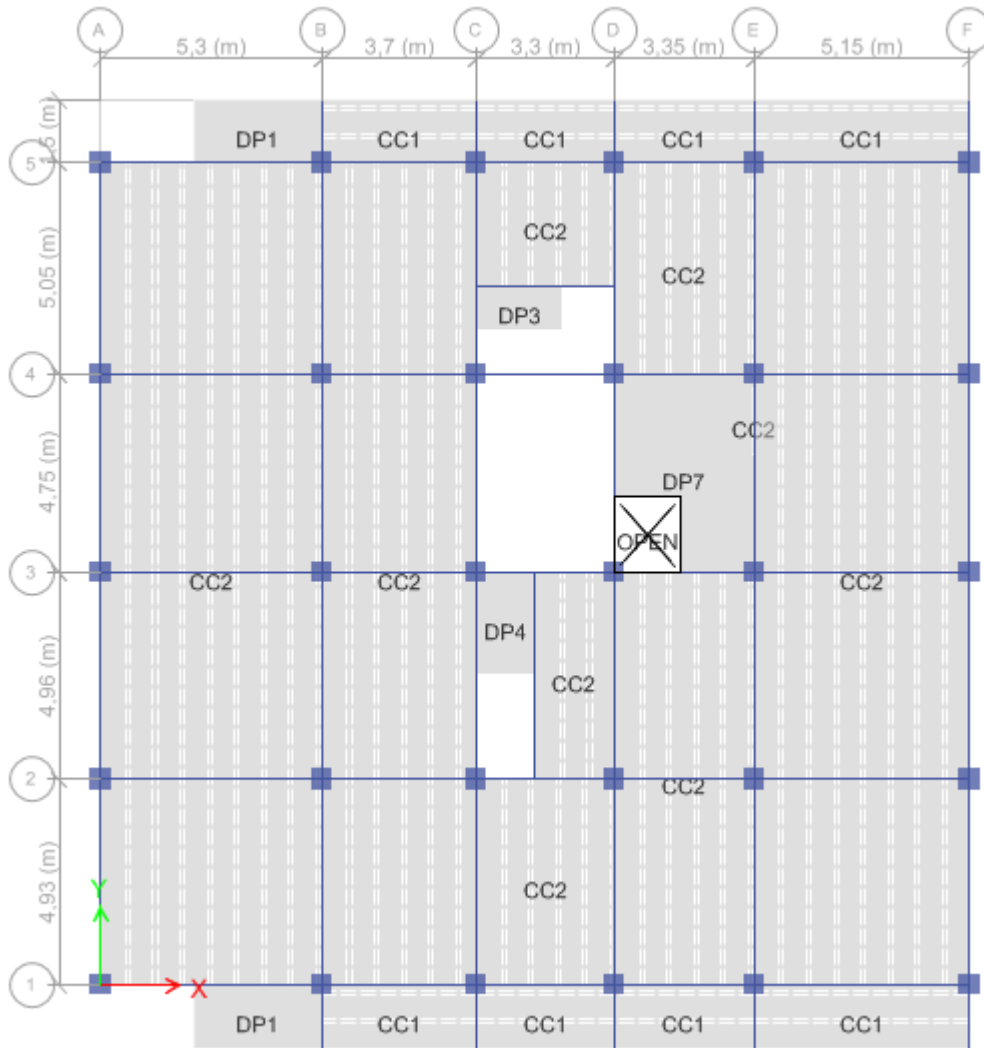


Figure II.2 Disposition des poutrelles étage 1

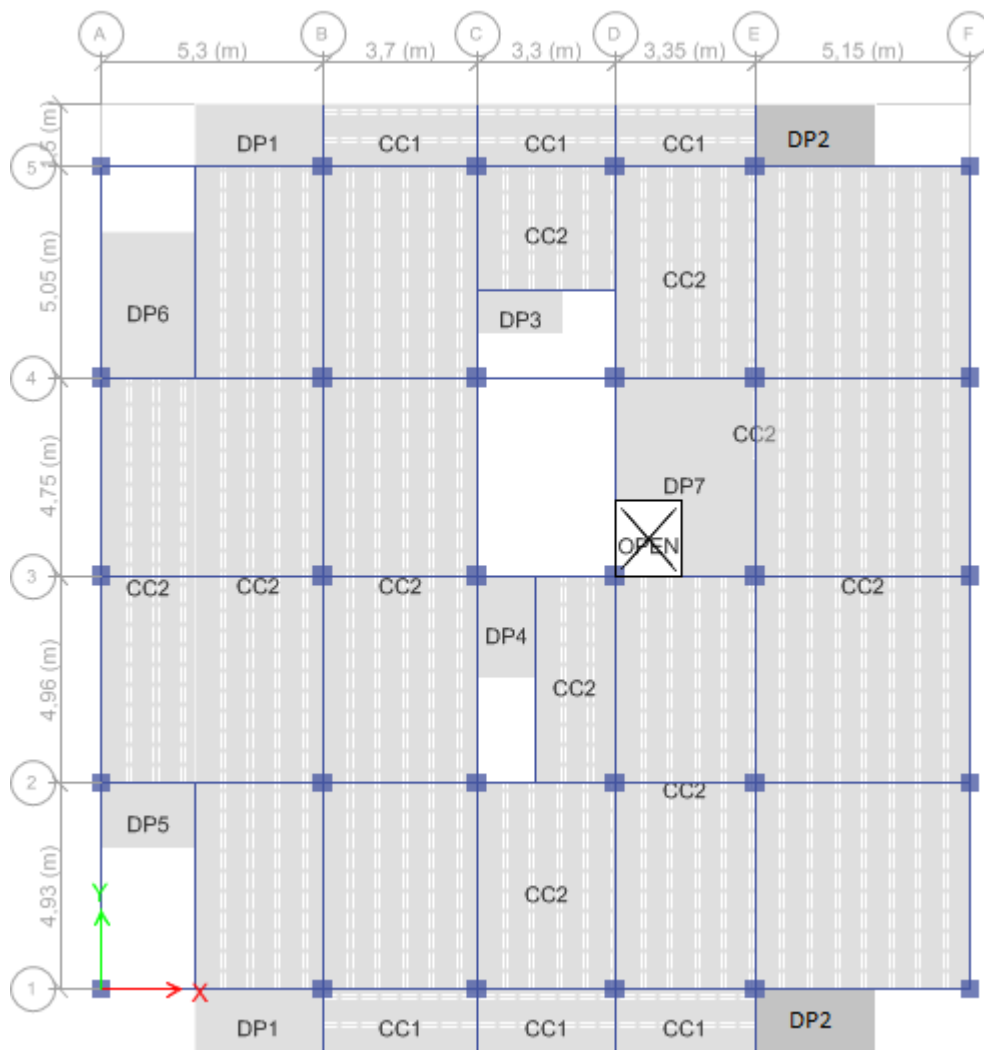


Figure II.3 Disposition des poutrelles 2^{ème} étage jusqu'au 9^{ème}

II.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui ont un rôle porteur dans la structure en transmettant les chargements verticaux au poteaux. il assure aussi un rôle de stabilité via les actions accidentelles.

- **Les poutres principales suivant le sens (XX)**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec L_{max}: longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{max} = 530 - 30 = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$\Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm est pris de manière forfaitaire} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions du RPA 99

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$Vérifiée
- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$Vérifiée(**RPA 99 Art.7.5.1**)
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4.00$Vérifiée
- **Les poutres secondaires suivant le sens (YY)**

Ses dimensions doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec L_{max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{max} = 505 - 30 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10}$$

$$31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm est pris de manière forfaitaire} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions du RPA93

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$Vérifiée
- $h=40\text{cm}>30\text{cm}$Vérifiée(**RPA99Art.7.5.1**)
- $\frac{h}{b} = 1,33 < 4,00$Vérifiée

II.3 Les planchers

Les plancher sont des éléments horizontaux destinés à reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, ils sont aussi conçus pour transmettre l'action accidentelle (vent, séismes, choc...Etc.) Par l'action diaphragme des planchers aux éléments de contreventement. Et on en distingue deux :

- **Plancher corps creux**

Ce type de plancher est utilisé dans la construction, les bâtiments à usage courant, ce plancher a pour avantage qu'il est économique, facile à réaliser et procure une bonne isolation thermique et phonique. Il se constitue de corps creux, poutrelles et une dalle de compression.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation suivant :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA 93 art B.6.8.4.2.4})$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre deux appuis de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 505 - b_{\text{poutre}} = 505 - 30 = 475 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{475}{22,5} = 21,1 \text{ cm, soit un plancher de } 24 \text{ cm pour tous les niveaux}$$

20cm : hauteur du corps creux

4cm : hauteur de la dalle de compression

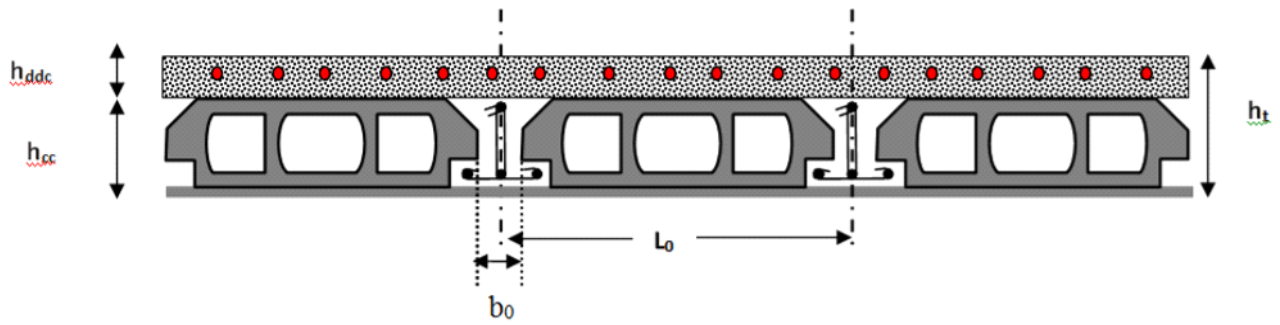


Figure II.4 Coupe transversale d'un plancher corps creux

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression

h_{cc} : Hauteur du corps creux

b_0 : la largeur de la poutrelle

l_0 : entre axe des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

- **Poutrelle**

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères essentiels, le critère de la petite portée (a pour but de réduire la flèche) et le critère de la continuité (pour avoir le maximum d'appuis).

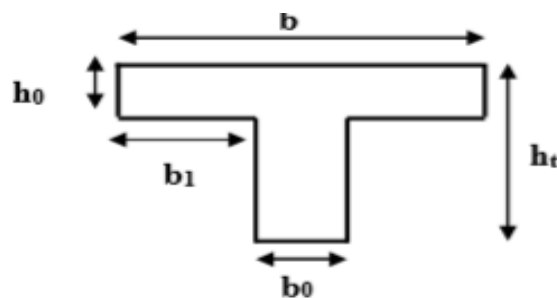


Figure II.5 Section d'une poutrelle

b_0 : Largeur de la poutrelle

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur total du plancher

$$0.4 * h_t \leq b_0 \leq 0.6 * h_t$$

$$9,6\text{cm} \leq b_0 \leq 14,4\text{cm}$$

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

$$b - \frac{b}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{2}\right)$$

Avec L_x : distance entre nus d'appuis de face de deux poutrelles

L_y : travée minimale des poutrelles dans le sens de leurs dispositions

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$b - \frac{10}{2} \leq \min(27.5, 30)$$

$$b \leq 27.5 * 2 + 10$$

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

Soit $b = 65\text{cm}$

- **Plancher dalles pleines**

On dimensionne une dalle pleine suivant les critères si dessous :

Pour la Résistance au feu on doit vérifier si :

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

$h \geq 11\text{cm}$ → pour deux heures de coupe-feu.

$h \geq 14\text{cm}$ → pour trois heures de coupe-feu.

Pour l'isolation phonique Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 14 cm

- **La résistance à la flexion**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Dalle sur un appuis}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \leq 0,4$$

Avec L_x : la petite dimension de la dalle

L_y : la plus grande dimension de la dalle

Tableau II.1 Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines

Panneaux	Appuis	L_x (m)	L_y (m)	LX/LY	E	Echoisi (cm)
D1	2 appuis perpendiculaires	1.5	2.9	0.52	$e \geq 1.5/20$	15
D2	2 appuis perpendiculaires	1.5	2.75	0.54	$e \geq 1.5/20$	15
D3	2 appuis perpendiculaires	1.07	2.05	0.52	$e \geq 1.07/20$	15
D4	3 appuis	1.4	2.16	0.65	$3.11 \leq e \leq 3.5$	15
D5	3 appuis	1.55	1.6	0.97	$3.44 \leq e \leq 3.87$	15
D6	3 appuis	2	3.35	0.6	$4.44 \leq e \leq 5$	15
D7	4 appuis	3.05	4.45	0.68	$6.77 \leq e \leq 7.62$	15
D8	4 appuis	4.75	4.85	0.98	$10.56 \leq e \leq 11.87$	15

NB : la dalle D8 est la plus défavorable du plancher dalle plein (parking)

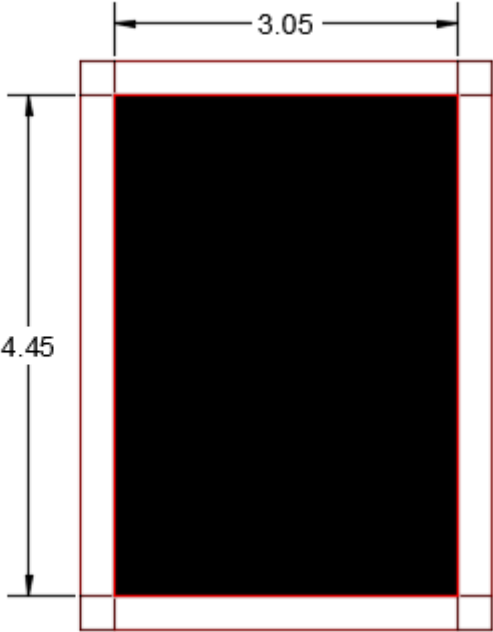


Figure II.6 Dalle sur 4 appuis

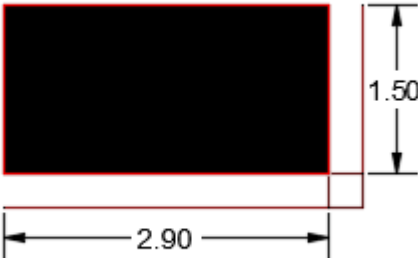


Figure II.7 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires

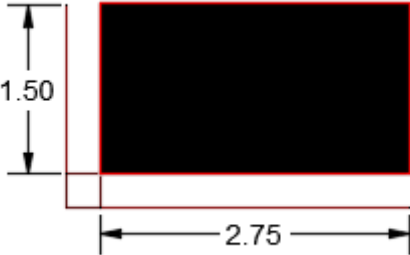


Figure II.8 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires

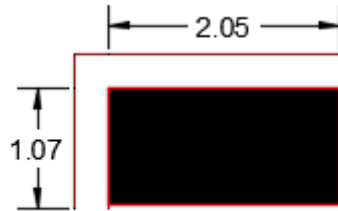


Figure II.9 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires

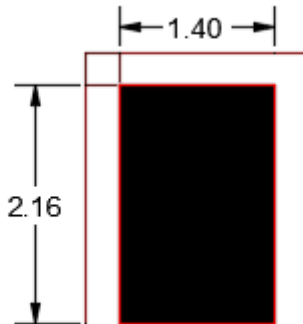


Figure II.10 Dalle sur 3 appuis

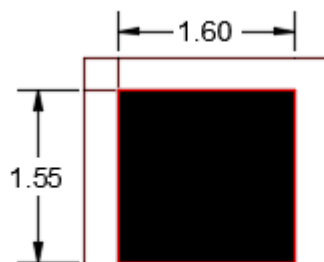


Figure II.11 Dalle sur 3 appuis

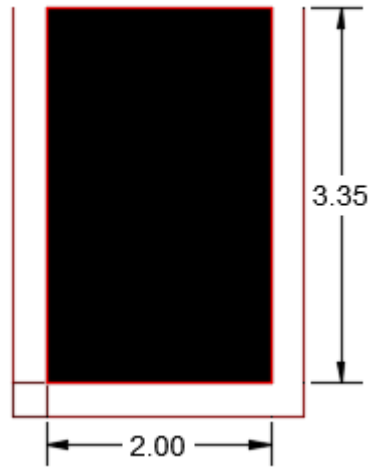


Figure II.12 Dalle sur 3 appuis

II.4 Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

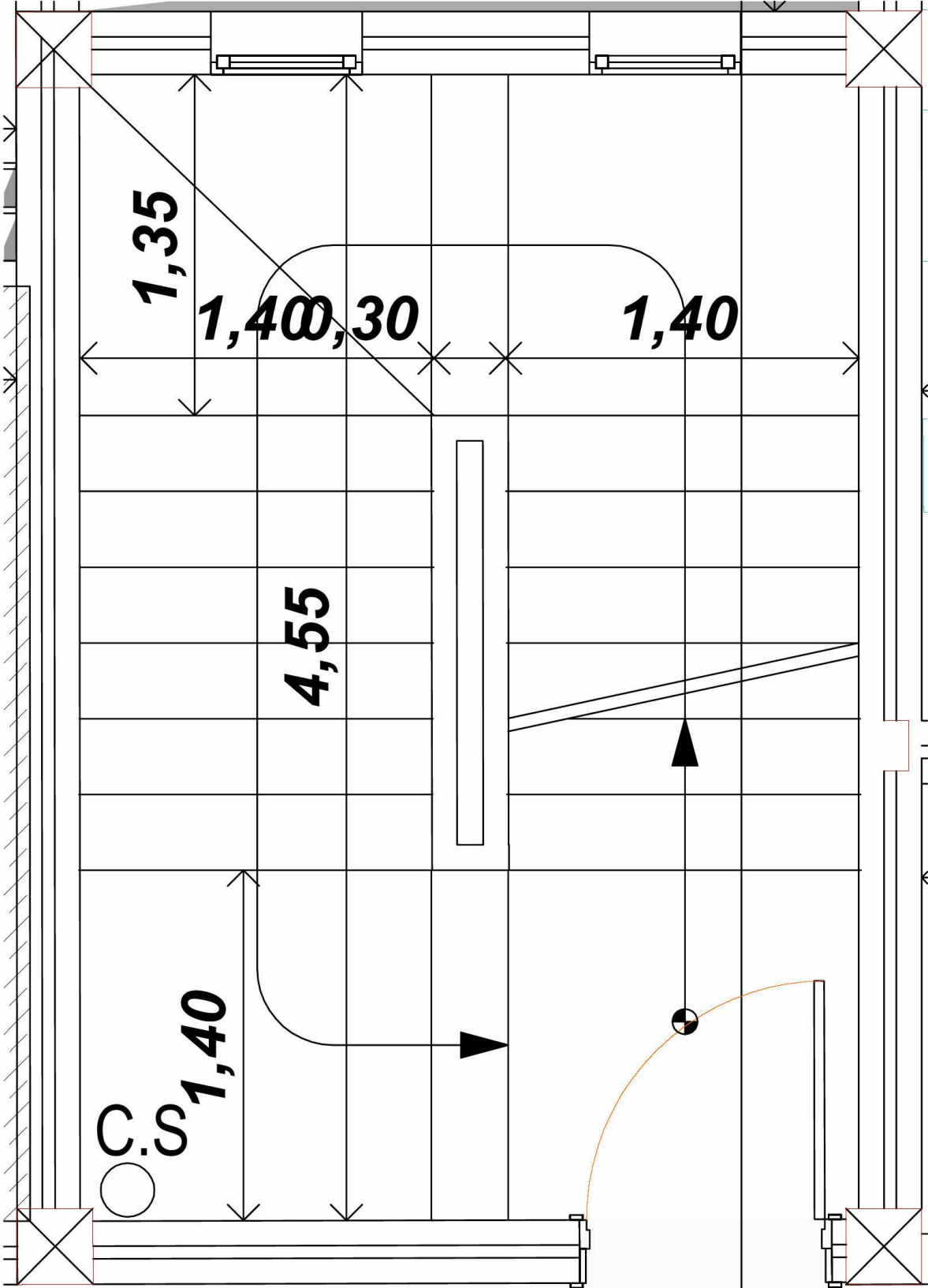


Figure II.13 Vue en plan escalier

Dimensionnement

Les dimensions g et h doivent satisfaire la relation de blondel suivante :

$$60\text{cm} \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Calcul de la hauteur d'une contremarche (h) et du giron (g) :

On a : H = 119 cm ; L0 = 180cm.

D'après le plan d'architecture :

Nous avons huit marches dans la première volée et sept dans la deuxième volée

Donc : n = 7 contre marches.

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour sept marches par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30\text{cm}$$

On a:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

60 cm ≤ 64 cm ≤ 65 cm..... Vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le giron d'une marche est: } g = 30\text{cm.} \\ \text{La hauteur d'une contremarche est: } h = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

La longueur développée est : L = Lv+ Lp .

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{119}{180} \right) \approx 33.46^\circ$$

$$L_v = \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 2.16\text{m}$$

$L = 4.90\text{m}$

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

$$\frac{490}{30} \leq e \leq \frac{490}{20}$$

$$16.35 \leq e \leq 24.53$$

On prend : $e = 18 \text{ cm}$.

La poutre brisée

$$L = 1.4 + 1.1 + 0.69 = 3.19 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec L_{\max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 3.19$$

$$\frac{319}{15} \leq h \leq \frac{319}{10}$$

$$21.27\text{cm} \leq h \leq 31.9\text{cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$b = 30 \text{ cm}$ est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

Les conditions du RPA vérifié donc les dimensions de la poutre palière sont :

$$h = 30 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

II.5 Les poutres de chaînage

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec L_{\max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{max} = 505 - 30 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h_0 \leq \frac{475}{10}$$

$$31.66 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

b=30 cm est pris de manière forfaitaire

II.6 Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé qui assure le rôle de reprendre les charges sismiques essentiellement.

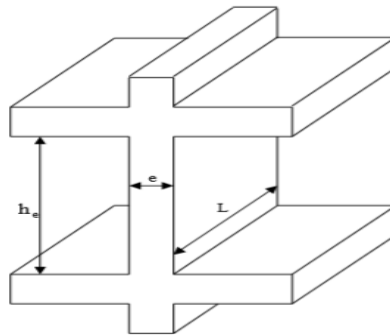


Figure II.14 Coupe transversale d'un voile de contreventement

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

h_e : la hauteur libre d'étage

e : épaisseur du voile

Voile RDC

h_e = hauteur d'étage – la hauteur de la poutre

$$h_e = 5.04 - 40$$

$$h_e = 464 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(\frac{464}{20}, 15 \text{ cm} \right)$$

$$e \geq \max (23.2, 15 \text{ cm})$$

$$e = 25 \text{ cm} \quad L = 4 * e = 100 \text{ cm}$$

- **Voile de l'étage courant**

h_e = hauteur d'étage – la hauteur de la poutre

$$h_e = 306 - 40$$

$$h_e = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(\frac{306}{20}, 15 \text{ cm} \right)$$

$$e \geq \max (13.3, 15 \text{ cm})$$

$$e = 15 \text{ cm} \quad L = 4 * e = 60 \text{ cm}$$

II.7 Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseurs munis d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+9+ 3 entre sol) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- F_c : Charge due à la cuvette = 102 KN
- D_m : Charge due à l'ascenseur = 82KN.
- P_m : Charge due à la salle des machines = 15KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/ s}$.

$$\Rightarrow g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3 \text{ KN}$$

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (25 \times 0.05) = 5 \text{ KN / m}^2$$

$$G_1 = \text{poid de la dalle} + \text{revetement}$$

II.8 Pré dimensionnement 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 encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Type 1 : Terrasse inaccessible

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

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03)/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

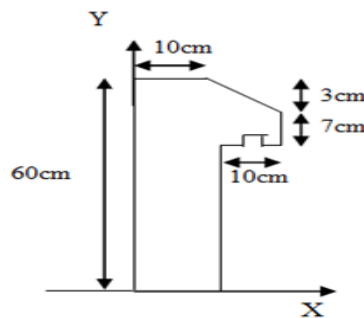


Figure II.15 acrotère terrasse inaccessible

Type 2 : Terrasse accessible

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03)/2$$

$$s = 0.1085 \text{ m}^2$$

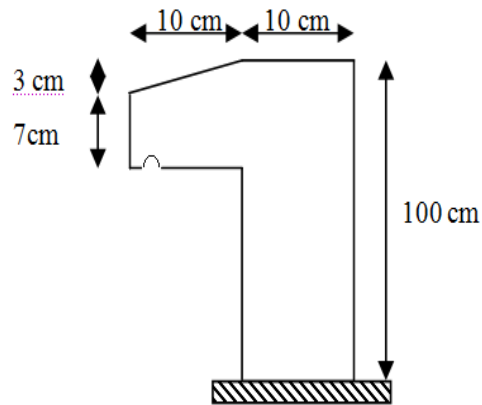


Figure II.16 acrotère terrasse accessible

II.9 Les poteaux

II.9.1 L'évaluation des chargements

L'ingénieur ou le concepteur doit évaluer en premier lieu quels sont les chargements s'exerçant sur la structure permanente soit-il ou bien d'exploitation, ces charges comprennent le poids des éléments (revêtement, chape,etc.)

• **Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible**

Tableau Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,02	0.12
Isolation thermique	/	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux (20+4)	/	0.2	3,2
Charge permanent G			6.68
Charge d'exploitation Q			1

• **Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible**

Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Forme de pente	/	0.065	1.43
Plancher corps creux (20+4)	/	/	3.2
Isolation thermique	/	0.04	0.16
Etanchéité multicouche	/	0.02	0.12
Enduit en ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G			5.98
Charge d'exploitation Q			1.5

- Évaluation des charges revenant au plancher courant et commercial

Tableau II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant et commercial

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher corps creux (20+4)	/	/	3,2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons	10	0.1	1
Charge permanent G			5.06
Charge d'exploitation Q étage courant			1.5
Charge d'exploitation Q RDC et entres sols 1			5

- Evaluation des charges revenant à la dalle pleine

Tableau II.5 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G			5.11
Charge d'exploitation Q du balcon			3.5
Charge d'exploitation Q des étages courants			1.5

- Evaluation des charges de la dalle pleine au tour de l'ascenseur

Tableau II.6 Evaluation des charges de la dalle pleine au tour de l'ascenseur

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Couche de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	10	0,018	0,18
Charge permanent G			5.09
Charge d'exploitation Q			2.5

- Evaluation des charges dues au mur double cloison

Tableau II.7 Évaluation des charges des murs double cloison

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse 10cm	/	0.10	0.9
Brique creuse 15cm	/	0.10	1.3
Enduit de plâtre	/	0.02	0.2
Charge permanent G			2.76

- Evaluation de charge revenant au palier

Tableau II.8 Evaluation des charges revenant au palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Paillasse	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G			5.27
Charge d'exploitation Q			2.5

.Evaluation des charges revenant aux volées

Tableau II.9 Evaluation des charges revenant aux volées

N°	Couche		Poids surfacique (KN/m ²)	Epaisseur(m)	G (KN/m ²)
1	Dalle pleine		25	0.18/cosα	5.39
2	Carrelage	Horizontal	22	0.02	0.44
		Vertical	22	0.02h/g	0.25
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.4
		Vertical	20	0.02h/g	0.23
4	Enduit de ciment		18	0.02/cosα	0.23
5	Poids des marches		22	h/2	1.87
Charge permanent G _v					9.01
Q escalier					2.5

II.9.2 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes.

- 1). Stabilité de forme (flambement).

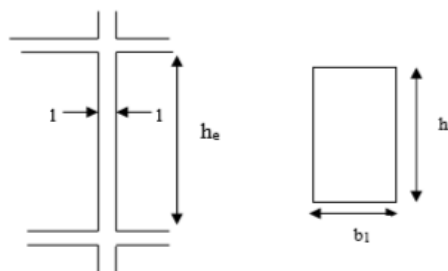


Figure II.17 Coupe transversale d'un poteau

- 2). Résistance à la compression : Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone

b₁ : petite dimension du poteau H₁ : Grande dimension du poteau

H_e : Hauteur libre des poteaux

Dégression des charges

Dans un bâtiment à usage d’habitation qui est multi-étage avec un nombre important d’étage qui sont indépendants les uns des autres il convient d’appliquer la loi de dégression de charge de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, \dots, Q_n$ les charge d’exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, N et cela tous numéroté du sommet à la base

- Sous toit terrasse Q_0
- Sous toit du dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1
- Sous toit étage immédiatement inférieure (étage 2) $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
- (étage 3)..... $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- (étage 4) $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- (étage n)..... $Q_0+\frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

Lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les niveaux de la bâtisse il y’a lieu de simplifier la loi de dégression en en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu’à arriver à 0.5 Q_0 et cette valeur sera conservée pour tous les niveaux inférieurs. (DTR BC.2.2. Art 6.1)

- **Section des poteaux pour les différents niveaux :**

Tableau II.10 Section des poteaux pour les différents niveaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)
Entre sol 3	60x60
Entre sol 2 et 1	55x55
RDC et étage 1	50x50
Etage 2 et 3	45x45
Etage 4 et 5	40x40
Etage 6 et 7	35x35
Etage 8 et 9	30x30

Surface afférente entre sols 1 jusqu’au 9^{ème} étage :

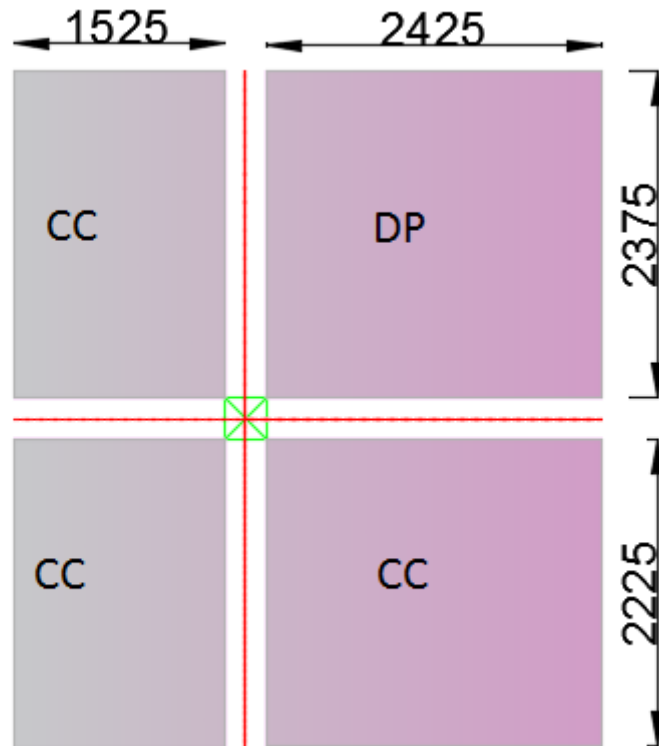


Figure II.18 Surface afférente du poteau E4

$$S_1 = 2.37 \times 1.52 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.37 \times 2.42 = 5.73 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.52 \times 2.22 = 3.37 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.22 \times 2.42 = 5.37 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_4 = 14.7 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = S_3 = 3.37 \text{ m}^2$$

Dans les entres sols 2 et 3 (dalle pleine) :

$$S_{dp} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 18.07 \text{ m}^2$$

• **Poids du plancher entres sols 1 jusqu'au 9^{eme} étage**

$$\text{poids plancher} \begin{cases} G_p = G_{cc} * S_{cc} + G_{dp} * S_{dp} = 5.56 * 14.7 + 5.09 * 3.37 = 98.88 \text{ KN} \\ Q_p = Q_{cc} * S_{cc} + Q_{dp} * S_{dp} = 1.5 * 14.7 + 2.5 * 3.37 = 30.41 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Poids du plancher entres sols 2 et 3**

$$\text{poids plancher entres sols 2 et 3} \begin{cases} G_p = G_{dp} * S_{dp} = 5.09 * 18.07 = 91.97\text{KN} \\ Q_p = Q_{dp} * S_{dp} = 2.5 * 18.07 = 47.17 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Poids plancher terrasse accessible**

$$\begin{cases} G_p = G_{cc} * S_{cc} + G_{dp} * S_{dp} = 5.98 * 14.7 + 5.09 * 3.37 = 105.05\text{KN} \\ Q_p = Q_{cc} * S_{cc} + Q_{dp} * S_{dp} = 1.5 * 14.7 + 2.5 * 3.37 = 31.35 \text{ KN} \end{cases}$$

Poids des poteaux : $H_{\text{etage}} = 3.06 \text{ m}$, $H_{\text{RDC}} = 5.04\text{m}$

$$P_{\text{pot}} = 25 * b * h * H$$

Poteau: $30 \times 30 = 6.88 \text{ KN}$

Poteau : $35 \times 35 = 9.37 \text{ KN}$

Poteau : $40 \times 40 = 12.24 \text{ KN}$

Poteau : $45 \times 45 = 15.49 \text{ KN}$

Poteau : $50 \times 50 (1^{\text{ere}} \text{ etage}) = 19.12 \text{ KN}$

Poteau : $50 \times 50 (\text{RDC}) = 31.5 \text{ KN}$

Poteau : $55 \times 55 = 23.15 \text{ KN}$

Poteau : $60 \times 60 = 27.54 \text{ KN}$

• **Poids des poutres**

$$\text{poids des poutres} \begin{cases} P_{pp} = 25 * h * b * (4.59) \\ P_{ps} = 25 * h * b * (3.94) \end{cases}$$

$$P_{pp} + P_{ps} = 13.77 + 11.82 = 25.59 \text{ KN}$$

• **Descente de charge poteau E4**

Tableau II.11 Descente de charge du poteau E4

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
--------	----------	--------	--------

N13	Plancher terrasse	105.05	
	Poutres	25.59	
	Poteau	6.88	
		137.52	31.35
N12	Venant de N ₁₃	137.52	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	6.88	
	Mur	6.32	
		275.19	61.82
N11	Venant de N ₁₂	275.19	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	9.37	
	Mur	6.32	
		415.35	89.26
N10	Venant de N ₁₁	415.35	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	9.37	
	Mur	6.32	
		555.51	113.61
N9	Venant de N ₁₀	555.51	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	12.24	
	Mur	6.32	
		698.54	128.85
N8	Venant de N ₉	698.54	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	12.24	
	Mur	6.32	

		841.57	145.61
N7	Venant de N ₈	841.57	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	15.49	
	Mur	6.32	
		987.85	161.15
N6	Venant de N ₇	987.85	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	15.49	
	Mur	6.32	
		1134.13	178.52
N5	Venant de N ₆	1134.13	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	19.12	
	Mur	6.36	
		1284.04	194.67
N4	Venant de N ₅	1284.04	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	31.5	
		1440.01	248.52
N3	Venant de N ₄	1440.01	
	Plancher étage courant	98.88	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	23.14	
	Mur	6.32	
		1593.44	301.3

N2	Venant de N ₃	1593.44	
	Plancher étage courant	91.97	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	23.14	
		1734.64	326.11
N1	Venant de N ₂	1734.64	
	Plancher étage courant	91.97	
	Poutres	25.59	
	Poteaux	27.548	
		1879.74	350.41

- **Descente de charge poteau C3 :**

G = 1848,65 KN,

Q = 196,07 KN

- **Vérification du poteau :**

Le poteau E4 est le plus défavorable.

- **Vérification à la compression simple :**

G=1879.74 KN et Q=350.41 KN

Selon le **CBA93 (artB.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que

:

$$N^* = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1879.74 + 1.5 \times 350.41)$$

$$N^* = 3369.59 \text{ KN}$$

- **Vérification à la résistance**

$$\frac{N_{u^*}}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2$$

$$9.36 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Les résultats de calcul des autres niveaux sont résumés dans le Tableau suivant

Tableau II.12 Résumé de la vérification à la résistance des poteaux

Niveau	Nu* (MN)	B (m ²)	□(MPA)	□ (MPA)	Observation
Entre sol 3	3.369	0.36	14.2	9.36	Vérifié
Entre sols 2	3.114	0.3025		10.29	Vérifié
Entre sol 1	2.863	0.3025		9.46	Vérifié
RDC	2.548	0.25		10.19	Vérifié
Etage 1	2.228	0.25		8.91	Vérifié
Etage 2	1.978	0.2025		9.77	Vérifié
Etage 3	1.733	0.2025		8.64	Vérifié
Etage 4	1.490	0.16		9.31	Vérifié
Etage 5	1.250	0.16		7.81	Vérifié
Etage 6	1.012	0.1225		8.26	Vérifié
Etage 7	0.764	0.1225		6.24	Vérifié
Etage 8	0.511	0.09		5.68	Vérifié
Etage 9	0.256	0.09		2.84	Vérifié

Vérification au flambement

$$Nu * \leq \alpha \left(\frac{Br * fc28}{(0.9 * \gamma b)} + \frac{As * Fe}{\gamma s} \right)$$

As : 1% * Br

α = en fonction de (□)

lf = 0.7lo = 2.14 m

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.6 * 0.6^3}{12 * 0.6 * 0.6}} = 0.0108$$

λ = 12.6

0 ≤ λ ≤ 50

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.6}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$Br \geq \frac{Nu *}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{As * \gamma_s} \right)} = \frac{3.248}{0.83 \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)}$$

$$0.3364m^2 \geq 0.178 m^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Tableau II.13 Résumé de la vérification au flambement des poteaux

Niveau x	Section Cm ²	Nu* (KN)	l _f (m)	λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Observati on
						B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
Entre sol 3	60×60	3.369	2.14	12.6	0.828	0.3364	0.184	Vérifiée
Entre sol 2	55×55	3.114	2.14	13.48	0.826	0.2809	0.171	Vérifiée
Entre sol 1	55× 55	2.863	2.14	13.48	0.826	0.2809	0.157	Vérifiée
RDC	50× 50	2.548	3.528	24.44	0.774	0.2304	0.15	Vérifiée
Etage 1	50× 50	2.228	2.14	14.83	0.821	0.2304	0.123	Vérifiée
Etage 2	45×45	1.978	2.14	16.47	0.814	0.1849	0.11	Vérifiée
Etage 3	45×45	1.733	2.14	16.47	0.814	0.1849	0.097	Vérifiée
Etage 4	40×40	1.490	2.14	18.53	0.805	0.1444	0.084	Vérifiée
Etage 5	40 ×40	1.250	2.14	18.53	0.805	0.1444	0.071	Vérifiée
Etage 6	35×35	1.012	2.14	21.18	0.792	0.1089	0.058	Vérifiée
Etage 7	35×35	0.764	2.14	21.18	0.792	0.1089	0.044	Vérifiée
Etage 8	30× 30	0.511	2.14	24.71	0.773	0.0784	0.03	Vérifiée
Etage 9	30×30	0.256	2.14	24.71	0.773	0.0784	0.015	Vérifiée

Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d’avoir les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

Alors après que nous avons finis le pré dimensionnement des éléments structuraux est que nous avons fait les vérifications nécessaires nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales (30*40) cm²
- ✓ Poutres secondaires (30*40) cm²
- ✓ Poteaux entre sol 3 :(60*60) cm²
- ✓ Poteaux entre sol 1 et 2 : (55*55) cm²
- ✓ Poteaux de RDC et étage 1 : (50*50) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 2 et 3 :(45*45) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 4 et 5 : (40*40) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 6 et 7 : (35*35) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 8 et 9 : (30*30) cm²
- ✓ Voiles RDC : e = 25 cm
- ✓ Voiles étage courant : e = 15 cm
- ✓ Dalles pleines : e = 15 cm

Chapitre III
Etude des éléments
secondaires

Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n’ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l’action des charges permanentes et des surcharges d’exploitation. Dans ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivants : les planchers (corps creux et en dalle pleine), les escaliers, poutres palières et poutres de chainages et l’acrotère.

III.1. Etude des poutrelles

III.1.1. Calcul des poutrelles

➤ **Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et

Au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, la méthode forfaitaire,

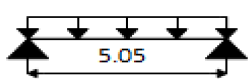

Méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM.

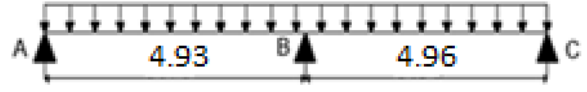
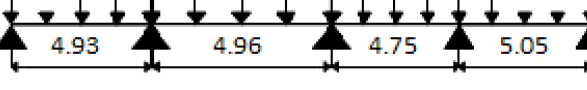
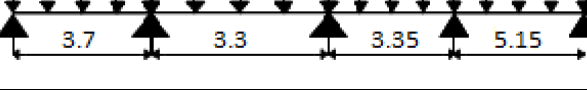
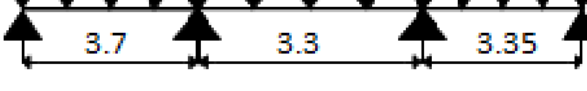
Le détail de calcul de sa différente méthode est détaillés dans **l’annexe 3**

III.1.2. Les types de poutrelles

Le tableau (III.1.2) présente les différents types de poutrelles qui sont identifiés dans la structure, leur localisation ainsi la méthode adoptée pour le calcul selon les cas. Le choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles est effectué toute en respectant les conditions dictées précédemment.

Tableau III.1 Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul	Localisation
Type 1		RDM	ES1 → 9 ^{eme}
Type 2		RDM	ES1 → 9 ^{eme}

Type 3		Forfaitaire	ES1 → 9 ^{eme}
Type 4		Forfaitaire	ES1 → 9 ^{eme}
Type 5		Caquot minore	ES1 → 1 ^{er}
Type 6		Forfaitaire	2 ^{eme} → 9 ^{eme}

III.1.3. Calcul des sollicitations

III.1.3.1. Exemple de calcul

➤ Plancher étage courant

Type 6

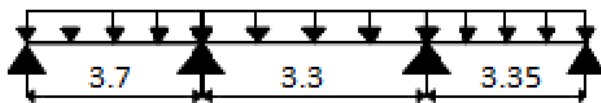


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle Type 6

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

1. $1.5 \leq \min (1,5\text{KN/m}^2 ; 2*5.56) \rightarrow 1.5 < \min (1,5 \text{ KN/m}^2; 11.12 \text{ KN/m}^2)$ vérifié

2. $0.8 < \frac{3,7}{3,3} < 1.25$ Vérifié

$0.8 < \frac{3,3}{3,35} < 1.25$ Vérifié

3. Fissuration peut nuisible vérifier

4. Inertie (I) constante vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable.

Les combinaisons d'actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau suivant

Tableau III.1 Différents types de poutrelles dans les planchers

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀	Charges sur le plancher (KN/m ²)		Charge sur poutrelle (KN/m)
				Elu	Els	
Habitation	5,56	1,5	0,65	Elu	9,76	6,34
				Els	7,06	4,59
Commerce	5,56	5	0,65	Elu	15,01	9,76
				Els	10,56	6,86
Terrasse accessible	5,98	1,5	0,65	Elu	10,32	6,71
				Els	7,48	4,86

❖ Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$ELU \begin{cases} M_{0AB} = 10,85 \text{ KN.m} \\ M_{0CD} = 9,71 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_{0AB} = 7,85 \text{ KN.m} \\ M_{0CD} = 6,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments aux appuis

• Appuis intermédiaires

$$M_B = -0,5 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_B = -5.42 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_B = -3.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = -0,5 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_C = -4.85 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_C = -3.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Appuis de rive

$$M_A = M_D = -0,15 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_A = M_D = -1.63 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_A = M_D = -1.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées AB

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0 / 2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,212 \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1,064 \\ \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} = 0,632 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 0,814 M_0 \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,632 M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} \text{Elu } M_t = 8.83 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 6.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées BC

$M_t =$

$$\begin{cases} 1.064 M_{0BC} - 0,25M_{0AB} - 0,25.M_{0CD} \cdot 1 \\ 0,531M_{0BC} \dots \dots 2 \end{cases} \text{ D'ou } M_t \begin{cases} \text{Elu } M_t = 4,59 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 3,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées CD

$M_t =$

$$\begin{cases} 0.814 M_{0CD} \cdot 1 \\ 0,632M_{0CD} \dots \dots 2 \end{cases} \text{ D'ou } M_t \begin{cases} \text{Elu } M_t = 7,9 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 5,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 11.73 \text{ KN} \\ V_B = -1,1 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -12.90 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_A = +1,1 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 11.5 \text{ KN} \\ V_B = -1,1 * P^U * \left(\frac{L_{BC}}{2}\right) = -11.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} V_A = 1,1 * P^U * \frac{L_{CD}}{2} = 11.68 \text{ KN} \\ V_B = P^U * \frac{L_{CD}}{2} = -10.61 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.1 Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	ELU				ELS		
	M _a int (KN.m)	M _a rive (KN.m)	M _t max (KN.m)	V _{max} (KN)	M _a int (KN.m)	M _a rive (KN.m)	M _t max (KN.m)
Type 1	/	-3.032	20.214	16.011	/	-2.194	14.629
Type 2	/	-1.255	8.372	10.304	/	-0.908	6.059
Type 3	-11.7	-2.889	14.89	18.085	-8.467	-2.116	10.776
Type 4	-10.107	-3.032	16.446	16.612	-7.315	-2.194	11.902
Type 5	-5.72	-1.29	14.75	13.792	-6.043	-1.287	8.401
Type 6	-5.26	-1.627	-8.828	-12.904	-3.927	-1.177	6.389
Max	-11.7	-3.032	20.214	18.085	-8.467	-2.194	14.629

Tableau III.2 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 1	/	-3.208	21.39	16.943	/	-2.324	15.499
Type 2	/	-1.328	8.859	10.904	/	-0.962	6.419
Type 3	-12.381	-3.075	15.689	19.137	-8.971	-2.242	11.368
Type 4	-5.741	-1.722	9.304	-13.655	-4.16	-1.248	6.642
Type 5	-10.695	-3.208	17.332	18.637	-7.75	-2.324	12.559
Max	-12.381	-3.208	21.39	19.137	-8.971	-2.324	15.499

Tableau III.3 Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 1	/	-4.664	31.094	24.629	/	-3.282	21.881
Type 2	/	-1.932	12.878	11.889	/	-1.359	9.063
Type 3	-17.998	-4.499	25.253	27.818	-12.665	-3.106	17.771
Type 4	-15.547	-4.664	27.733	27.092	-10.941	-3.282	19.515
Type 5	-16.494	-3.503	19.331	24.132	-11.370	-2.415	13.51
Max	-17.998	-4.64	31.094	27.818	-12.665	-3.282	21.881

III.1.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

➤ Ferrailage longitudinale

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

• Exemple de calcul

Plancher Habitation

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 20.214 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -11.7 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -3.032 \text{ KN.m} \\ V^{\text{max}} = 18.85 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 14.629 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -8.467 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.194 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 21.5 \text{ cm} \\ F_t = 2.1 \text{ MPA} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage en travée**

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,04 \times 0,65 \times \left(0,215 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{tu} = 46.5 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{20.214 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,215^2} = 0,047 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \epsilon_1 = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \epsilon_1} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_1 = 0,667$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,060 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,06$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,21 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{0,020214}{(0,21 * 348)} = 2,77 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,65 * 0,215 * \frac{2,1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.77 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 1.09 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 2.77 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage en appuis**

✓ **Appuis intermédiaires**

$$\mu_{bu} = \frac{11.7 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.1 \cdot 0.215^2} = 0.178 < 0.186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_l = 0.391 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3} \end{array} \right.$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0.391 > \mu_{bu} = 0.175 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.247$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.193 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0.0117}{(0.193 \times 348)} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\text{min}} = 0.23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.215 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 1.77 \text{ cm}^2$$

✓ **Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = 0.046$$

$$\alpha = 0.059$$

$$z = 0.21 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.41 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 0.23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.215 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix de ferrailage**

En travée3HA12 = 3.39 cm²

En appuis intermédiaire...1HA12 + 1HA10 = 1.92 cm²

En appuis de rive1HA10 = 0,79 cm²

➤ **Ferrailage transversal**

$$\phi_t \leq (\phi_t^{\min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min (10 \text{ mm} ; 6,85 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ donc $A_{t=2\phi_6} = 1.01 \text{ cm}^2$

III.1.5. Les vérifications nécessaires

A) **A l'ELU**

1. **Vérifications des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 * d} = \frac{(18.085 \times 10^{-3})}{(0,1 \times 0,215)} = 0.84 \text{ MPa}$$

Tableau III.4 Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible

Plancher terrasse accessible							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	21.39	0.05	0.064	0.209	2.94	1.09	3.39 ⇒ 3HA12
Appuis Intermédiaire	-12.381	0.188	0.262	0.192	1.85	0.26	1.92 ⇒ 1HA12+1HA10
Appuis de rive	-3.208	0.011	0.014	0.214	0.43	0.26	0.79 ⇒ 1HA10

Tableau III.5 Ferrailage poutrelles du plancher habitation

Plancher habitation							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)

Travée	20.214	0.047	0.06	0.21	2.77	1.09	3.39⇒3HA12
Appuis Intermédiaire	-11.7	0.178	0.247	0.193	1.77	0.26	1.92⇒1HA12+1HA10
Appuis de rive	-3.032	0.046	0.059	0.21	0.41	0.26	0.79⇒1HA10

Tableau III.6 Ferrailage poutrelles du plancher commerce

Plancher commerce							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	31.094	0.073	0.095	0.207	4.32	1.09	4.62⇒3HA14
Appuis Intermédiaire	-17.988	0.274	0.41	0.18	2.87	0.26	3.08⇒2HA14
Appuis de rive	-4.664	0.071	0.158	0.201	0.67	0.26	1.54⇒1HA14

La fissuration est peut nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \text{ Alors :}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \text{ Alors la condition est vérifiée}$$

1. Espacement (St)

$$1) St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19.35 \text{ cm}$$

$$2) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 101 \text{cm}$$

$$3) St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 153.9 \text{ cm}$$

D'où, St = 15 cm

2. Vérification des armatures longitudinales A_s vis-à-vis de l'effort tranchant V^{\max}

- En appuis de rive

$$A_s^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_s^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 18.085 \times 10^{-3} = 0,52 \text{cm}^2$$

On a : $A_l = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2 > 0,52 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifiée

- En appuis intermédiaire
- $A_l \geq \frac{V_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(18.085 \times 10^{-3} + \frac{-11,7 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,215} \right) = -1.22$

On a : $A_l = 1.92 + 3.39 = 5.31 \text{ cm}^2 > -1.22 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

2. Vérification de la bielle

$V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ avec $a = 0,9 * d = 19.35 \text{ cm}$

Ce qui donne : $V^{\max} = 18.085 \text{ KN} < 129,16 \text{ KN}$ Condition vérifiée

3. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$
 avec $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$

$\tau_u = 0.99 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ alors la condition est Condition vérifiée

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

✓ **En travée :**

Tableau III.7 Vérifications de l'effort tranchant en travée

Plancher	$V_u \text{ (kn)}$	$\tau_u \text{ (Mpa)}$	$\bar{\tau}_u \text{ (Mpa)}$	Observation
Terrasse accessible	19.137	1.05	3.33	Vérifiée
commerce	27.818	1.52	3.33	Vérifiée

✓ **En appuis intermédiaire :**

Tableau III.8 Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire

Plancher	$V_u \text{ (kn)}$	$M_u^a \text{ (kn.m)}$	$A_{l \text{ adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
Terrasse accessible	19.137	-12.381	5.31	-1.29	Vérifiée
Commerce	27.818	-17.988	7.7	-1.873	Vérifiée

✓ **En appuis de rive :**

Tableau III.9 Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive

Plancher	V_u (kn)	$A_{l'adoptée}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	Observation
Terrasse accessible	19.137	7.7	0.89	Vérifiée
Commerce	27.818	5.11	0.8	Vérifiée

B) A l'ELS

1. Vérifications des contraintes

- En travée

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = -370 \text{ cm}^3 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

Donc il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} 10^{-4}$

Calcul de la position de l'axe neutre(Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + (b - b_0)h_0)y - 15Ad - \frac{(b-b_0) \cdot h_0^2}{2} = 0 \rightarrow y = 2.32 \text{ cm}$$

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

$$I = 19063.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.629 \times 10^{-3}}{19063.8 \times 10^{-8}} 2,32 * 10^{-2} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- En appuis intermédiaire

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$\Rightarrow y = 8.62 \text{ cm}$

$I = 6912.77 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{8.467 \times 10^{-3}}{6912.77 \times 10^{-8}} 8.62 * 10^{-2} = 10,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Plancher terrasse accessible**

Tableau III.10 Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	15.499	3.39	0.0232	19063.8	1.78	15	Vérifiée
En appui	-8.971	1.92	0.0862	6912.77	10.56	15	Vérifiée

✓ **Plancher commerce :**

Tableau III.11 Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher commerce

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	21.881	4.62	0.0343	23505.9	3.19	15	Vérifiée
En appui	-12.665	3.08	0.1021	9436.62	13.7	15	Vérifiée

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

2. Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$l = 5.05\text{m} ; M_{0S} = 14.629 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 14.629 \text{ KN.m}$

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

1) $h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 24 \text{ cm} < 33.33 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4.2 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.39 \text{ cm}^2 > 1.935 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 5.05\text{m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{505}{500} = 1.005 \text{ cm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé

(Retrait, fissure).

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

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 3.2 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 7.06 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = 9.64 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 5.56 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 12.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{(b_0 \cdot h) + (b - b_0) \cdot h_0 + n(A + A')}$$

$$Y_G = \frac{\frac{10 \cdot 24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3.39 \cdot 21.5 + 2.77 \cdot 2.5)}{(10 \cdot 24) + (65 - 10) \cdot 4 + 15(3.39 + 2.77)}$$

$$Y_G = 8.18 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 \cdot h_0 + A'(Y_G - d)']$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 8.18^3}{3} + 10 \frac{(24 - 8.18)^3}{3} - (65 - 10) \cdot \frac{(8.18 - 4)^3}{3} + 15[3.39(21.5 - 8.18)^2]$$

D'où, $I_0 = 34080.27 \text{ cm}^4$

✓ Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \cdot 21.5}$$

$$\rho = 0.016$$

✓ Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28} \cdot b}{(2b + 3 \cdot b_0)\rho} = 2.67 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 1.07 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 145.48 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 83.91 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 185.03 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 19063.27 \text{ cm}^4 \\ y = 2.32 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.68 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.51 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.74 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 13314.5 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 15873.44 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 12597.72 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 21699.64 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 10.47 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 2.75 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 7.65 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5.69 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9.68 \text{ mm} < \bar{f} = 10.05 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifié}$$

Tableau III.12 Vérifications de la fléché pour plancher terrasse accessible

Y (cm)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
2.32	19063.27	35085.04	2.58	5.87	7.63	10.8	9.98	10.05

Condition vérifiée

✓ Vérifications de la fléché pour plancher commerce :

Tableau III.13 Vérifications de la fléché pour plancher commerce

Y (cm)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.43	23505.9	38082.62	2.97	4.19	8.7	8.3	9.84	10.05

Condition vérifiée.

➤ **Ferraillage de la dalle de compression**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm: Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=400$ MPa

$$l_0 = 65 \text{ cm} \quad 50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles A^\perp

$$A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles A''

$$A'' = \frac{A^\perp}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On choisit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$5\text{HA}5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec : } St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Parallèles aux poutrelles

$$4\text{HA}5 / \text{ml} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé $\emptyset 5$ (150x150) mm²

Schéma de ferraillage des poutrelles

Tableau III.14 Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Terrasse accessible			
Habitation			
Commerce			

III.2. Etude des dalles pleines

III.2.1. Méthode de calcul des sollicitations

Exemple de calcul

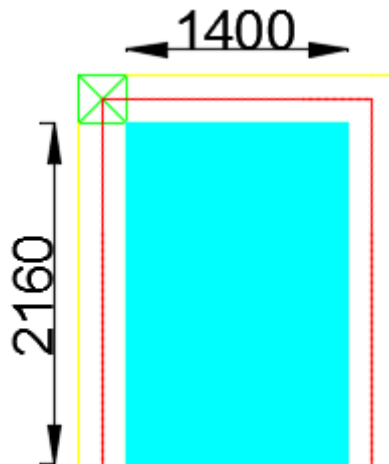


Figure III.2 Schéma de la dalle pleine

- Dalle pleine type DP4 $\left\{ \begin{array}{l} P^u = 1.35 * 5.11 + 1.5 * 1.5 = 9.15 \text{KN/m}^2 \\ P^s = 5.11 + 1.5 = 6.61 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$

G= 5.11 KN/m² Q= 1.5 KN/m²

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{2.16} = 0.65 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens}$$

Tableau III.15 Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines

Travée	Dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$\frac{P \cdot L_y^2}{8} \cdot (L_x - \frac{L_y}{2}) - \frac{P \cdot L_y^3}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 * M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 * M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.4 * M_0^x$					

M_a^y	Int	$0.5 \cdot M_0^y$				
V		$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot l}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2}$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 3.84 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.62 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 2.77 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 2.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.72 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 2.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 1.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_a^x = -1.92 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -1.92 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_a^x = -1.81 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -1.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.2. Calcul de Ferrailage

Les dalles pleines se calculent à la flexion simple comme des sections rectangulaire $b_d \times h_d$

Avec : $b_d=100 \text{ cm}$ $h_d=e=15 \text{ cm}$ $d=h_d-c=12.5 \text{ cm}$ (F.N)

Tableau III.16 Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm^2/ml)
x-x	2.88	0.013	0.016	0.124	0.67
y-y	2.72	0.012	0.015	0.124	0.62
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm^2/ml)
x-x/y-y	-1.92	0.008	0.011	0.124	0.44

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **en travée**

$$\text{Sens x-x : } A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8.10^{-4}}{2} \times (3-0.65) \times 100 \times 15 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} dans les 2 sens

On opte pour une section de ferrillage:

✓ **En travée :** Sens x-x : 3HA8 = 1.51cm²

$$\text{Sens y-y : } 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

✓ **en appuis :** 3HA8 = 1.51 cm²

➤ **Espacement des barres :**

Sens x-x : on opte pour $S_t = 30 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$

Sens y-y : on opte pour $S_t = 30 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_c 28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = (P_u \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 4.27 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = (P_u \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 3.93 \text{ KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{4.93}{1 \times 0.125} \times 10^{-3} = 0.0341 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{3.93}{1 \times 0.125} \times 10^{-3} = 0.0118 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes :**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ En travée :

Tableau III.17 Vérifications des contraintes en travée

Sens	M _t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(c m)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (l)	Observa tion	σ _s (MPa)	σ̄ _s (Mpa)	Observatio n
x-x	2.08	1.51	5.97	5.911	0.21	15	Vérifiée	3.45	201,6 4	vérifiée
y-y	1.96	1.51	5.04	29.6	0.03	15	Vérifiée	0.74	201,6 4	vérifiée

✓ En appuis :

Tableau III.18 Vérifications des contraintes en appuis

Sens	M _a (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observ ation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (MPa)	Observ ation
x-x/y-y	- 1.81	1.51	6.78	2.89	0.325	15	Vérifié e	4.11	201,6 4	vérifiée

➤ Vérification à l'état limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$e = 15 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0375 L_x)] = 5.25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition est vérifiée

$A_t^x = 1.51 \leq 6.25 \dots \dots \dots$ Condition est vérifiée

Commentaire : la vérification de flèche n'est pas nécessaire

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.19 Sollicitations et ferrailage dans les dalles

Dalle pleine	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)	
DP1	M_t^x	5.25	0.027	0.027	0.123	1.22	1.39	3HA8=1.51	30
	M_a^x	3.51	0.018	0.023	0.124	0.81	1.39	3HA8=1.51	
	M_t^y	2.21	0.011	0.014	0.124	0.49	1.2	3HA8=1.51	30
	M_t^y	1.41	0.007	0.009	0.125	0.33	1.2	3HA8=1.51	
DP2	M_t^x	0.83	0.104	0.005	0.125	0.19	1.49	3HA8=1.51	30
	M_a^x	0.39	0.002	0.002	0.125	0.09	1.49	3HA8=1.51	
	M_t^y	0.21	0.001	0.001	0.125	0.05	1.2	3HA8=1.51	30
	M_t^y	0.01	0.000	0.000	0.125	0.02	1.2	3HA8=1.51	
DP3	M_t^x	1.59	0.007	0.009	0.125	0.37	1.47	3HA8=1.51	30
	M_a^x	0.75	0.003	0.004	0.125	0.17	1.47	3HA8=1.51	
	M_t^y	0.39	0.002	0.002	0.125	0.09	1.2	3HA8=1.51	30
	M_t^y	0.18	0.000	0.001	0.125	0.04	1.2	3HA8=1.51	
DP5	M_t^x	1.63	0.007	0.009	0.124	0.38	1.49	3HA8=1.51	30
	M_a^x	0.77	0.003	0.004	0.125	0.18	1.49	3HA8=1.51	
	M_t^y	0.41	0.002	0.002	0.125	0.09	1.2	3HA8=1.51	30
	M_t^y	0.19	0.000	0.001	0.125	0.04	1.2	3HA8=1.51	
DP6	M_t^x	12.18	0.055	0.071	0.121	2.88	1.44	3HA12=3.39	30
	M_a^x	5.73	0.026	0.033	0.123	1.34	1.44	3HA10=2.36	
	M_t^y	9.63	0.043	0.56	0.122	2.27	1.2	3HA10=2.36	30
	M_a^y	4.53	0.02	0.026	0.124	1.05	1.2	3HA8=1.51	
DP7	M_t^x	1.33	0.006	0.007	0.125	0.31	1.22	3HA8=1.51	30
	M_a^x	0.62	0.003	0.004	0.125	0.14	1.22	3HA8=1.51	
	M_t^y	2.53	0.011	0.014	0.124	0.59	1.2	3HA8=1.51	30
	M_t^y	1.19	0.005	0.007	0.125	0.27	1.2	3HA8=1.51	
	M_t^x	8.34	0.037	0.048	0.122	1.96	1.22	3HA10=2.36	30
	M_a^x	3.92	0.18	0.022	0.124	0.91	1.22	3HA8=1.51	

DP rampe d'accès	M_t^y	7.58	0.034	0.044	0.123	1.77	1.2	3HA10=2.36	30
	M_t^x	3.57	0.016	0.02	0.124	0.83	1.2	3HA8=1.51	
DP parkin g	M_a^x	7.82	0.04	0.051	0.122	1.84	1.21	3HA10=2.36	30
	M_a^y	3.68	0.019	0.024	0.123	0.85	1.21	3HA8=1.51	
	M_t^y	7.46	0.038	0.048	0.122	1.75	1.2	3HA10=2.36	
	M_t^x	3.51	0.018	0.022	0.123	0.81	1.2	3HA8=1.51	

III.2.3. Schéma de ferrailage

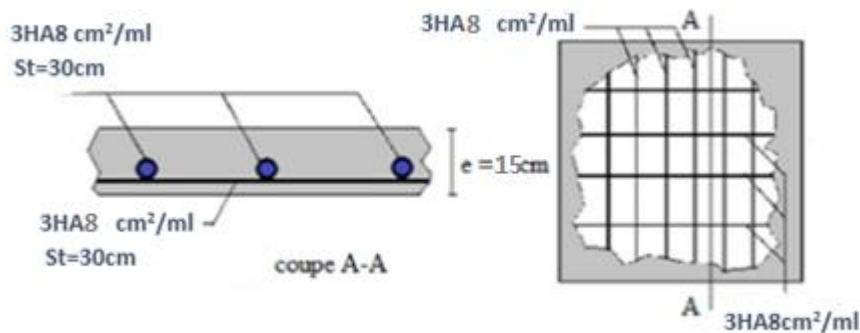


Figure III 3 Schéma de ferrailage de panneau DP1, DP2, DP3, DP4, DP5 et DP7

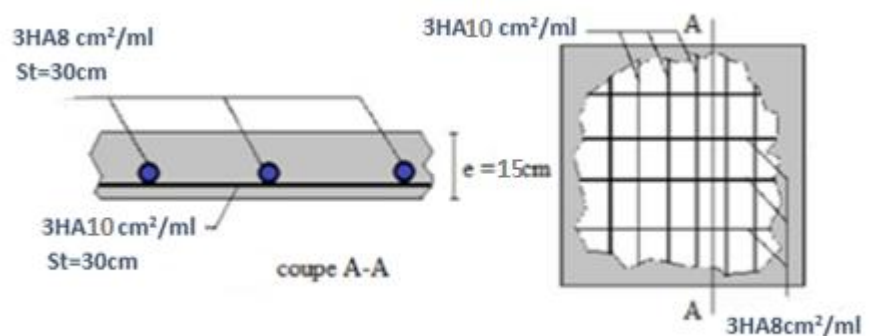


Figure III 4 Schéma de ferrailage de la rampe d'accès et des parkings

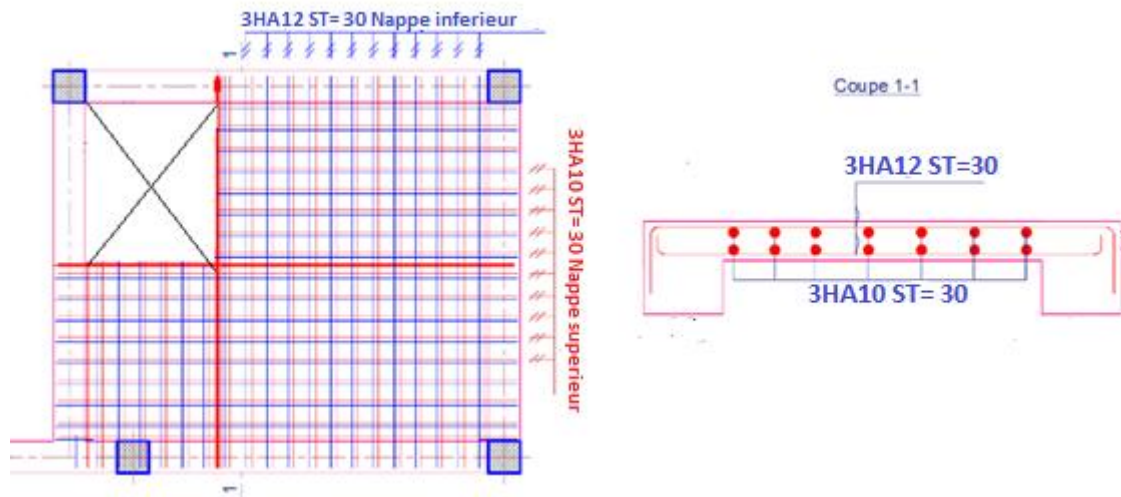


Figure III 5 Schéma de ferrailage du panneau D6

Etude de l'ascenseur

Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique

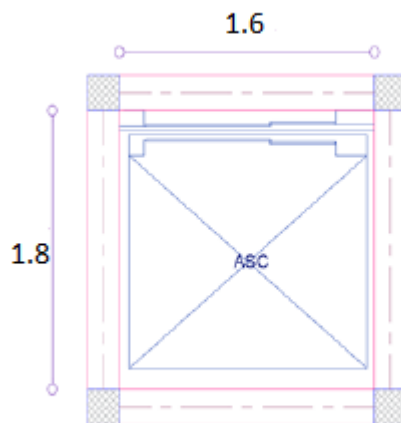


Figure III.6 Dimension de l'ascenseur.

L : Longueur de l'ascenseur =180cm.

l : Largeur de l'ascenseur =160cm.

H : Hauteur de l'ascenseur =220cm.

Fc : Charge due à la cuvette =102KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

Dm : Charge due à la salle des machines = 82KN.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse V =1m/s

III.3 Dimensionnement de la dalle

$L_x=1.6m$; $L_y=1.8 m$

$\rho=0.89>0.4 \Rightarrow$ la dalle fléchit selon les deux sens.

$$e_0 = \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

Pour deux heures coupe-feu et une isolation phonique, $e=15cm$

• Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur

$Q_{concentré}=6.3KN$

• Poids propre de la dalle et du revêtement

Calcul pour un revêtement de 5cm.

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 25 \times 0.15 = 5 \text{ KN/m}^2$$

• Poids de l'ascenseur

$$G_2 = \frac{F_s}{S} = \frac{102}{2.88}$$

• Poids tota

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 = 5 + 35.42 = 40.42 \text{ KN/m}^2$$

III.3.1. Evaluation des charges

• Sous charges réparties

Avec $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ DTR BC2.2 (Art.7.4)

$$\text{ELU} \begin{cases} qu = 1.35G_1 + 1.5Q \\ qu = 1.35 \times 40.42 + 1.5 \times 1 = 56.07 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} qu = G_1 + Q \\ qu = 40.42 + 1 = 41.42 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\text{ELU} \Rightarrow \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.9635 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 6.69 \text{ KN.m} \\ M_0^{y1} = \mu_y \times M_0^{x1} = 6.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = \mu_y = 0.5358 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 5.69 \text{ KN.m} \\ M_0^{y2} = \mu_y \times M_0^{x1} = 3.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.20 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie

	Sens	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	5.68	0.013	0.016	0.174	0.94
	Selon y	5.47	0.012	0.016	0.174	0.9
En appuis	Selon x-y	-3.34	0.008	0.01	0.174	0.55

❖ **Vérification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

On a des HA $f_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; Avec $h_0 + e = 20\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0,89$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,89 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.89}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{\min} = 1.69\text{m}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 0.94 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_t^y = 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on ferraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

$$A_t^y = 0.9 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on feraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ **Espacement des armatures:**

Armatures $\parallel L_x \Rightarrow St = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures $\parallel L_y \Rightarrow St = 25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

➤ **Effort tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$\rho = 0,89 > 0.4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 27.61 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 19.39 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} = \frac{27.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.22\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 40.42 + 1 = 41.42 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$\rho = 0,89 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.5358 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$

➤ **Calcul les moments :**

$M_x^{0S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0537 \times 41.42 \times 1,6^2 = 5.69 \text{ KN.m}$

$M_y^{0S} = \mu_y \times M_x^0 = 0,5358 \times 5.69 = 3.05 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul les moments réels :**

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^{0S} = 4.83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^{0S} = 2.59 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^{0S} = -2.84 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

Tableau III.21 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M _{ser} [kn. m]	A _s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Observation
En travée	x-x	4.83	2.01	2.45	3535.43	3.35	15	Vérifiée
	y-y	2.59	2.01	2.45	3535.43	1.79	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-2.84	2.01	2.45	3535.43	1.97	15	Vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

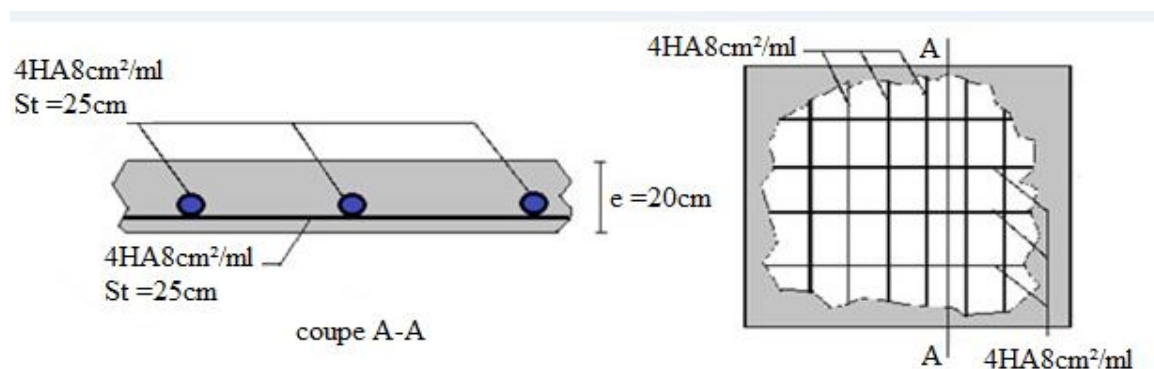


Figure III.7 Ferrailage de la dalle cas charge répartie

• **Cas d'une charge concentrée**

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

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

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

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

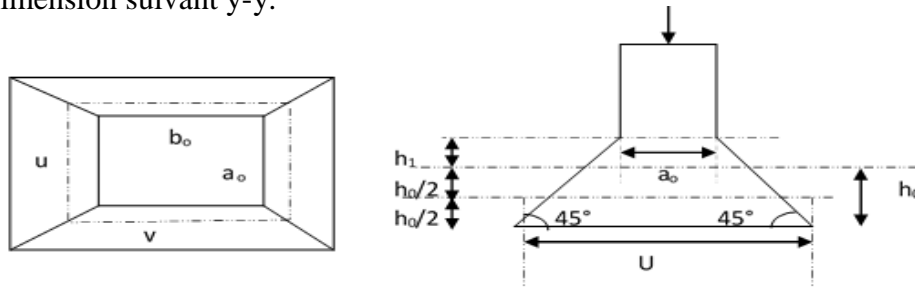


Figure III.8 Illustration de la surface d'impact.

➤ **Calcul du rectangle d'impact :**

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

Avec :

$h_1 = 5cm$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15cm$: Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05m \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05m \end{cases}$

➤ **Calcul les sollicitations :**

$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases}$ Avec v : Coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$

M_1 Et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

✓ M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,6} = 0,65$ et $\rho = 0,89$

✓ M_2 est en fonction de $\frac{u}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,05}{1,8} = 0,59$ et $\rho = 0,89$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1 = 0,077 kn.m$ et $M_2 = 0,062 kn.m$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :**

$G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 kn$

$q_u = 1,35G = 139.45 kn$

$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.45 \times 0,077 = 10.74 kn.m \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.45 \times 0,062 = 8.62 kn.m \end{cases}$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25kn$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0537 \times 8,25 \times 1,6^2 = 1,13 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0,5358 \times 1,13 = 0,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_X^0 = M_{x1} + M_{x2} = 10,74 + 1,13 = 11,87 \text{ kn.m} \\ M_Y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 8,62 + 0,61 = 9,23 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 10,09 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 7,85 \text{ kn.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0,5 \times M_x^0 = -5,94 \text{ kn.m}$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Tableau III.22 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	10.09	0.045	0.058	0.122	2.38
	Selon y	7.85	0.035	0.045	0.123	1.83
En appuis	Selon x-y	-5.94	0.027	0.034	0.123	1.39

❖ **Vérification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

On a des HA $f_e400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0,89$

$$\begin{cases} \rho = 0,89 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,89}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on feraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA10 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_a^{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement des armatures :**

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ on adopte : $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ on adopte : $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u 139.45 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.20 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630 \text{ KN}$$

$q_u = 97,605 \text{ KN} < 630 \text{ KN}$ Pas de risque de poinçonnement

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

$$u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3.15} = 44.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,125} = 0,354 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$
 Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS:**

➤ **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$M_1 = 0.077 \text{ KN.m}$$
 Et $M_2 = 0.062 \text{ KN.m}$

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1S} &= q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 9.24 \text{ KN.m} \\ M_{y1S} &= q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 8 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$$

$$ELS: \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.5358 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2S} &= \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0537 \times 6 \times 1,6^2 = 0.82 \text{ KN.m} \\ M_{y2S} &= \mu_y \times M_{x2S} = 0.5358 \times 0.82 = 0.44 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ **Superposition des moments :**

✓ **Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 9.24 + 0.82 = 10.06 \text{KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1} + M_{y2S} = 8 + 0.44 = 8.44 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

En travée: $\begin{cases} M_{txS} = 0.85 \times M_{xS} = 0,85 \times 10.06 = 8.55 \text{KN.m} \\ M_{tyS} = 0.85 \times M_{yS} = 0,85 \times 8.44 = 7.17 \text{KN.m} \end{cases}$

En appuis: $M_a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 10.06 = -5.03 \text{KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III.23 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	8.55	3.14	3	5600.77	4.58	15	Vérifiée
	y-y	7.17	2.01	2.46	3783.52	4.66	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-5.03	2.01	2.46	3783.52	3.31	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1.6} = 0.125 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \left\{ \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.6} = 0,125 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,042 \right. \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{1.8} = 0.111 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \left. \left\{ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.65} = 0.111 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,042 \right. \right. \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 125} = 2.51 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition}$

vérifiée

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire [3]

➤ **Schéma de ferrailage :**

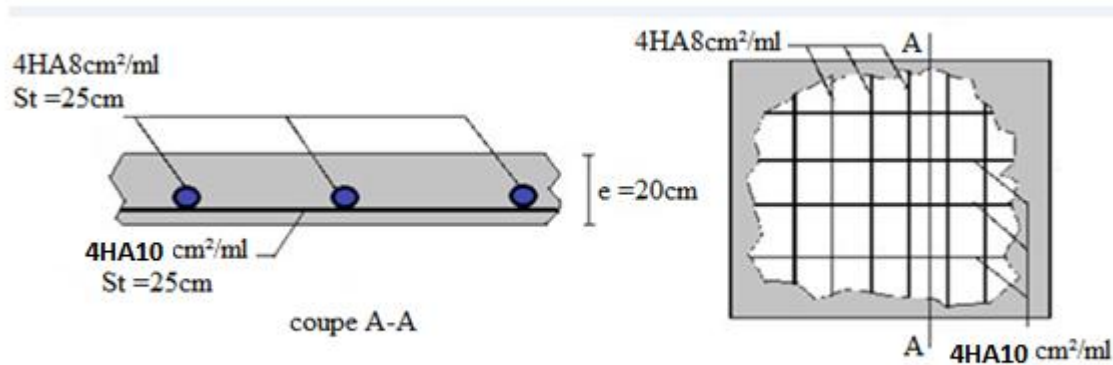


Figure III.9 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentré

III.4. Étude des escaliers

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.4.1. Étude de type d'escalier courant

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 18\text{cm}$, le calcul se fait pour une bonde de 1m.

➤ Evaluation des charges :

✓ Volée :

$$G_{\text{volée}} = 9.01 \times 1 = 9.01 \text{ KN/ml}$$

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

✓ Palier :

$$G_{\text{palier}} = 5.27 \times 1 = 5.27 \text{ KN/ml}$$

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

➤ Combinaison des charges :

$$\mathbf{L'ELU} : \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 15.91 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\mathbf{L'ELS} : \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11.51 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 7.77 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.4.1.1. Calcul des sollicitations :

❖ ELU

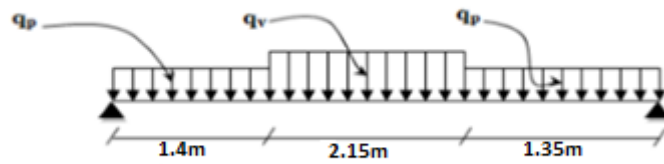


Figure III.10 Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 15.91 \times (2.15) - 10.86 \times (1.4 + 1.35) = 0 \\ R_A + R_B = 64.07 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 10.86 \times \left(\frac{1.4^2}{2}\right) + 15.91 \times 2.15 \times 2.47 + 10.86 \times 1.35 \times 4.23 - R_B \times (4.9) = 0 \\ R_A = 31.98 \text{KN} \\ R_B = 32.09 \text{KN} \end{cases}$$

- Les efforts internes :

➤ **Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.4$**

$$V(x) = -10.86x + 31.98$$

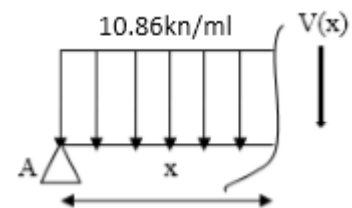
$$V(0) = 31.98 \text{ KN}$$

$$V(1.4) = 16.77 \text{KN}$$

$$M(x) = -5.43x^2 + 31.98x$$

$$M(0) = 0 \text{KN.m}$$

$$M(1.4) = 34.13 \text{KN.m}$$

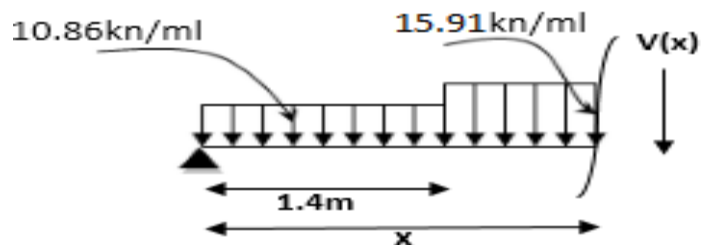


➤ **Tronçons 2 : $1.4 \leq X \leq 3.55$**

$$V(x) = -15.91x + 39.05$$

$$V(1.4) = 16.78 \text{KN}$$

$$V(3.55) = -17.43 \text{ KN}$$



$$M(x) = -7.96x^2 + 39.06x - 4.95$$

$$M(1.4) = 34.13 \text{ KN.m}$$

$$M(3.55) = 33.40 \text{KN.m}$$

➤ **Tronçons 3 : $0 \leq X \leq 1.35$**

$$V(x) = -10.86x - 32.09$$

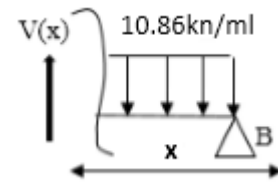
$$V(0) = -32.09 \text{ KN}$$

$$V(1.35) = -17.43 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5.43x^2 + 32.09x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.8) = 33.43 \text{ KN.m}$$



❖ **ELS :**

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 7.77 \times (2.75) - 11.51 \times (2.15) = 0 \\ R_A + R_B = 46.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 7.77 \times \left(\frac{1.4^2}{2}\right) + 11.51 \times 2.15 \times 2.47 + 7.7 \times 1.35 \times 4.23 - R_B \times (4.9) = 0 \\ R_A = 23.01 \text{ KN} \\ R_B = 23.10 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Les efforts internes :**

✓ **Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.4$**

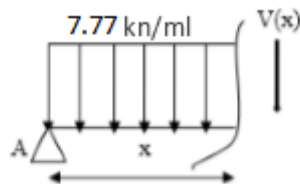
$$V(x) = -7.77x + 23.01$$

$$V(0) = 23.01 \text{ KN}$$

$$V(1.4) = 12.13 \text{ KN}$$

$$M(x) = -3.88x^2 + 23.01x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$



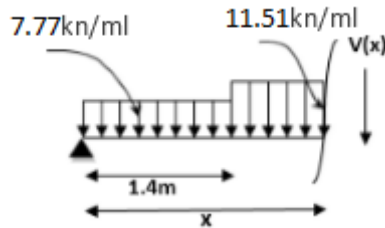
$$M(1.4) = 24.6 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçons 2 : $1.4 \leq X \leq 3.55$**

$$V(x) = -11.51 x + 28.34$$

$$V(1.4) = 12.23 \text{KN}$$

$$V(3.8) = -12.52 \text{KN}$$



$$M(x) = -5.76x^2 + 28.24x - 3.65$$

$$M(1.4) = 24.59 \text{KN.m}$$

$$M(3.55) = 24.01 \text{KN.m}$$

✓ **Tronçons 3 : $0 \leq X \leq 1.35$**

$$V(x) = 7.77x - 23.1$$

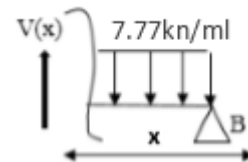
$$V(0) = -23.1 \text{KN}$$

$$V(1.35) = -12.61 \text{KN}$$

$$M(x) = -3.88x^2 + 23.1x$$

$$M(0) = 0 \text{KN.m}$$

$$M(1.35) = 24.11 \text{KN.m}$$



III.4.1.2. Calcul des moments

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

L'ELU:

$$V(x) = -15.91x + 39.06 = 0 \Rightarrow x = 2.46 \text{m.}$$

$$M(x) = M(2.26) = -7.96(2.46)^2 + 39.06(2.46) - 4.95 = 42.97 \text{KN.m}$$

$$M_{t \max} = 0.75 M_{\max} = 0.75 \times 42.97 = 32.23 \text{KN.m}$$

$$M_{a \max} = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 42.97 = -21.48 \text{KN.m}$$

$$V = -32.09 \text{KN}$$

L'ELS:

$$V(x) = -11.51x + 28.24 = 0 \Rightarrow x = 2.45 \text{cm.}$$

$$M(x) = M(2.45) = -5.76(2.45)^2 + 28.24(2.45) - 3.65 = 30.96 \text{KN.m}$$

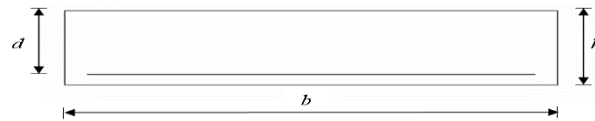
$$M_{t \max} = 0.75 M_{\max} = 0.75 \times 30.96 = 23.22 \text{KN.m}$$

$$M_{a \max} = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 30.96 = -15.48 \text{KN.m}$$

$$V = -23.1 \text{KN}$$

III.4.1.3. Ferrailage

La fissuration est peu nuisible



❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.23}{1 \times 0.155^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.094 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.124$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{32.23 \times 10^{-3}}{0.155(1-0.4 \times 0.123)348} \Rightarrow A_s = 6.3 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.155 \times \frac{2.1}{400} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{min} = 1.87 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA14 d'une section $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 7.7/4 = 1.93 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA10 d'une section $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.48}{1 \times 0.155^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_{lu} = 0.186 \text{ (Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{21.48 \times 10^{-3}}{0.155(1-0.4 \times 0.081)348} \Rightarrow A_s = 4.11 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA14 d'une section $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$ et avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 4.62/4 = 1.16 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51\text{cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33\text{cm}$$

➤ **Vérifications ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.155} = 0.2\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa} \dots\dots \text{pas de risque de}$$

rupture par cisaillement.

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

En travée : Les armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

En appuis : Les armatures principales : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.


Les armatures secondaires : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

➤ **Vérifications ELS :**

- **Vérifications des contraintes de béton :**


En travée : $M_T^S = 23.22\text{KN.m}$

Tableau III.24 Vérification de contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0494\text{ m}$	$\sigma_b = 6.23\text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$ 
$I = 1.8907 \times 10^{-4}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 6.23\text{MPa}$	

En appuis : $M_a^S = 15.59\text{KN.m}$

Tableau III.25 Vérification de contrainte de béton

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0399\text{ m}$	$\sigma_b = 5\text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$ 
$I = 1.2356 \times 10^{-4}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 5\text{ MPa}$	

- **Vérifications de l'état limite de déformation :**

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

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

AN:

$e = 18\text{cm} \geq \max[(0,0375, 0.0375) \times 4.9] = 18.37\text{ cm}$ Condition non vérifiée.

$A_t^x = 7.7 \leq 7.75$Condition vérifiée.

Commentaire : Le calcul de la flèche est nécessaire

Y (cm)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.94	18907.51	57463.24	3.63	2.39	1.45	6.11	1.56	9.5

Condition vérifiée.

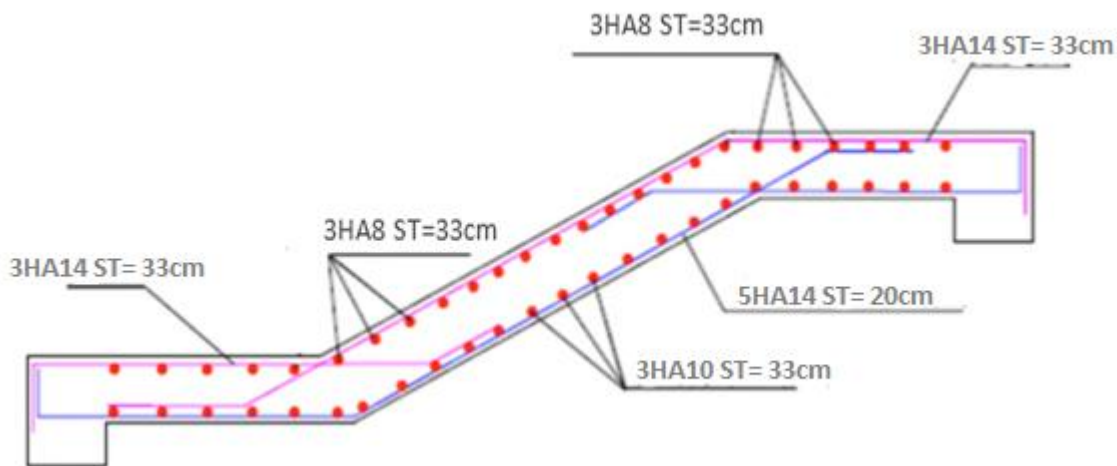


Figure III.11 Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant

Volée 2 :

La charge sur la volée 2 :

Calcul des sollicitations

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 9,01\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Calcul du chargement qui revient à volée

$$\text{ELU } \{P_V^U = 1,35G_v + 1,5Q_v = 15,91\text{KN/m}$$

$$\text{ELS } \{P_V^S = G_v + Q_v = 11,51\text{KN/m}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_0 = -P_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_0 = -14,5 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = -10,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_{\max} = -q_u \cdot l = 24,48 \text{ KN}$$

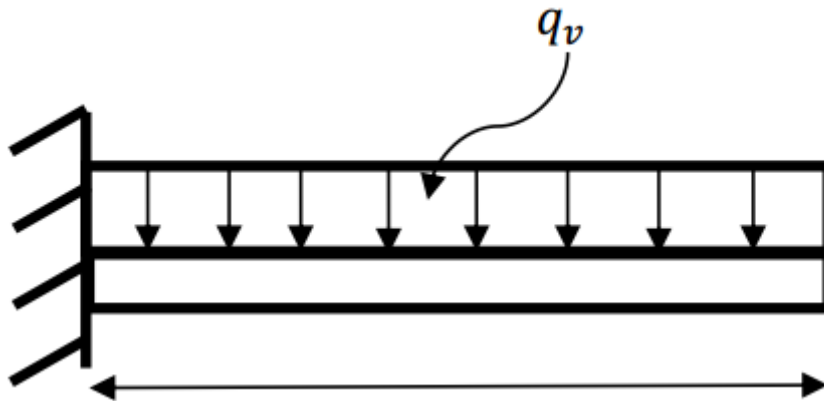


Figure III.12 : Schéma statique de la volée 2

Ferraillage :

$$\mu_{bu} = \frac{14,5 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 1 \cdot 0,155^2} = 0,042 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \varepsilon_1 = 1,74 \cdot 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,042 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,054 \rightarrow \alpha = 0,054$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,152 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0,0145}{(0,152 \times 348)} = 2,74 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,155 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA10

$$St=100/4= 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{\max} = 24,48 \rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 24,48 * \frac{10^{-3}}{1 * 0,155} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,7 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée pas de risque de cisaillement

Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul et vérification des contraintes ont donné les résultats résumés sur le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau III.26 : Vérification des contraintes

position	M ser (KN .m)	As (cm2)	Y(cm)	I(cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Volée2	-10,49	3,14	3,38	4855,37	7,3	15	vérifier

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0,133 \geq 0,07 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 3,14 \text{cm}^2 < 16,27 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ L = 1,35 \text{m} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.1.4. Schéma de ferrailage

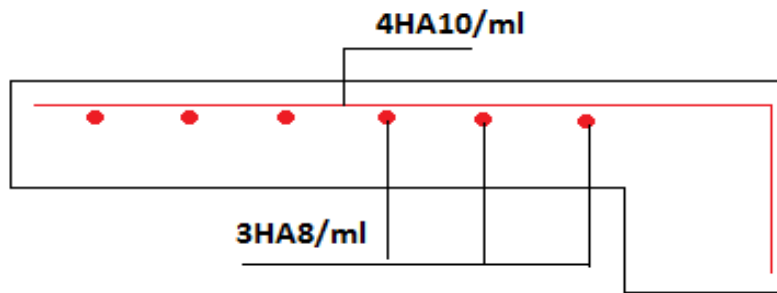


Figure III.13 : Detaille schéma de ferrailage de la volée 2 étage courant

Étude de type d'escalier RDC

Les calculs de ferrailage de l'escalier RDC sont résumés dans les tableaux suivants :

III.4.2.1 Ferrailage volée 01

Tableau III.27 Ferrailage de l'escalier RDC volée 1

Position	M_u KN.m	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{Calculée}$ (cm^2/m)	A_{min} (cm^2/m)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	St(cm)	$A_{Répartition}$ (cm^2/ml)	St(cm)
Travée	33.98	0.099	0.131	0.147	6.64	1.87	6HA12=6.79	16.67	3HA10=2.36	33
Appui	-22.66	0.066	0.085	0.15	4.34	1.87	4HA14=4.52	25	3HA8=1.51	33

III.4.2.2. Ferrailage volée 02 (console)

Tableau III.28 Ferrailage de l'escalier RDC volée 2

Position	M_u KN.m	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{Calculée}$ (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	St(cm)	$A_{Répartition}$ (cm ² /ml)	St(cm)
Travée	- 14.5	0.04 2	0.05 4	0.15 2	2.74	1.87	4HA10=3.1 4	25	3HA8=1.51	33

III.4.2.3. Ferrailage volée 03

Tableau III.29 Ferrailage de l'escalier RDC volée 3

Position	M_u KN.m	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{Calculée}$ (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	St(cm)	$A_{Répartition}$ (cm ² /ml)	St(cm)
Travée	33.1 1	0.10 6	0.14	0.14 6	7.11	1.87	5HA14=7.7	20	3HA10=2.3 6	33
Appui	- 24.0 7	0.07 1	0.09 2	0.14 9	4.64	1.87	5HA12=5.5 6	20	3HA8=1.51	33

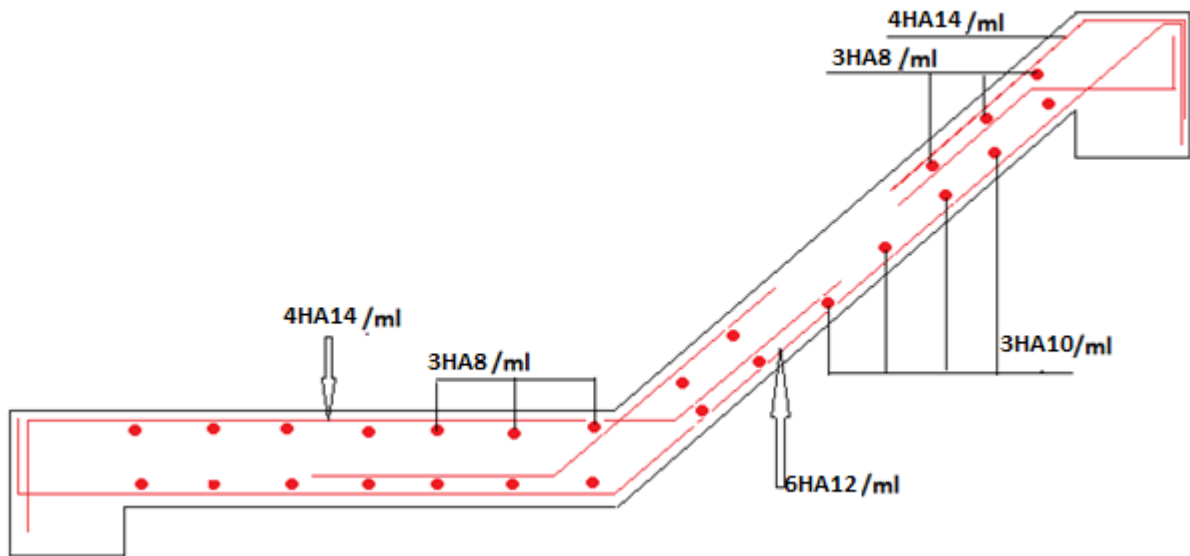


Figure III.14 Schéma de ferrailage l'escalier RDC palier et volée 1

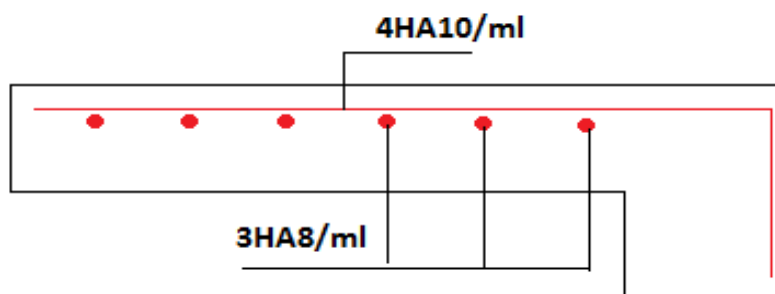


Figure III.15 Schéma de ferrailage l'escalier RDC volée 2

III.5. Calcul de la poutre brisée

Chargement reprise par poutre brisée :

$$G_0 = 0,3 * 0,3 * 25 = 2,25 \text{ KN/m}$$

$$G_1 = 25 * 0,3 * 0,3 / \cos 29,54 = 2,59$$

Avec $(b * h) = 30 * 30 \text{ cm}^2$

Avec G_0 : poids propre de la partie horizontale

G_0 = poids propre de la partie incliné

En plus elle est soumise aux charges transmises par escalier qui sont :

A ELU $R_b = 32.09 \text{ KN/m}$

$R_c = 32,09 \text{ KN/m}$

$R_v = 24,48 \text{ KN/m}$

A ELS: $R_b = 23,1 \text{ KN/m}$

$R_c = 23,1 \text{ KN/m}$

$R_v = 24,48 \text{ KN/m}$

$R_{qu} = 29,75 \text{ KN/m}$

$R_{qs} = 22,72 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations :

$P^U = 1.35 (G_0 + G_1) + R_{qu} = 1.35 * (2,25 + 2,59) + 29,75$

$P^U = 36,28 \text{ KN}$

$P^S = (2,25 + 2,59) + 22,71$

$P^S = 27,66 \text{ KN}$

A ELU $M_t = \frac{P^U * L^2}{24} = 15,38 \text{ KN.m}$

$M_a = \frac{P^U * L^2}{8} = 30,76 \text{ KN.m}$

$V = \frac{P^U * L}{2} = 57,87 \text{ KN}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau (III.21)

Tableau III.28 : Ferrailage longitudinale de la poutre palière

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Travée	15.38	0,048	0,062	0,268	1,43	1
Appuis	30.76	0,095	0,125	0,261	2,79	1

Donc on prend $\begin{cases} A_t = 1,43 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Vérification à l'ELU

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = \frac{55.87 * 10^{-3}}{0.3 * 0.275} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

❖ Armatures transversales :

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 24.75 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_t \geq 0.06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations**

❖ Le moment de torsion

$$M_{\text{tor}} = M_B * \frac{1}{2} = \frac{14.5 * 3.19}{2} \rightarrow M_{\text{tor}} = -23.13 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B le moment calculé dans l'escalier

$$\emptyset = \min(30, 35 \text{ cm}) \rightarrow \emptyset = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2((b - e) + (h - e)) = 100 \text{ cm}; \text{ Périmètre de la section de la poutre brisée}$$

❖ Armatures longitudinales

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = \frac{23.13 * 10^{-3} * 1.1 * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} \rightarrow A_l^{\text{tor}} = 5.32 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

❖ En travée

$$\rightarrow A_t = A_{\text{fléxion}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 1.43 + \frac{5.32}{2} = 3.37 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\rightarrow A_t = 2.79 + \frac{5.32}{2} = 4.05 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage :

En travée :

Choix=2HA14+1HA12=4,21 cm²

En appuis : annex1

Choix=5HA12=5,65 cm²

La contrainte de cisaillement

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = 23,13 * \frac{10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 3,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{\text{totale}} = \sqrt{\tau^{\text{FS}^2} + \tau^{\text{(tor)}^2} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

3,77 MPA > 3.33 MPA

La contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée il y a risque de cisaillement on doit augmenter la section de la poutre soit (30*40)

Calcul des sollicitations :

Tableau III.29 : Différente calculée à ELS et ELU

ELU	ELS
Req=29,75	Req=22,71 KN
G= 3 KN	G=3 KN
G= 3,45 KN	G=3,45 KN
Pu=38,46 KN	Ps=29,16 KN/m
Mt=16,31 KN	Mt=12,36 KN/m
Ma=32,62 KN	Ma=24,72 KN/m
Vu=61,34 KN	

Ferrailage :

Tableau III.30 : Ferrailage longitudinale de la poutre brisée

Position	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	16,31	0,027	0,034	0,37	1,27	1,36
Appuis	32.72	0,054	0,069	0,365	2,57	1,36

Tableau III.31 : Ferrailage en torsion

M _{tor} (kn.m)	e (cm)	Ω(cm2)	U(m)	A _{tor} (cm2)
-23,13	5	0,0875	1,2	4,56

Tableau III.32 : choix Ferrailage en torsion

	A _{cal} (cm2)	Choix	A _{choix} (cm2)
En travée	3,55	3HA14	4,62
En appuis	4,85	5HA12	5,65

Vérification à l'ELU

- Vérification au cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = 23,13 * \frac{10^{-3}}{2 * 0.0875 * 0.05} = 2,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS^2} + \tau^{(tor)^2}} = 2.73 \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Calcul des armateurs transversaux

- Armatures transversales
- En flexion

On fixe s_t = 15cm et on calcul A_t $\begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 33.75 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t < 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} = 0,0875 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{FS} = 0,45\text{cm}^2$$

En torsion :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0,45 + 0,57 = 1,02\text{cm}^2$$

Soit un cadre et une épingle Ø₈ → 3Ø₈ = 1,51 cm² chaque St = 15cm

Vérification a ELS

Tableau III.33 : Vérification nécessaire a ELS

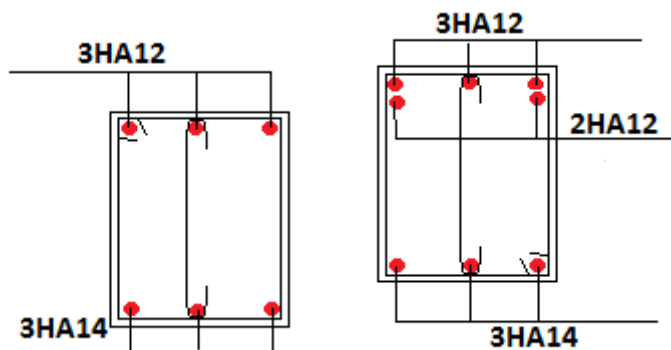
Position	Mser (KN.m)	As (cm2)	Y(cm)	I(cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	12,36	4,62	11,06	68739,28	2	15	vérifier
Appui	24,72	5,65	12,01	81050,33	3,66	15	vérifier

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0.125 \geq 0.1\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 4,62\text{cm}^2 < 11.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ L = 3.19\text{m} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.2. schéma de ferrailage



En travée en appuis

III.7.Etude de l'acrotère

III.7.1.Calcul de l'acrotère type1

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (Fp)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.

➤ Le calcul de fera à la flexion composé

III.7.1.1.Evaluation des charges et surcharges

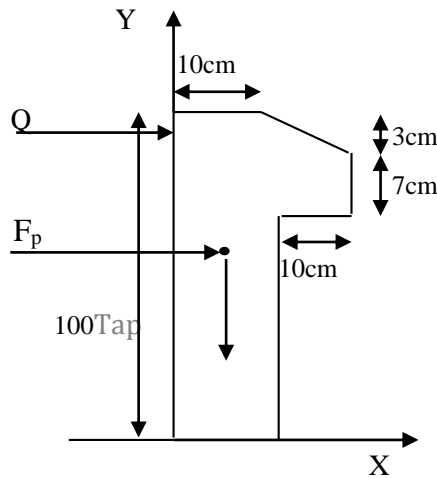


Figure III.17. Coupe transversale de l’acrotère.

- La charge permanente

$$G = 25 * S = 25 * 0,1085 = 2,713 \text{ KN/ml}$$

$$G_{rev} = 18 * 0,03 = 0,54$$

- La charge d’exploitation

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

- La force sismique (F_p)

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 (Z_{IIa}): \text{Coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8: \text{Facteur de force horizontale} \\ W_p = 3,325 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}: \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Ce qui donne $F_p = 4 * 0,15 * 3,253 * 0,8 = 1,561 \text{ KN}$

III.7.1.2.Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 5,76 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 53,47 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,253 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 1 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P * Y_G = 0,835 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.34 : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 1

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	4,392	3,253	3,253
M (KN.m)	1,5	1,835	1
V (KN)			/

III.7.1.3 Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau III.35 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N _u (KN)	M _u (KN.m)	M _{ua} (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{FS} (cm ²)	A _{FC} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _r (cm ²)	Choix
4,39	2,671	2,736	0,039	0,069	0,049	1,13	1,126	0,85	0,51	4HA8
2										

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,07 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Commenter : le ferrailage se fera avec A puisque c'est les défavorable **A : 1,126 cm²**

le choix : 4HA8 = 2,01 cm²

Armateur réparation :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Choit d'armateur :

Sens principale : **A= 4HA8=2,01 cm²/ c**

Sens secondaire : **A= 4HA8=2,01 cm²/ cm**

Calcule l'espacement :

Sens principale

$$St \leq 100 / 4 = 25\text{cm}$$

Sens secondaire

$$St \leq 100 / 4 = 25\text{cm}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification au cisaillement

La vérification du cisaillement selon l'article A.5.1.2.1.1 CBA93 est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min (0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa})=2,5\text{Mpa}$$

A L'ELU : 1.35G + 1.5Q

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Station accidentelle : G+Q+E

$$V_u = Q + F_p = 1,561 + 1 = 2,561\text{kn KN}$$

$$\tau_u = \frac{2,561 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,036 \text{ MPa D'où :}$$

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

Vérification à l'ELS :

Vésication de contraintes :

Tableau III.36 : vérification de contrainte acrotère

$N_{ser}(\text{MN})$	$Y(\text{m})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
$3,253 \times 10^{-3}$	0,027	0.024	15	0.577	201,63	C.V	C.V

III.7.1.4 Schéma de ferrailage

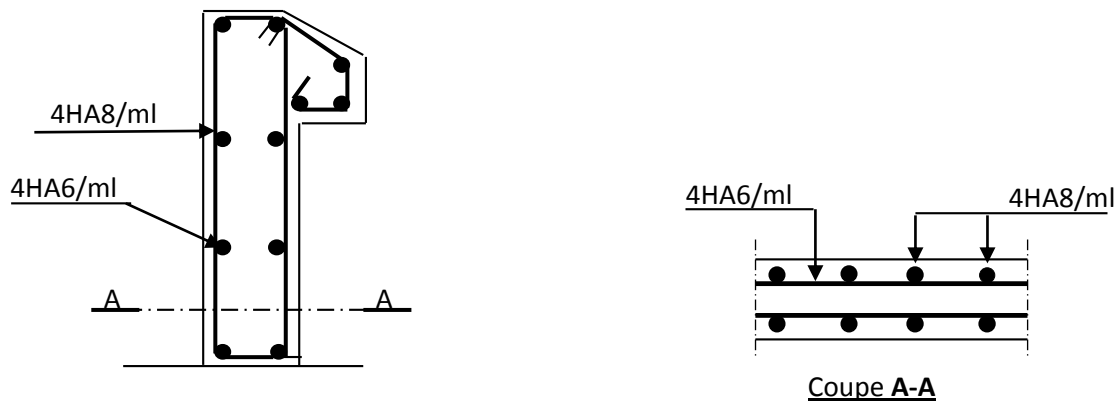


Figure III 18 : schéma de ferrailage de l'acrotère type 1

III.7.2. Calcul de l'acrotère type 2

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (F_P)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul de fera à la flexion composé

III.7.2.1. Evaluation des charges et surcharges

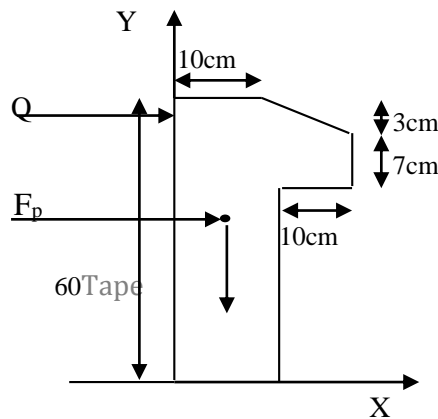


Figure III.19 Coupe transversale de l'acrotère type 2

- La charge permanente

$$G = 25 * S = 25 * 0,0685 = 1,712 \text{ KN/m}$$

$$G_{rev} = 18 * 0,03 = 0,54$$

- La charge d'exploitation

$$Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

- La force sismique (F_p)

La force sismique est donnée par la formule citée en **Art 6.2.3 RPA99**

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 (Z_{IIa}) : \text{Coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{Facteur de force horizontale} \\ W_p = 2,26 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} : \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Ce qui donne $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,26 = 1,085 \text{ KN}$

III.7.2.2. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 6,2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 32,9 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,26 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p * Y_G = 0,357 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.37 : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 2

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	3,051	2,26	2,26
M (KN. m)	0,9	0,957	0,6
V (KN)			/

III.7.2.3 Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau III.38 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N_u (KN)	M_u (KN. m)	M_{ua} (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{FS} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix
3,05	1,379	1,44	0,021	0,026	0,069	0,6	0,59	0,85	0,51	4HA8

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,07 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Commenter : le ferrailage se fera avec A puisque c'est les défavorable **A : 1,126 cm²**

Le choix : 4HA8 = 2,01 cm²

Armateur réparation :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Choix d'armateur :

Sens principale : **A= 4HA8=2,01 cm²/ cm**

Sens secondaire : **A= 4HA8=2,01 cm²/ cm**

Calcule l'espacement :

Sens principale

$$St \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

Sens secondaire

$$St \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification au cisaillement

La vérification du cisaillement selon l'article A.5.1.2.1.1 CBA93 est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min (0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

A L'ELU : 1.35G + 1.5Q

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ Kn} ; \tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Station accidentelle : G+Q+E

$$V_u = Q + F_p = 1,085 + 1 = 2,085 \text{ kn KN}$$

$$\tau_u = \frac{2,085 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,029 \text{ MPa D'où :}$$

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

III.7.2.4. Schéma de ferrailage

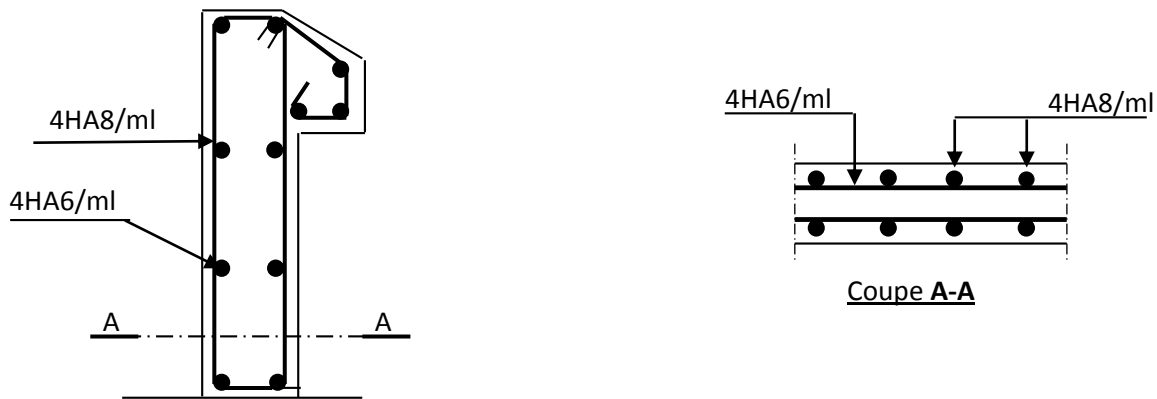


Figure III.20: schéma de ferrailage acrotère type 2

III.8. Etude la poutre de chaînage

III.8.1. Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

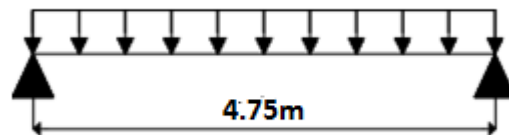


Figure III.21 : schéma statique de poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $G_{mur} = 2.76 (3.06 - 0.40) = 7.34 \text{ KN/ml.}$

• **Calcul des moments :**

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13.96 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2/8 = 39.37 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l/2 = 31.94 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 10.34 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2/8 = 29.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Correction des moments :

$$\begin{aligned} \text{Travée} & \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 33.46 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 24.49 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{Appuis} & \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -19.68 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -14.58 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

III.8.2. Ferrailage

Tableau III.39 Ferrailage de la poutre de chaînage

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	33.46	0.056	0.072	0.364	2.64	3HA12=3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.45$
Appuis	-19.68	0.033	0.042	0.369	1.53	3HA10=2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.45$

III.8.3.1. Vérifications ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.284 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa, FN}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 67 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 33.75 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \Rightarrow \boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$$

III.8.3.2. Vérifications ELS

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau III.40 Vérification de la contrainte dans le béton

	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	24.79	9.71	53003.12	4.54	15
Appuis	-14.58	8.3	38760.26	3.12	15

➤ Etat limite de déformation :

• Evaluation de la flèche :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{40}{475} = 0.084m \geq \frac{24.79}{10 \times 29.16} = 0.085m$Condition non vérifiée.

$\frac{3.39}{30 \times 37.5} = 3.01 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$Condition vérifiée.

$\frac{40}{475} = 0.084m \geq \frac{1}{16} = 0.062m$Condition vérifiée.

Commentaire : Les conditions ne sont pas vérifiées, calcul de la flèche est nécessaire condition vérifiée

Y (cm)	I (cm ⁴)	I_o (cm ⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
9.71	53003.12	117278.1 7	2.92	2.92	2.92	5.91	2.99	9.73

III.8.3.3. Schéma de ferrailage

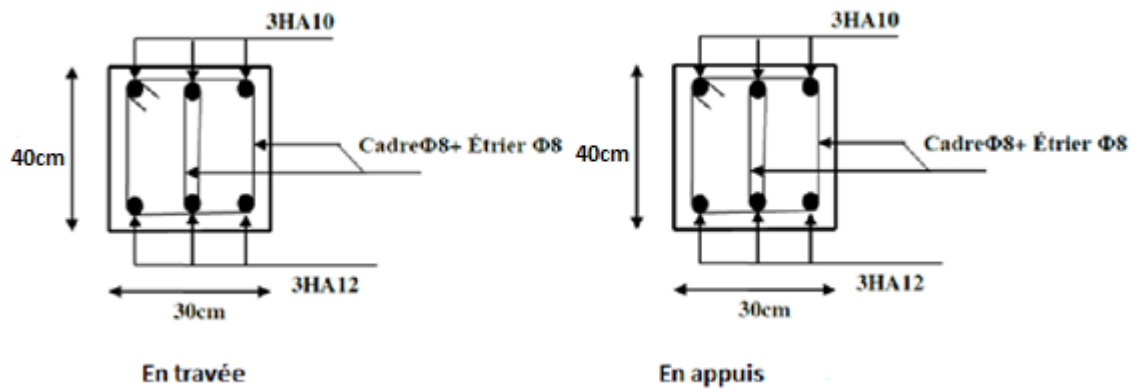


Figure III.22 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre IV
Etudes dynamique

IV.1 Introduction

Le fait que la structure est construite à Bejaia donc dans la zone sismique IIa selon la classification RPA,99/2003. La hauteur du bâtiment dépasse 49m, alors on doit prendre en charge son comportement vis-à-vis l'éventuels séisme. Selon les règlements en vigueurs des systèmes de contreventement et des diaphragmes rigides doivent être envisagés afin de maintenir la structure intacte lors d'un séisme majeur.

L'étude dynamique sera faite dans les règles de l'art en respectent les prescriptions des règles de RPA99/2003 et cela en adoptant un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Dans ce qui suit en présentera la modélisation de la structure en utilisant le logiciel ETABS ainsi les résultats obtenus a fin de dimensionner les différents éléments structuraux de l'ouvrage.

La structure étudiée dans cette partie s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation en R+9 Avec 3 entre sols, implanté à la ville bejaia (zone IIa, selon le RPA 99 version 2003), dont le contreventement est assuré par une structure mixte (voiles + portique en béton armé). Nombre d'étage : 13 Hauteur d'étage: 5.04m pour le RDC et 3.06m pour les autres niveaux

IV.2 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure, étudiée dans ce travail, consiste à présenter une simulation sur le logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. Le logiciel permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires. Il est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

Il permet la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO), avec possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, etc.). Ce logiciel permet aussi la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

A –création du modèle structure :

Dans ETABS 2016, la création du modèle de la structure s'effectue avec des objets de construction typiques : poutres, poteaux, contreventements, planchers, murs. Grâce à cela, lors de cette étape de l'étude, les éléments de la structure prennent des attributs spécifiques qui leur sont propres (y compris les attributs réglementaires) ; ainsi, à l'étape de définition du modèle, tous les paramètres réglementaires de la structure sont définis, ce qui permet de passer à l'analyse réglementaire immédiatement après les calculs statiques. Il en est de même avec les nœuds. La notion de nœuds a perdu sa signification traditionnelle puisqu'ils sont automatiquement définis lors de la création des différents objets.

Après avoir défini les lignes de construction et les sections des éléments de la structure, on commence à dessiner notre structure à l'aide des lignes de construction réalisées précédemment. La structure étudiée est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des plancher modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé 12 niveau encastres à la base. On considérant ES3 comme étant une boîte rigide, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol, tout en considérant l'ES3 comme encastrement.

La structure modélise de hauteur $h_t = 38.7$ m et des longueurs $L_x = 20$ m, $L_y = 21.1$ m .

Pour effectuer cette étape le logiciel offre une large gamme d'outils d'édition : symétrie par plan, translation, rotation, miroir horizontal et vertical, division pour une barre spécifique ou pour un groupe de barres, intersection, etc., et des outils de sélection performants : sélection avec le pointeur de la souris, par attribut (section, épaisseur, ..), par fenêtre, par capture, par plan, etc.

B. Etapes de modélisation de la structure sur le logiciel

La représentation de la structure réelle, qui est une ossature en béton armé, par un modèle numérique en utilisant le logiciel ETABS2016 nécessite :

- La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions. Les lignes de construction ou le grillage de la structure représentent les axes des éléments de la structure à modéliser selon les 3 directions X, Y, Z et les extrémités des éléments et les bords des faces de la structure.

Dimensions de la structure Longueur du bâtiment = 21.1m. Largeur du bâtiment = 20 m.
Hauteur total = 38.7 m.

- La définition des sections des éléments qui constituent la structure (éléments barres ou panneaux) ;

- **La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis ;**

Dimensions des éléments structuraux 65*60cm aux niveaux des Entres sols 1 et 2 et 3, 60*60cm pour le RDC et 1er étage, 60*55cm pour le 2ème et 3ème étages et 55*55 pour le 4ème et 5ème étages, 50*55 pour le 6eme et 7eme étages, 50*50 pour le 8eme et 9eme étages et 45*50 pour la terrasse accessible, Poutres : Poutres principales: 30x40

- Poutres secondaires: 30x40

- Plancher : Plancher type corps creux : 20+4

- Dalle pleine : Dalle pleine de 15cm d'épaisseur.

- Voile1 : Voile de 20cm d'épaisseur pour les entres sols 1 2 3 et RDC

- Voile2 : Voile de 15cm d'épaisseur pour les autres niveaux

- Escalier : épaisseur de la paillasse = 18 cm

- **La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure.**

Etage courant: $G = 5.56 \text{Kn/m}^2$; $Q = 1.5 \text{Kn/m}^2$ (chambres); $Q = 3.5 \text{Kn/m}^2$ (balcons); Etage terrasse (accessible): $G = 5.98 \text{Kn/m}^2$; $Q = 1.5 \text{Kn/m}^2$ (terrasse accessible).

Les chargements d'une structure consiste à définir les cas de charge selon la nature des charges (permanente, exploitation, sismique ...) et ensuite l'application des charges (charges sur barres, charges surfaciques ...) sur la structure pour les cas de charge créés et enfin la définition des combinaisons des cas de charge. Le poids propre sera pris en compte avec la charge permanente G. Pour les charges sismiques, elles seront générées automatiquement par le logiciel en introduisant le spectre.

La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre règlementaire, on introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas S2 : site ferme, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02, les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

Après on va définir les différentes combinaisons de charges selon les cas. Après avoir choisi t le Type de combinaison et on donne le nom qu'on veut à la combinaison qu'on va définir, :

Exemple 1,35 G + 1,5 Q (nom de la combinaison)

Une fois défini une Assignation des charges Dans le plan (XY), aller au menu déroulant Chargement (autres charges) Charge surfacique sur barre par objet 3D . Pour la charge sur les dalles pleines et les escaliers on doit utiliser la boite de dialogue (définir charge).

C. Analyse de la structure

Après avoir fini avec la modélisation de la structure qui est une ossature en béton armé constituée de voiles et de portiques, on passe au calcul et analyse de cette structure sous l'effet du chargement qu'on a défini précédemment. Avant de lancer le calcul il faut d'abord vérifier la structure s'il y a des erreurs de modélisation et de l'élément disjoint.

Pour l'étude modale et sismique et Afin de déclarer une analyse modale, on utilise le menu déroulant analyse, puis types d'analyse pour la définition des options de calcul. Sélectionnez (type d'analyse modale) et sélectionner les Paramètres de l'analyse modale, faire les réglages sur le nombre de modes et la méthode d'analyse

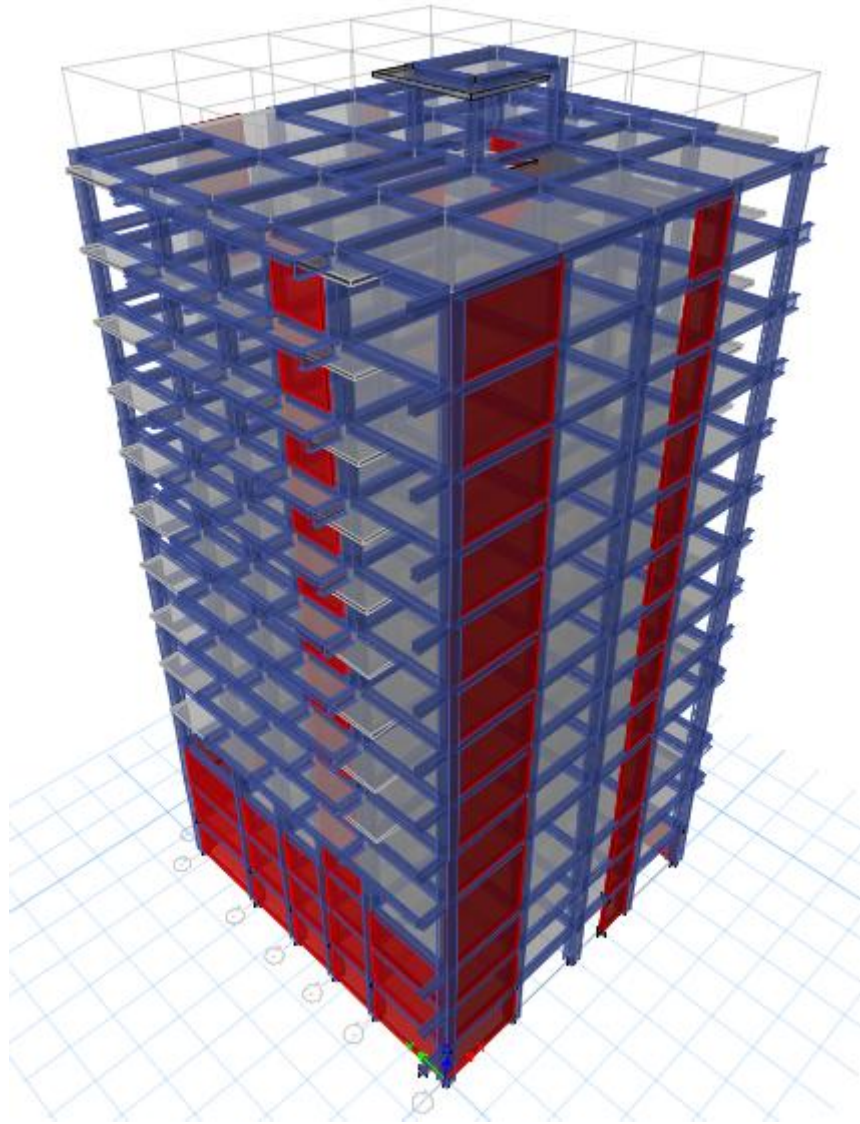


Figure IV.1 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016

Figure Vue en plan de la structure :

D. Résultats d'analyse

Pour afficher les résultats de l'analyse de la structure et les diagrammes des efforts internes, des déformées, des contraintes et des réactions on sélectionne Résultats dans le menu démarrage de la barre d'outils. On peut aussi afficher les diagrammes des résultats directement. Pour voir le diagramme de l'effort interne on coche la case par exemple du Moment. On peut aussi modifier les paramètres des diagrammes pour afficher les valeurs. On peut voir les diagrammes des efforts internes et des déplacements de chaque élément de la structure séparément.

Les résultats qu'on va vérifier sont les suivants :

- a. Vérification des modes propre

- b. Vérification de la période
- c. Vérification des réactions
- d. Vérification des déplacements des nœuds
- e. Vérifications de la flèche
- f. Vérification des efforts dans les éléments
- g. Affichage des diagrammes des efforts dans les éléments

Ces résultats seront discutés pour la structure étudiée dans la suite de ce chapitre

III.3 Méthode de calcul

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

- 1 – La méthode statique équivalente
- 2 – La méthode d'analyse modale spectrale
- 3 – La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Pour l'étude dynamique on choisit la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures c'est la méthode d'analyse modale spectrale, 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.

III.4 Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base (V_{st})

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 (article 4.2.3)}$$

Détermination des coefficients

$$A \text{ (Coefficient d'accélération de zone)} \begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

Le coefficient R (coefficient de comportement de la structure)

Dans notre cas, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

Le coefficient Q (Facteur de qualité)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q, \text{ Avec } P_q: \text{ pénalité correspondante au critère } q \text{ (tableau 4.4 du RPA99/2003)}$$

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités

Critère Q	Valeurs de P _q (xx)		Valeurs de P _q (yy)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	/	/	/
Redondance en plan	/	/	/	/
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de la construction	0	/	0	/
Valeur de Q	Q _x =1		Q _y =1	

Poids total de la structure w

On a extrait le poids total de la structure directement dans le logiciel ETABS 2016, ce qui donne : $w = 58397.99\text{KN}$.

Le facteur d'amplification dynamique D

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule, } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \\ \xi : \text{Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/2003)} \end{array} \right.$$

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$$\xi = 10 \% \Rightarrow \eta = 0.764$$

Calcul des périodes caractéristiques relatives au sol T₁ et T₂, RPA99/2003 (Tableau 4.7) :

$$\text{Le sol d'implantation de la structure est classé site S2 (Ferme)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

IV.5 Calcul de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{array} \right. , \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_N: \text{Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au} \\ \text{dernier niveau, On a } h_N = 38,7m \\ C_T: \text{Coefficient fonction du système de contreventement} \end{array} \right.$$

On a un contreventement assuré par un système mixte voiles portique avec interaction, $C_T = 0.05$ (tableau 4.6 du RPA99/ 2003) \Rightarrow

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\left\{ \begin{array}{l} L_x = 20 \text{ m} \\ L_y = 21.1 \text{ m} \end{array} \right.$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,776; 0,779) = 0,776s \\ T_y = \min(0,758; 0,776) = 0,758 s \end{array} \right.$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{stx} = \frac{0.15 \times 1,228 \times 1}{5} \times 58398 = 2151,38\text{KN} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 1,247 \times 1}{5} \times 58398 = 2184,67\text{KN} \end{array} \right.$$

IV.6 Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (4.13)}$$

Les valeurs du spectre du reponse sont:

0,000	0,188	-Coef. d'accélération de zone: A = 0,15 -Facteur de qualité: Q = 1,00 -Coef. de comportement: R = 5,00 -Période caractéristique 1: T1 = 0,15 -Période caractéristique 2: T2 = 0,40 -Pourcentage d'amortissement critique: ξ = 10,00 -Facteur de correction d'amortissement: η = 0,76
0,010	0,180	
0,020	0,172	
0,030	0,164	
0,040	0,157	
0,050	0,149	
0,060	0,141	
0,070	0,133	
0,080	0,126	
0,090	0,118	
0,100	0,110	
0,110	0,103	
0,120	0,095	
0,130	0,087	

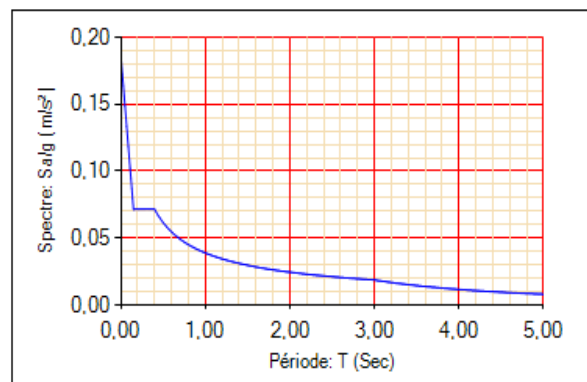


Figure IV.2 : Spectre de réponse

IV.7 Disposition des voiles de contreventement

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

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

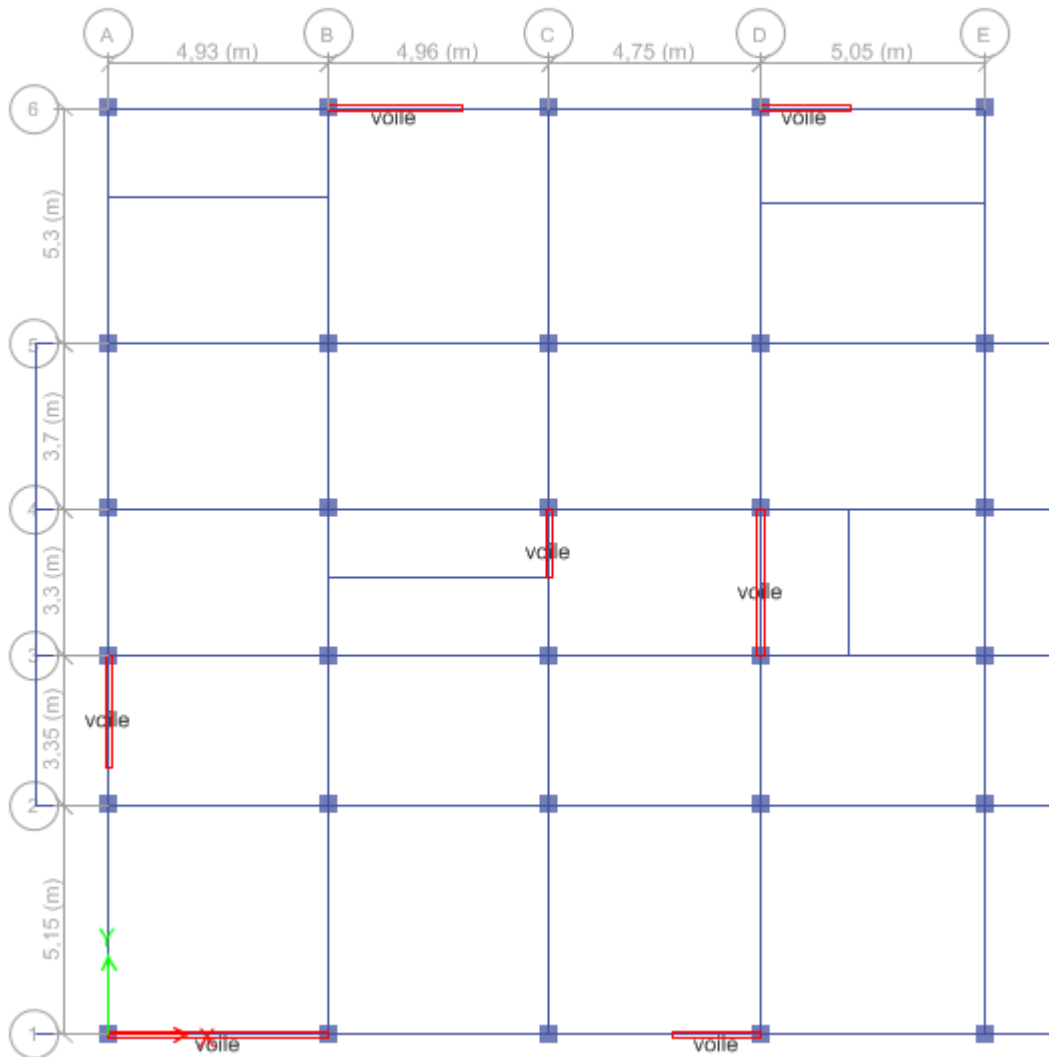


Figure IV.3 : Disposition des voiles de contreventement

III.8 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS V.16

1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le model fait sur le logiciel et la déposition des voiles nous dans une participation massique de l'ordre à dépasser 90% apparaitre de 19^{eme} mode dans deux sens.

Tableau IV.2 : Périodes et taux de participation massique pour chaque mode

Mode	Période	UX	UY	Somme UX	Somme UY
	sec				
1	1,108	0,0021	0,6591	0,0021	0,6591
2	0,956	0,6658	0,0008	0,6679	0,6599
3	0,789	0,0066	0,0124	0,6745	0,6723
4	0,311	0,00003433	0,1226	0,6745	0,7949
5	0,27	0,1232	0,0003	0,7977	0,7952
6	0,21	0,0227	0,0009	0,8204	0,7961
7	0,148	0,0022	0,0432	0,8226	0,8393
8	0,132	0,0412	0,0009	0,8638	0,8402
9	0,112	0,003	0,0009	0,8668	0,8411
10	0,103	0,0006	0,0043	0,8673	0,8454
11	0,099	0,0351	0,000004702	0,9024	0,8454
12	0,087	0,0048	0,0198	0,9072	0,8652
13	0,076	0,0238	0,0005	0,9311	0,8657
14	0,072	0,0035	0,0034	0,9345	0,8691
15	0,067	0,0189	0,00001125	0,9535	0,8691
16	0,06	0,0009	0,0174	0,9544	0,8864
17	0,052	0,0021	0,000003442	0,9565	0,8864
18	0,05	0,0001	0,0006	0,9566	0,887
19	0,046	0,0043	0,0218	0,9609	0,9088

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS V.16 dans les deux premiers modes sont inférieure à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition est vérifiée.

$$\text{Période majorées de 30\%} \begin{cases} T_x = 1,009 \text{ s} \\ T_y = 0,985 \text{ s} \end{cases}$$

Le comportement de la structure dans le premier mode est une translation suivant l'axe y-y, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe x-x et le troisième mode est une rotation

2. Justification de l'interaction voiles-Portique

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA/99 :

{ Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage
 { Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée

- **Sous charges verticales**

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charge verticales (KN)		(%) des charges verticales		Obs
	Portiques	Voiles	portique	Voiles	
ES2	38617,84	6962,58	84,72	15,28	vérifier

- **Sous charges horizontales**

Tableau IV.4 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens x-x

Niveau	Interaction selon X-X				Obs
	charges reprise		(%) repris		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
étage 09	362,49	207,3	63,62	36,38	vérifier
étage 08	312,58	214,13	59,34	40,66	vérifier
étage 07	389,43	284,88	57,75	42,22	vérifier
étage 06	405,33	408,33	49,82	50,18	vérifier
étage 05	493,85	446,13	52,54	47,46	vérifier
étage 04	496,75	552,8	47,33	52,67	vérifier
étage 03	534,96	622,9	46,2	53,8	vérifier
étage 02	496,14	757,15	39,59	60,41	vérifier
étage 01	641,75	712,15	47,4	52,6	vérifier
RDC	161,78	1304,67	11,03	88,97	Non vérifier

ES1	194,52	189,05	50,71	49,29	vérifier
ES2	218,69	150	59,31	40,69	vérifier

Tableau IV.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens y-y

Niveau	Interaction selon Y-Y				Obs
	charges reprise		(%) repris		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
étage 09	408,35	215,99	65,40	34,59	vérifier
étage 08	339,72	171,94	66,39	33,6	vérifier
étage 07	450,7	232,7	65,94	34,05	vérifier
étage 06	475,21	314,45	60,17	39,82	vérifier
étage 05	535,64	364,89	59,48	40,51	vérifier
étage 04	539,13	438,07	55,17	44,82	vérifier
étage 03	607,14	463,05	56,73	43,26	vérifier
étage 02	574,32	580,51	49,73	50,26	vérifier
étage 01	640,16	603,04	51,49	48,5	vérifier
RDC	307,02	1001,75	23,45	76,54	Non vérifier
ES1	270,68	242,96	52,69	47,3	vérifier
ES2	50,9	190,42	21,09	78,9	Non vérifier

3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

V à la base	Vdyn	0.8×Vst	Observation
-------------	------	---------	-------------

Suivant X-X	1519.6	1721,1	Non vérifier
Suivant Y-Y	1365.26	1747,74	Non vérifier

4. Vérification de l'effort normal réduit

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 la relation

suyvante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.3$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_d: \text{ désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton} \\ B_c: \text{ Est l'aire (section brute)de cette dernière} \end{array} \right.$

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit

Niveau	N _d (KN)	Type de poteau	Combinaisons	B (m ²)	v	Remarque
étage 09	226,12	carré	ELA	0.25	0,0361792	vérifier
étage 08	446,24	carré	ELA	0.25	0,0713984	vérifier
étage 07	615,82	rectangulaire	ELA	0.275	0,08957382	vérifier
étage 06	741,89	rectangulaire	ELA	0.275	0,10791127	vérifier
étage 05	883,6	carré	ELA	0.3025	0,11683967	vérifier
étage 04	990,49	carré	ELA	0.3025	0,13097388	vérifier
étage 03	1160,72	rectangulaire	ELA	0.33	0,14069333	vérifier
étage 02	1356,77	rectangulaire	ELA	0.33	0,16445697	vérifier
étage 01	1732,54	carré	ELA	0.36	0,19250444	vérifier
RDC	2095,23	carré	ELA	0.36	0,23280333	vérifier
Entre sol 1	2586,7	rectangulaire	ELA	0.39	0,26530256	vérifier
Entre sol 2	2507,31	rectangulaire	ELA	0.39	0,25774769	vérifier

Entre sol 3	2722,57	rectangulaire	ELA	0,39	0,27923795	vérifier
--------------------	---------	---------------	-----	------	------------	----------

5. Vérification des déplacements

Selon le RPA99/2003 (Article 4.4.3), Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure

Est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}, \text{ Avec } \begin{cases} \delta_{eK}: \text{Déplacement dû aux forces } F_i \text{ (compris l'effet de torsion)} \\ R: \text{Coefficient de comportement} \end{cases}$$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99/2003 (Article 5.10), h_e : la hauteur de l'étage

Tableau III.8 : Vérification des déplacements (sens x-x)

Niveau	h_K (mm)	sens x-x					Obs
		δ_{eK} (mm)	δ_K (mm)	δ_{K-1} (mm)	Δ_K (mm)	Δ_K/h_K (%)	
TA	3060	17,824	89,12	84,415	4,705	0,00153758	Vérifiée
étage 09	3060	16,883	84,415	78,08	6,335	0,00207026	Vérifiée
étage 08	3060	15,616	78,08	71,12	6,96	0,00227451	Vérifiée
étage 07	3060	14,224	71,12	63,47	7,65	0,0025	Vérifiée
étage 06	3060	12,694	63,47	55,15	8,32	0,00271895	Vérifiée
étage 05	3060	11,03	55,15	46,35	8,8	0,00287582	Vérifiée
étage 04	3060	9,27	46,35	37,225	9,125	0,00298203	Vérifiée
étage 03	3060	7,445	37,225	28,18	9,045	0,00295588	Vérifiée
étage 02	3060	5,636	28,18	19,505	8,675	0,00283497	Vérifiée
étage 01	3060	3,901	19,505	11,715	7,79	0,00254575	Vérifiée
RDC	5040	2,343	11,715	4,28	7,435	0,0014752	Vérifiée
Entre sol 1	3060	0,856	4,28	1,39	2,89	0,00094444	Vérifiée

Entre sol 2	3060	0,278	1,39	0	1,39	0,00045425	Vérifiée
------------------------------	------	-------	------	---	------	------------	-----------------

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements (sens y-y)

Niveau	h _K (m)	sens y-y					Obs
		δ _{eK} (m)	δ _K (m)	δ _{K-1} (m)	Δ _K (m)	Δ _K /h _K (%)	
TA	3060	21,632	108,16	97,15	11,01	0,00359804	Vérifiée
étage 09	3060	19,43	97,15	90,075	7,075	0,00231209	Vérifiée
étage 08	3060	18,015	90,075	82,34	7,735	0,00252778	Vérifiée
étage 07	3060	16,468	82,34	73,87	8,47	0,00276797	Vérifiée
étage 06	3060	14,774	73,87	64,625	9,245	0,00302124	Vérifiée
étage 05	3060	12,925	64,625	54,795	9,83	0,00321242	Vérifiée
étage 04	3060	10,959	54,795	44,545	10,25	0,00334967	Vérifiée
étage 03	3060	8,909	44,545	34,255	10,29	0,00336275	Vérifiée
étage 02	3060	6,851	34,255	24,165	10,09	0,00329739	Vérifiée
étage 01	3060	4,833	24,165	14,735	9,43	0,0030817	Vérifiée
RDC	5040	2,947	14,735	3,27	11,465	0,0022748	Vérifiée
Entre sol 1	3060	0,654	3,27	0,495	2,775	0,00090686	Vérifiée
Entre sol 2	3060	0,099	0,495	0	0,495	0,00016176	Vérifiée

D'après les tableaux, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k »

» ; avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_K: \text{Effort tranchant d'étage de niveau « k ».} \\ \Delta_K: \text{Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 ».} \\ h_K: \text{Hauteur de l'étage « k ».} \end{array} \right.$$

Tableau IV.10 : Vérification à L'effet P-Δ

Niveau	h_K (m)	P_K (KN)	sens x-x			sens y-y		
			Δ_K (m)	V_K (KN)	θ_K	Δ_K (m)	V_K (KN)	θ_K
TA	3060	272,6351	4,705	48,906	0,008571	11,01	43,5059	0,022547
étage 09	3060	4463,784	6,335	422,6609	0,021864	7,075	393,7182	0,026213
étage 08	3060	8668,314	6,96	724,6131	0,027209	7,735	646,1941	0,033908
étage 07	3060	12926,46	7,65	960,3796	0,033649	8,47	857,7369	0,041714
étage 06	3060	17184,62	8,32	1168,338	0,039992	9,245	1023,928	0,050705
étage 05	3060	21501,54	8,8	1342,199	0,046069	9,83	1165,899	0,059243
étage 04	3060	25818,45	9,125	1493,740	0,051542	10,25	1289,872	0,067048
étage 03	3060	30170,82	9,045	1634,412	0,054564	10,29	1410,716	0,071918
étage 02	3060	34544,50	8,675	1757,013	0,055738	10,09	1521,984	0,074840
étage 01	3060	38982,26	7,79	1857,384	0,053429	9,43	1623,620	0,073989
RDC	5040	44291,08	7,435	1943,725	0,033614	11,465	1707,059	0,059021
Entre sol 1	3060	48799,41	2,89	1988,830	0,023173	2,775	1746,175	0,025343
Entre sol 2	3060	53402,70	1,39	2021,067	0,012002	0,495	1761,185	0,004905

On remarque que les valeurs sont inférieure à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure

IV.9 : Récapitulation

Tableau IV.11 : Dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	E.S03	E.S0 2	E.S01	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
Poteau	65x60			60x60	55x60			55x55	50x50		50x45		
Voiles	20				15								
P.P(cm2)	30x40												
P.S(cm2)	30x40												

IV.10 : CONCLUSION

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela a été effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est dû à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et verticale), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$ pour les entres sols et RDC et $e=15\text{cm}$ pour les autres niveaux. Le nombre total des voiles prévus est de 4 disposés selon x et 3 voiles et selon y. Ces voiles vont supporter 15.28% d'efforts verticaux.

Et des portiques poteaux-poutres, les poteaux de dimension $65*60\text{cm}$ aux niveaux des entres sols 1 et 2 et 3, $60*60\text{cm}$ pour le RDC et 1er étage, $60*55\text{cm}$ pour le 2ème et 3ème étages et $55*55$ pour le 4ème et 5ème étages, $50*55$ pour le 6ème et 7ème étages, $50*50$ pour le 8ème et 9ème étages et $45*50$ pour la terrasse accessible, des poutres de $30*40\text{cm}$ pour les deux sens principale et secondaire. La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donné des résultats satisfaisants vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des translations, le 1^{er} selon Y et le 2ème selon X, et le 3ème est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 11 selon x et dans le mode 19 selon y. et ce le nombre de modes à prendre dans le calcul.

Chapitre V
Etudes des éléments
structuraux

Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposées pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- ❖ 1.35G+1.5Q (ELU)
- ❖ G+Q (ELS)
- ❖ G+Q±E (ELA)
- ❖ 0.8G±E (ELA)

V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

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

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Les exigences du RPA99/2003

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 II_a 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).

- $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$ (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 25 cm.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
Entre sol 3	60x65	31.2	165	234
Entre sol 2	60x65	31.2	165	234
Entre sol 1	60x65	31.2	165	234
RDC	60x60	28.8	144	216
Etage 1	60x60	28.8	144	216
Etage 2	60x55	26.4	132	198
Etage 3	60x55	26.4	132	198
Etage 4	55x55	24.2	121	181.5
Etage 5	55x55	24.2	121	181.5
Etage 6	50x55	22	110	165
Etage 7	50x55	22	110	165
Etage 8	50x50	20	100	150
Etage 9	50x50	20	100	150

Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

Tableau V.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	V_{\max}
Entre sols 1 et 2 et 3	3428,28 → 11,24	57,15 → -69,07	-1291,38 → 8,7	86,73
RDC et Etage 1	2559,95 → 13,92	170,28 → 588,1	-1110 → 5,76	49,21
Etage 2 et 3	2002,41 → -26,06	-98,54 → 1234,86	-480,02 → 7,63	-64,28
Etage 4 et 5	1487,1 → -15,51	-95,14 → 838,64	-286,31 → 13,11	-63,05
Etage 6 et 7	983,11 → -27,88	-74,65 → 505,94	-293,68 → 4,9	-51,02
Etage 8 et 9	490,62 → -24,79	65,77 → 188,41	-224,57 → 3,05	42,65

V.2. Ferrailage des poteaux

A) Ferrailage longitudinal

❖ Exemple de calcul :

➤ 1^{ère} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Ce calcul se fait à la flexion composée (N+M) avec les données suivantes :

$$N_{\max} = 3428.28 \text{ KN (compression)}$$

$$M_c = 11.24 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable → $e = 2.5 \text{ cm}$

$$b_1 = 60 \text{ cm ; } h_1 = 65 \text{ cm ; } d = 62.5 \text{ cm}$$

Situation accidentelle → $\gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.33 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1.04 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1,018 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.025) \times 0,6 \times 0.65 \times 18.48 = 1.43 \text{ MN.m}$$

Donc :

1.04 < 1.43 ⇒ Section partiellement comprimé

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,240 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.347 \\ z = 0.538 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 48.33 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -37.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau V.3 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

Niveau x	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (c m ²)	A adoptée (cm ²)

Entre sol 1 et 2 et 3	60x65	S.E.C	0	4.52	31.2	16HA16=32,17
		S.E.T	3,72	4.52		
		S.P.C	20,6	4.52		
RDC et Etage 1	60x60	S.E.C	0	4.16	28.8	8HA16+8HA14 =28.63
		S.P.C	0,8	4.16		
		S.P.C	17,66	4.16		
Etage 2 et 3	55x60	S.E.C	0	3.82	26.4	8HA16+8HA14 =28.63
		S.P.C	0	3.82		
		S.P.C	7,7	3.82		
Etage 4 et 5	55x55	S.E.C	0	3.48	24.2	16HA14=24.63
		S.P.C	0	3.48		
		S.P.C	5,07	3.48		
Etage 6 et 7	50x55	S.E.C	0	3.17	22	16HA14=24.63
		S.P.C	1,36	3.17		
		S.P.C	4,75	3.17		
Etage 8 et 9	50x50	S.E.C	0	2.86	20	8HA14+8HA12 =21.37
		S.P.C	0	2.86		
		S.P.C	3,62	2.86		

B) Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1^{er} niveau

Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

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

b = 60cm h₁=65cm h_e= 3.06m V = 86.73 KN

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h₁ : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

❖ **Exemple de calcul**

$b = 60\text{cm}$ $h = 65\text{cm}$, $h_e = 3.06\text{m}$, $V = 86.73 \text{ KN}$, $\phi_1^{\min} = 14 \text{ mm}$

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$l_f = 2.14 \text{ m}$ $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3.57$

$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 20\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} \rightarrow 2.5 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} \rightarrow 1.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} \rightarrow 2.1 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} \rightarrow 1.05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Choix des armatures : $\begin{cases} \text{Zone courante} \rightarrow 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2 \\ \text{Zone nodale} \rightarrow 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2 \end{cases}$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Niveau	Entre sol 1 et 2 et 3	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (Cm ²)	60×65	60×60	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50
ϕ_l^{\min} (Cm)	1.6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
l_f (m)	2,14	3.52	2,14	2,14	2,14	2,14	2,14
Δ_g	3.57	6.4	3.89	4.28	4.76	5.35	6.11
V_{\max} (KN)	86.73	49,21	49,21	64,28	63,05	51,02	42,65
ρ	3,75	2.5	3,75	3,75	3,75	2.5	2.5
t_{nodale} (Cm)	10	10	10	10	10	10	10
t_{courante} (Cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_t^{nodale} (Cm ²)	1.25	0.75	0.75	0.91	0.92	0.6	0.94
A_t^{courant} (Cm ²)	2.5	1.5	1.5	1.82	1.84	1.2	1.88
$A_{t,\text{nodale}}^{\min}$ (Cm ²)	1.05	1.8	1.13	1.25	1.52	1.5	1.5
$A_{t,\text{courant}}^{\min}$ (Cm ²)	2.1	3.6	2.27	2.51	3.04	3	3

$A_t^{adoptée}$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
-----------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Tableau V.4 Ferrailage transversale des poteaux

V.3. Vérifications relatives aux poteaux

1) Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V.5 Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{courant}$ (mm)	Observation
Entre sol 1 et 2 et 3	16	5,33	10	Vérifiée
RDC	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 1	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 2 et 3	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 4 et 5	14	4,67	10	Vérifiée
Etage 6 et 7	14	4,67	10	Vérifiée
Etage 8 et 9	14	4,67	10	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

2) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II Les résultats est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	Section	Nu (KN)	l _f (m)	Λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Observation
	Cm ²					B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
Entre sol 1 et 2 et 3	60×65	3428.28	2,14	12.37	0,829	0,3625	0.186	Vérifiée
RDC	60x60	2559.95	3.52	22.14	0,787	0,3364	0.146	Vérifiée
Etage 1	60x60	2559.95	2.14	13.46	0.825	0.3364	0.139	
Etage 2 et 3	55×60	2002,41	2,14	14.86	0,82	0,3074	0.110	Vérifiée
Etage 4 et 5	55×55	1487,1	2,14	16.46	0,814	0,2809	0.082	Vérifiée
Etage 6 et 7	50×55	983,11	2.14	18,61	0,817	0,2544	0.054	Vérifiée
Etage 8 et 9	50×50	490,62	2,14	21.19	0,804	0,2304	0.027	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

3) Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc1.2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$-\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$-\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que ;

S=b*h+15*(A+A') n : Section homogénéisée .

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v\right)$$

$$I_{yy}' = \frac{\frac{N_s}{S}}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b}\right) + \frac{f_e}{(100 \times \gamma_s)}}$$

Etat limite de fishuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

BV

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	Section n (Cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN. m)	V (m)	V' (m ²)	I _{yy} ' (m ⁴)	σ _{bc1} MPa	σ _{bc2} MPa	σ̄ _{bc} Mpa	Observation
S1 S2 S3	60×6 5	2483.4 5	40.8	0.64	0.01	0.0517	6,6 2	6,1	15	Vérifié e
RDC E1	60×6 0	1863,8 3	37,36	0.59	0.01	0.0405	5,4 9	4.94	15	Vérifié e
E2 E3	55×6 0	1457,6	21,36	0.59	0.01	0.0369	4,5 5	4,2	15	Vérifié e
E4 E5	55×5 5	1081,8 2	20,39	0.55	0.01	0.0282	3,7 8	3,39	15	Vérifié e
E6 E7	50×5 5	715,55	17,19	0.53	0.02	0.0255	2,8 2	2,45	15	Vérifié e
E8 E9	50×5 0	357,07	14,19	0.48	0.02	0.019	1,7	1,33	15	Vérifié e

Remarque

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

4) **Vérification au 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
S1 S2 S3	60×65	2,14	3,57	0,04	0,625	86,73	0,231	1	Vérifiée
RDC	60×60	3,53	6,42	0,075	0,575	49,21	0,143	1.88	Vérifiée
Etage1	60×60	2,14	3,89	0,04	0,575	49,21	0,143	1	Vérifiée
Etage2 et 3	55×60	2,14	4,28	0,04	0,575	64,28	0,203	1	Vérifiée
Etage4 et 5	55×55	2,14	4,75	0,04	0,525	63,05	0,218	1	Vérifiée
Etage6 et 7	50×55	2,14	5,35	0,075	0,525	51,02	0,194	1.88	Vérifiée
Etage8 et 9	50 ×50	2,14	6,11	0,075	0,475	42,65	0,179	1.88	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n’y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \emptyset$:

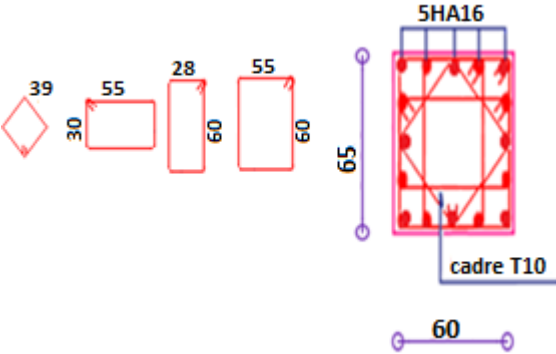
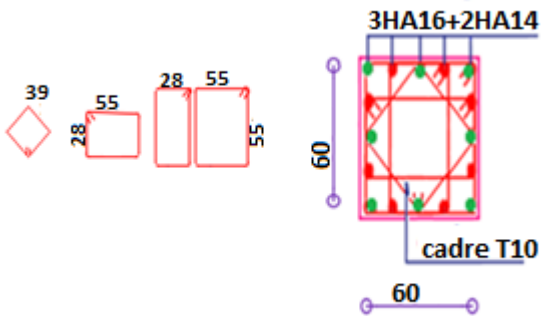
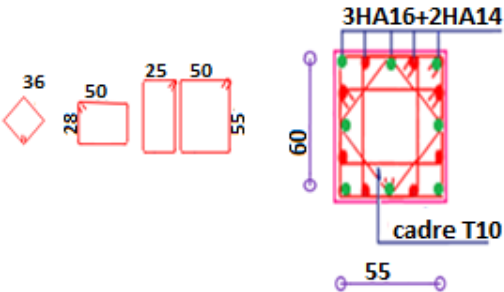
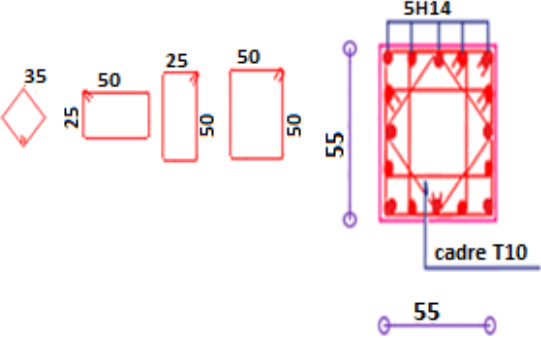
Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 70 \text{ cm}$.

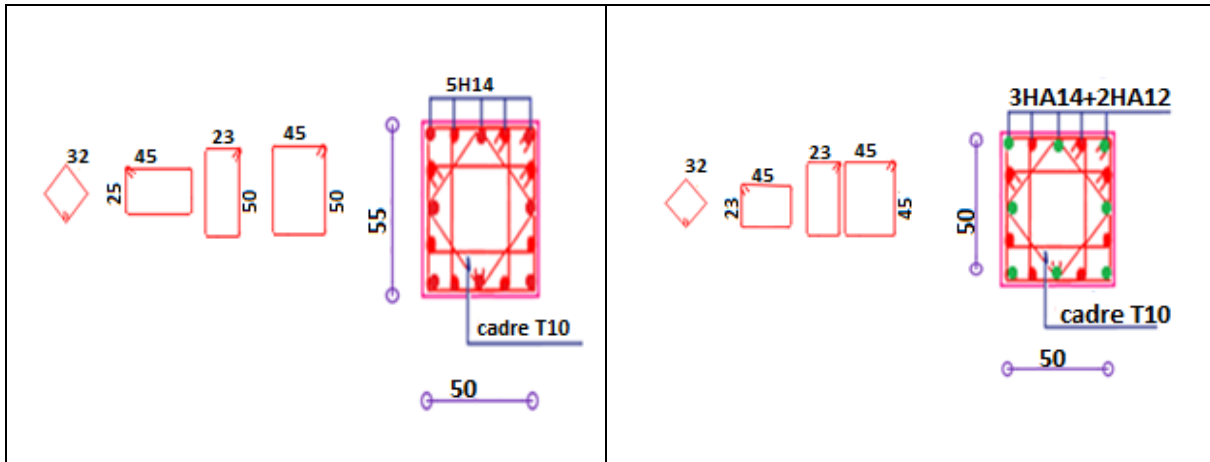
Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

V.4. Schéma de ferrailage

Tableau V.9 Schéma de ferrailage dans les différents poteaux

Entre sol 1 2 3	RDC et Etage 1
	
Etage 2 et 3	Etage 4 et 5
	
Etage 6 et 7	Etage 8 et 9



V.5. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q \text{ (ELU)}$$

$$G+Q \text{ (ELS)}$$

$$G+Q\pm E \text{ (ELA)}$$

$$0.8G\pm E \text{ (ELA)}$$

V.5.1. Recommandations

- **Armatures longitudinales** RPA99/2003 art7.5.2.1
 - 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 II_a.

- Les poutres supportant 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.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle. Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

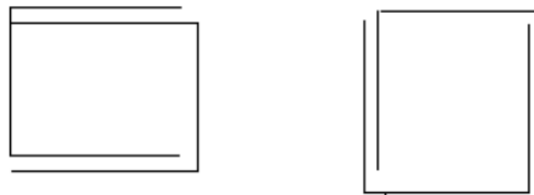


Figure V.1 Armature transversale dans la zone nodale.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 Art 7.5.2.2**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \text{ en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

V.5.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

A) Ferrailage longitudinale

❖ Poutres principales et secondaires et PPC et PN

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 37.5 \text{ cm}$, Fissuration nuisible (FN)

Tableau V.10 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons

Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
	ELU		ELS		/
	Travée	Appui	Travée	Appui	/
Principale	88.56	120,3	62.02	87,19	161.16
Secondaire	50,43	52,53	36,83	48,56	86,07
PPC	69,74	105,24	59,6	76,4	113,05
Noyée	51,76	112,93	36,83	48,56	87,69

➤ Calcul du ferrillage :

Armature longitudinale :

Tableau V.11 : Ferrillage des poutres principales, secondaires et la poutre porteuse et noyée

		M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} /BAEL	A _{min} /RPA (d)	A ^{adop} (Cm ²)
PP	Travée	88.56	6.28	1.35	6	3HA14+3HA12 =8.01
	Appui	120,3	8.76			6HA14=9.24
PS	Travée	50,43	3.48	1.35	6	3HA14+2HA12 =6.98
	Appui	52,53	3.53			3HA14+2HA12 =6.98
PN	Travée	51,76	3,57	1,35	6	3HA14+2HA12 =6.98
	Appui	112,93	8,17			6HA14=9.24
PPC	Travée	69,74	4,88	1,35	6	3HA14+2HA12 =6.98
	Appui	105,24	7,57			3HA14+3HA12 =8.01

Ferraillage transversale

- ❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,4; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11,4; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

- ❖ Calcul des espacements S_t

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm}$$

V.5.3. Les Vérifications nécessaire

- à l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

- ✓ En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Principale	161,16	1,43	3,33	Vérifié
Secondaire	86,07	0,76	3,33	Vérifié
Noyée	87,69	0,78	3,33	Vérifié
PPC	113,05	1	3,33	Vérifié

▪ à l'ELS

3) Etat limite de compression de béton

La condition a vérifié est la suivante :

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

4) Etat limite de déformation ArtB.6.5, 2 BAEL91R99

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M_s(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Y(Cm)	I(Cm ⁴)	Contraintes		Obs
						$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	
Principale	Travée	62,02	8,01	13,78	93768	9,12	15	Vérifié

	Appui	87,19	9,24	14,56	10380 4	12,23		Vérifié
Secondaire	Travée	36,83	6,98	13,78	93768	5,41	15	Vérifié
	Appui	48,56	6,98	14,56	10380 4	6,81		Vérifié
Noyée	Travée	36,83	6,98	13,78	93768	5,41	15	Vérifié
	Appui	48,56	9,24	14,56	10380 4	6,81		Vérifié
PPC	Travée	59,6	6,98	13,78	93768	8,76	15	Vérifié
	Appui	76,4	8,01	14,56	10380 4	10,71		Vérifié

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

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h_t (cm)	B (cm)	L (m)	A_s (cm²)	M_{t,ser} (KN.m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principale	40	30	5,3	8,01	62,02	0,075 ≥ 0,06 2	0,075 ≥ 0,04	0,007 ≤ 0,0 1
Secondaire	40	30	5,05	6,98	36,83	0,079 ≥ 0,06 2	0,079 ≥ 0,02	0,006 ≤ 0,0 1
Noyée	40	30	1,93	6,98	36,83	0,21 ≥ 0,062	0,21 ≥ 0,02	0,006 ≤ 0,0 1
PPC	40	30	5,05	6,98	59,6	0,079 ≥ 0,06 2	0,075 ≥ 0,04	0,006 ≤ 0,0 1

Remarque

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire
- ✓ Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M_0 et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

5) **Vérification de la zone nodale** RPA99/2003Art 7.6.2

Pour assurer la sécurité des usagés d'un bâtiment, il est primordial que les rotules plastiques se forment dans les poutres avant les poteaux

Alors le RPA99 exige de vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

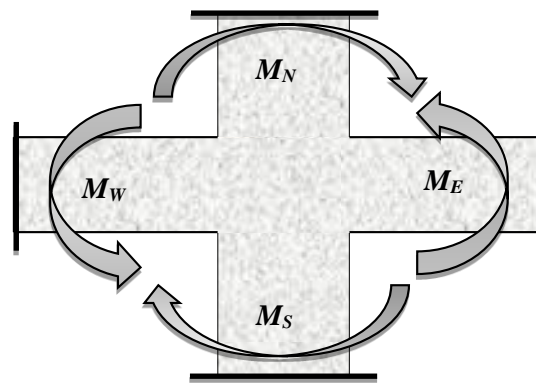


Figure V.2 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Tableau V.15 Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	h(m)	z(m)	A(cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN. m)
Entre sol 1 et 2 et 3	0,65	0,585	32.17	348	654.92
RDC et Etage 1	0,6	0,54	28.63	348	538.01
Etage 2 et 3	0,6	0,54	28.63	348	538.01
Etage 4 et 5	0,55	0.495	28.63	348	493.18

Etage 6 et 7	0,55	0,495	22.24	348	383.11
Etage 8 et 9	0,5	0,45	20.36	348	318.84

Tableau.16 : Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Poutres		h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
Entre sol 3 Au 9^{ème} étage	PP	Travée	40	36	8,01	348	100,35
		Appui			9,24		115,76
	PS	Travée	40	36	6,98	348	87,44
		Appui			6,98		87,44

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	M _N	M _S	M _N +M _S	M _w	1.25(M _e +M _w)	observation
S3	Pp	654.92	654.92	1309.84	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
S2	Pp	654.92	654.92	1309.84	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
S1	Pp	538.01	654.92	1192.93	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
RDC	Pp	538.01	538.01	1076.02	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E1	Pp	538.01	538.01	1076.02	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E2	Pp	538.01	538.01	1076.02	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E3	Pp	493.18	538.01	1031.36	100,35	250,87	Vérifiée

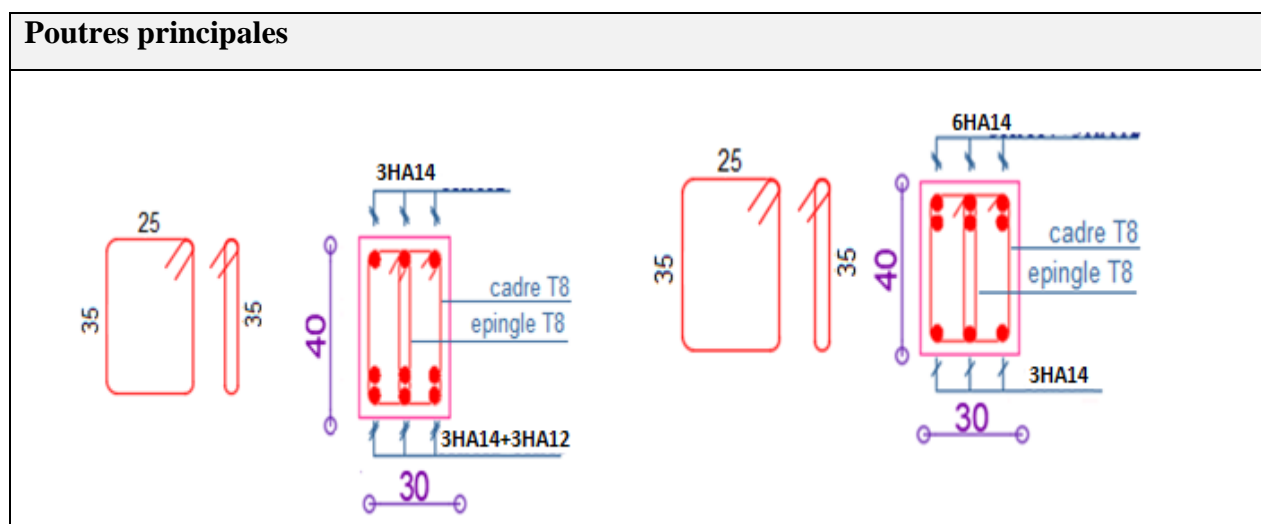
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E4	Pp	493.18	493.18	986.36	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E5	Pp	383.11	493.18	876.29	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E6	Pp	383.11	383.11	766.22	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E7	Pp	318.84	383.11	307.52	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E8	Pp	318.84	318.84	637.68	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée
E9	Pp	0	318.84	318,84	100,35	250,87	Vérifiée
	Ps				87,44	218,6	Vérifiée

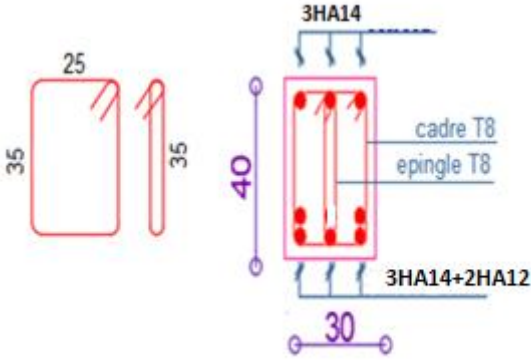
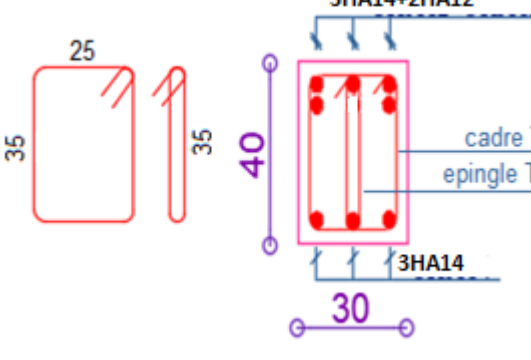
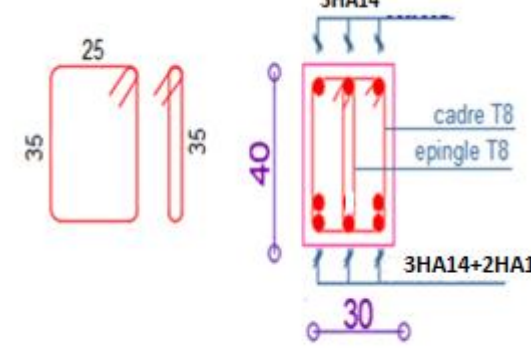
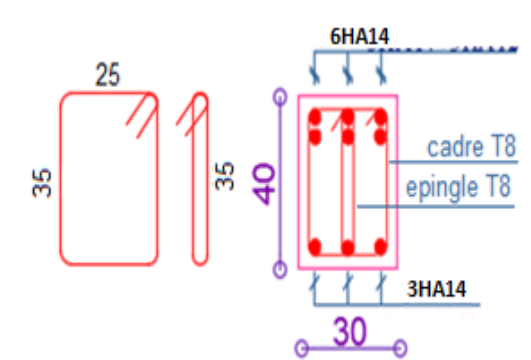
Remarque

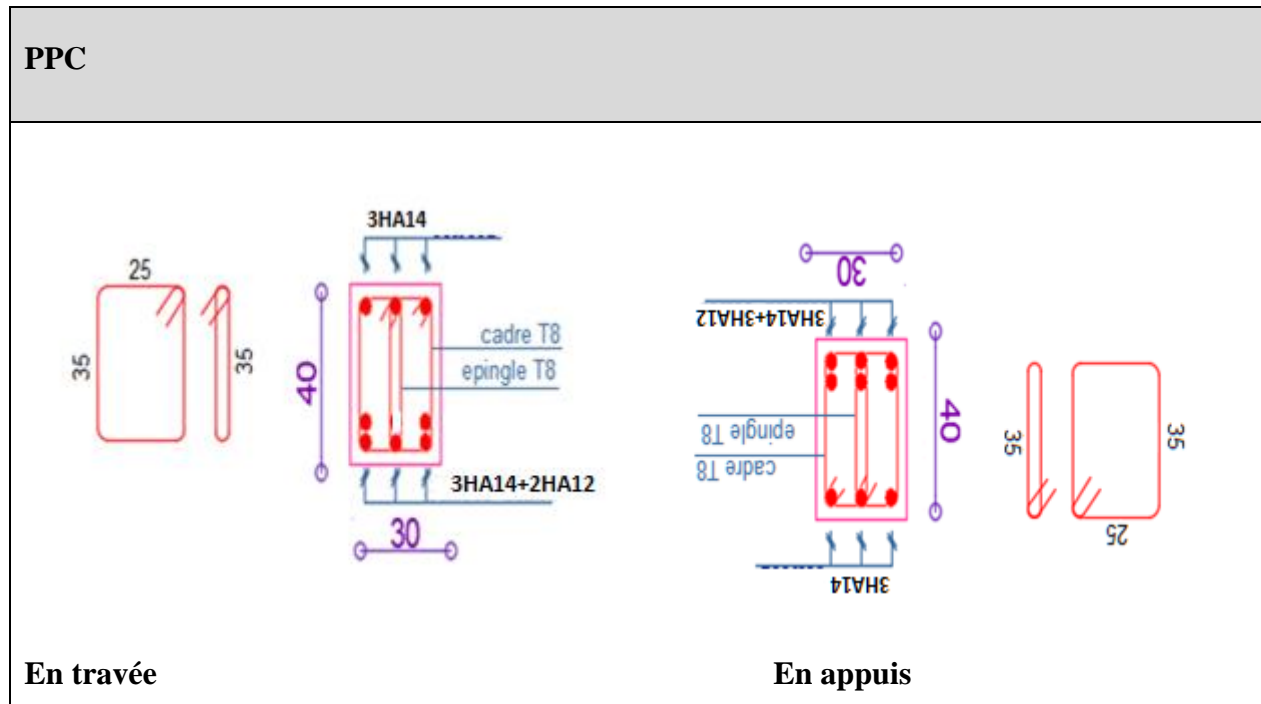
- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifié pour chaque étage
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à r+2. (RPA99/2003 ART 7.6.2)

V.5.4. Schéma de ferrailage

Tableau V.18 Schémas de ferrillages des poutres



<p>En travée</p>	<p>En appuis</p>
<p>Poutre secondaire</p>	
	
<p>En travée</p>	<p>En appuis</p>
<p>Poutre noyée</p>	
	
<p>En travée</p>	<p>En appuis</p>

**Remarque :**

Les poutres PPC sont ferrailleur avec un ferrailleur bateau

V.6. Etude des voiles**V.6.1. Introduction**

Un voile de contreventement est un élément vertical de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et 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.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G + 1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G + Q \pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G \pm E$ (ELA)

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

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.6.2. Recommandation du RPA99 version 2003

A) 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, $A_{\text{min}} = 0.2\% \times l_t \times e$

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).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) 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 / m^2 .

- Règles communes RPA99 V2003 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 $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

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 :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \text{ Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.6.3. Calcul des voiles

❖ Exemple de calcul :

Voile V_{X2} (Entre sol 1 2 3, RDC)

Données :

$$N_{\min} = -201,82 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 139,9 \text{ KN.m} ; V_u = 114,29 \text{ KN}$$

$$l = 2 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm} ; d = 1.975 \text{ m} ; d' = 0.025 \text{ m} ; (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{139,9}{201,82} = 0,69 \text{ m} < \frac{1}{2} = \frac{2}{2} = 1\text{m}$$

Avec :

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 0,057 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 0.549 \text{ MN.m}$$



N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 139,9 + 201,82 \times \left(1.975 - \frac{2}{2} \right) = 336,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,336}{0.2 \times (1.975)^2 \times 18.48} = 0.023$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.029$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.952 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.336}{1.952 \times 400} = 4,3 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -0.72 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a: } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \text{ Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = 1.55 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -0.55 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{0.55 \times 2}{1.55 + 0.55} = 0,52 \text{ m} \\ l_c = 2 - 2 \times 0.52 = 0.96 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\{A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 2.08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(0.2 \times 2) = 6 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 114,29 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.975} = 0.41 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = 0,64 \text{ cm}^2$$

Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux

Tableau V.19 Sollicitations et ferrailage du voile V_{X2} et V_{X4} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre sol 1 et 2 et 3 et RDC	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1768,05 → -7,38	SPC	17,3	3,94	0,05	0,98	0,02	6
	$M_{max} \rightarrow N_c$ -288,84 → 1072,29	SPC	17,19	0,76	3,23	0,19	1,61	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -201,82 → 139,9	SPC	0	2,08	1,92	0,52	0,96	
Etage 1 au 9 ^{ème}	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1404,78 → -31,64	SPC	13,85	2,74	0,25	0,91	0,17	4.5
	$M_{max} \rightarrow N_c$ -235,38 → 839,83	SPC	13,58	0,47	2,52	0,15	1,68	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -84,33 → 108,86	SPC	0,33	2,22	0,77	0,74	0,51	

Tableau V.20 Sollicitations et ferrailage du voile V_{X1} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre sol 1 et 2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 3003,7 → -2081,73	SPC	45,76	1,45	8,31	0,38	4,15	14.79

et 3 et RDC	$M_{\max} \rightarrow N_c$ -4000 → 1976,74	SPC	45,43	5,85	4	1,46	2	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -840 → 2401,2	SPC	2,29	7,02	2,83	1,75	1,41	
Etage 1 au 9^{ème}	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1911,36→ 79,47	SPC	23,68	7,02	0,37	2,43	0,24	11.09
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 2006,84 → 1292,75	SPC	26,55	3,48	3,91	1,16	2,6	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -171,36 → 605,77	SPC	0,98	5,67	1,71	1,89	1,14	

Tableau V.21 Sollicitations et ferrailage du voile V_{X3} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A^{cal} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
RDC	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1797,78 → -2955,95	SPC	27,91	4,17	1,82	1,04	0,91	9
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 3128,1 → 769,22	SPC	26,85	5,26	0,73	1,31	0,36	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -514,27 → 3042,03	SPC	21,39	5,49	0,5	1,37	0,25	
Étage 1 au 9 ^{ème}	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1429,96 → 5,59	SPC	17,14	4,46	0,03	1,49	0,02	6.75
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 661,31 → 952,65	SPC	17,62	1,25	3,24	0,41	2,16	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -235,85 → 305,13	SPC	0	2,77	1,73	0,92	1,15	

Tableau V.22 Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y1} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A^{cal} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
RDC	$N_{max} \rightarrow M_c$ 2116,47 → -354,5	SPC	23,39	3	2	0,74	1	
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	20,8	3,53	1,46	0,88	0,73	

	-2541,31 → 1790,18								7.5
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -253,05 → 2285,1	SPC	21,84	4,76	0,23	1,19	0,11		
Etage 1 au 9 ème	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1668,35 → -28,25	SPC	18,21	3,59	0,15	1,19	0,1		
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ -460,82 → 1160,16	SPC	17,33	0,2	3,54	0,06	2,36		5.62
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -231,18 → 362,9	SPC	0,88	2,75	1	0,91	0,66		

Tableau V.23 Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A^{cal} (cm ²)	A_{\min}^T (cm ²)	A_{\min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{\min}^{tot} (cm ²)
Entre sol 1 et 2 et 3 et RDC	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 2040,04 → 33,69	SPC	13,08	2,6	0,19	0,65	0,09	4.2
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 455,61 → 1105,41	SPC	12,66	1,21	1,58	0,3	0,79	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -181,09 → 26,85	SPC	0	1,02	1,77	0,25	0,88	
	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1331,83 → -57,94	SPC	9,9	1,7	0,39	0,56	0,26	3.15
	$M_{\max} \rightarrow N_c$	SPC	9,56	0,5	1,59	0,7	1,06	

Étage 1 au 9 ème	235,35 → 767,05							
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -122,5 → 60,64	SPC	0	1,1	0,98	0,37	0,65	

Tableau V.24 Sollicitations et ferrailage du voile Vy3 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A^{cal} (cm ²)	A_{\min}^T (cm ²)	A_{\min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{\min}^{tot} (cm ²)
Entre sol 1 et 2 et 3 et RDC	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 3779,06 → -29	SPC	33,93	6,5	0,09	1,62	0,04	9.9
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 2402,42 → 2144,4	SPC	30,59	3,35	3,24	0,83	1,62	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ - 262,16 → 97,29	SPC	0	2,14	5,45	0,53	2,22	
Étage 1 au 9 ème	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 2357,49 → -35,13	SPC	26,07	4,81	0,13	1,6	0,08	7.42
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ -1095,34 → 1 792,13	SPC	25,73	0,49	4,45	0,5	2,96	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -213,42 → 624,8	SPC	2,22	4,02	0,84	1,34	0,62	

V.6.5. Le ferrailage longitudinal et transversal opté pour tous les voiles :

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

Tableau V.25 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx1

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{vertical}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre sol 1 et 2 et 3 et RDC	23HA16 = 46.24	25	- 707,7	1.39	0.6	2HA10 = 1.57	25
Etage 1 au 9 ^{ème}	23HA14 = 35.41	25	- 606,3 9	1.19	0.45	2HA10 = 1.57	25

Tableau V.26 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{X2} et V_{X4}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{vertical}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre sol 1 et 2 et 3 et RDC	9HA16 = 18.1	25	114,2 9	0.64	0.6	2HA8 = 1.01	25
Etage 1 au 9 ^{ème}	9HA14 = 13.85	25	- 103,3 3	0.5	0.45	2HA8 = 1.01	25

Tableau V.27 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{X3}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{vertical}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
RDC	14HA16 = 28.15	25	798,2 5	2,59	0.6	4HA10 = 3,14	25
Etage 1 au 9 ^{ème}	14HA14 = 21.55	25	302,8 3	0.98	0.45	2HA8 = 1.01	25

Tableau V.28 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy1

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{vertical}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
RDC	12HA16 = 24.13	25	- 775,0 4	2,51	0.6	4HA10 = 3,14	25
Etage 1 au 9 ^{ème}	12HA14 = 18.47	25	- 244,6 9	0.95	0.45	2HA8 = 1.01	25

Tableau V.29 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy2

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{vertical}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre sol 1 et 2 et 3 et RDC	7HA16 = 14.07	25	118,1 9	0.82	0.6	2HA8 = 1,01	25
Etage 1 au 9 ^{ème}	7HA14 = 10.78	25	144,3 4	1	0.45	2HA10 = 1.57	25

Tableau V.30 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy3

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{vertical}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre sol 1 et 2 et 3 et RDC	17HA16 = 34.18	25	- 942,3 7	4,3	0.6	6HA10 = 4,71	25
Etage 1 au 9 ^{ème}	17HA14 = 26.17	25	- 494,2 6	1.45	0.45	2HA10 = 1.57	25

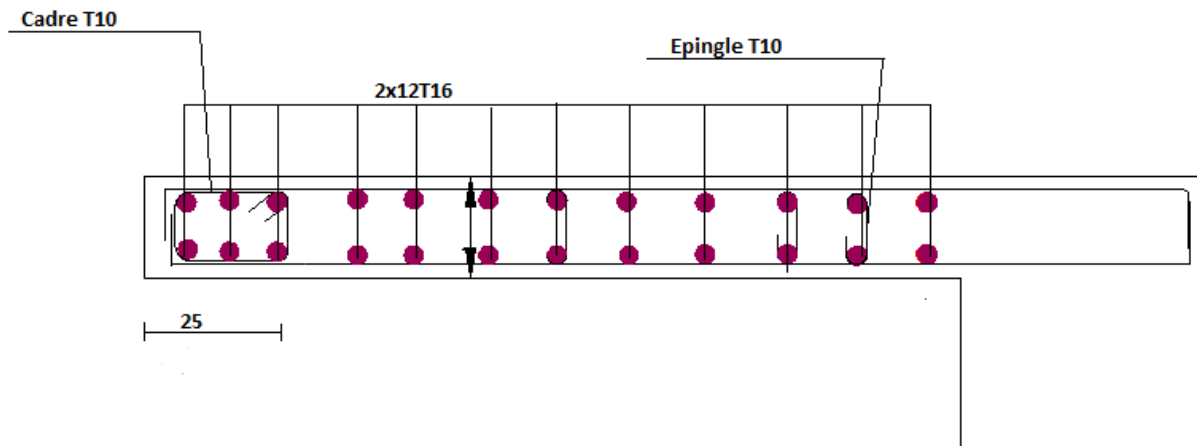


Figure V.3 Schéma de ferrailage voile V_{y1}

Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques, et dans notre cas on a le voile de soutènement qui est adossé à la structure et il absorbe de manière considérable le séisme. Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

Introduction

L'étude d'une structure en génie civile consiste à déterminer les efforts dus au différents chargement et le dimensionnement des différents éléments. Dans cette partie de ce travail on va s'intéresser à des éléments très importants de la structure qui sont les fondations. Les fondations sont l'ensemble des éléments de la construction qui sert à transmettre les efforts de la superstructure au sol d'assise afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure.

Le dimensionnement des fondations sera effectué en prenant en compte la nature du sol d'assise et le chargement appliqué par la structure tout en respectant les règles spécifiques du calcul.

VI.1 Choix du type de fondation

Pour adopter un type de fondation approprié à la structure étudiée on doit prendre en compte les paramètres suivants

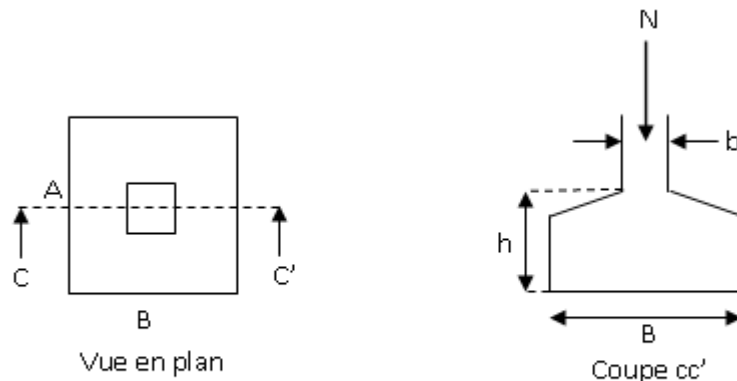
- Capacité portante du sol
- Les charges transmises de la superstructure au sol
- Les distances entre axe des poteaux

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est de **2 bar**, et d'après le RPA99/2003 les fondations se dimensionnent sous les différentes combinaisons suivantes

Situation accidentelle : $G + Q \pm E, 0.8 G \pm E$

Après avoir effectué le calcul pour les fondations superficielles semelle isolée et filante il s'est avéré que ce type de fondation ne passe pas, donc on est passé au calcul d'un radier général à nervures.

Des fondations

-Vérification des semelles isolées :**Figure VI.1** Semelle isolée

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont

carrées ($A \times A$), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

- N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le fichier résultat Etabs 2016.
- S : Surface d'appui de la semelle
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de

l'ordre : $N=2935,84 \text{ KN}$. $\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ Avec : $B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B=3.83\text{m}$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

- Vérification des semelles filantes :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons.

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.

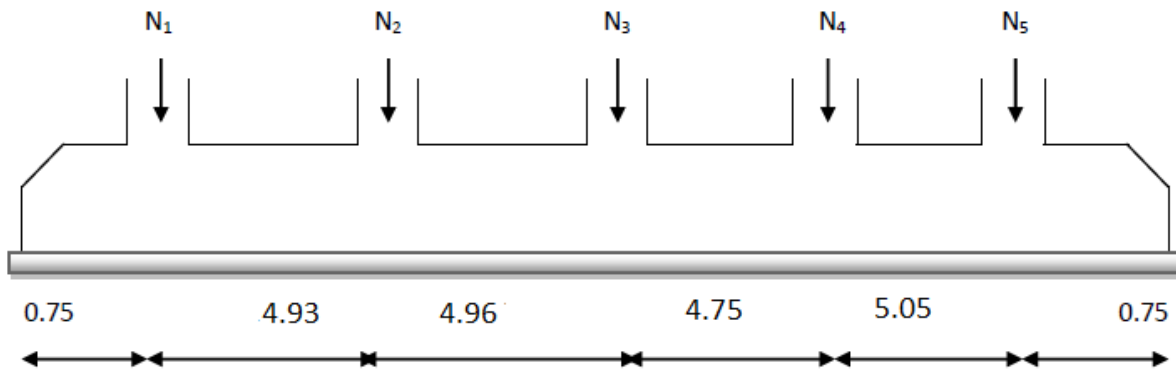


Figure V.2 Semelle filante.

Avec :

$$N_1=2442,1\text{KN} \quad N_2=2481,19\text{KN} \quad N_3=2483,43\text{KN} \quad N_4=2372,03\text{KN}$$

$$N_5=2348,79\text{KN} \quad N = \sum N_i = 12127,54\text{KN}$$

La vérification à faire est : $\frac{N}{5} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ avec $B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = 3,07 \text{ m} ; L = 19,69\text{m}$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il y'aura de chevauchement entre les semelles.

VI.2 Pré dimensionnement 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. $L_{\max} = 530$ cm

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26.5\text{cm} \text{ Soit } h_r = 50\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53\text{cm} \text{ Soit } h_t = 60\text{cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique,

K : coefficient de raideur du sol $K = 12 \times 10^4$ KN/m³ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7$ KN/m²;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la section du radier ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 12 \cdot 10^4 \times 5.3^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 113.21 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 120 \text{ cm}$

La hauteur de la nervure choisie au paravent ne vérifie pas la condition de rigidité donc on va l'augmenter à $h_t = 120 \text{ cm}$

La largeur de la nervure

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t$$

Soit $b = 60 \text{ cm}$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 120 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : $b = 60 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 50 \text{ cm}$

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$

✓ Calcul de la surface du radier :

$N_s = 64698.82 \text{ kN}$: La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de logiciel ETABS 2016.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{67534,78}{200} \Rightarrow S_{rad} = 337,67 \text{ m}^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 422 \text{ m}^2$

$$\text{alors : } S_{rad} = S_{bat} = 422 \text{ m}^2$$

VI.3 Vérification diverse

Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.2 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 9.64 \text{ m} \\ Y_G = 9.53 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} I_{xx} = 15656.55 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 14066.67 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 6753,34 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 72262,21 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{67534,78}{422} + \frac{6753,34}{15656,55} \times 9.53 = 0.16 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{67534,78}{422} - \frac{6753,34}{15656,55} \times 9.53 = 0,15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.16 + 0.15}{4} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.2 \text{ MPa} \dots \text{ Vérifier}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{67534,78}{422} + \frac{72262,21}{14066,67} \times 9.64 = 0.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{67534,78}{422} - \frac{72262,21}{14066,67} \times 9.64 = 0,11 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.2 + 0.11}{4} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.2 \text{ MPa} \dots \text{ Vérifier}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$ de longueur et $d = 0.9 * h_r = 0.36 \text{ m}$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{92882,6 \times 5.3}{2 \times 422} = 583,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{583,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.62 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec :}$$

N_d : Effort normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60x65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$, Tel que :

$$A = a + h_t = 0.6 + 1.2 = 1.8 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.6 + 1.2 = 1.8 \text{ m}$$

Soit : $U_c = 7.2\text{m}$ et $N_d = 4031.46 \text{ KN}$

$$N_d = 4.031 \text{ MN} < 0.045 \times 7.2 \times 1.2 \times \frac{25}{1.5} = 6.48 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment H = 1 m

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 422 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$N = 92882.6 \text{ KN} \geq 1.15 \times 1 \times 422 \times 10 = 4853 \text{ KN} \dots \dots \dots$ vérifiée

Vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X** : $e = \frac{6753,34}{92882,6} = 0,072 < \frac{20}{4} = 5 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

✓ **Sens-Y-Y** : $e = \frac{72262,21}{92882,6} = 0,77 < \frac{21,1}{4} = 5,275 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

VI.4 Ferrailage du radier général

Calcul à l'ELU

- **Calcul des sollicitations**

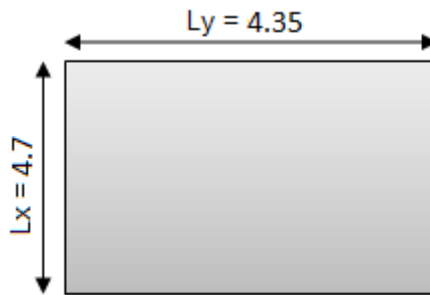


Figure VI.3 Le panneau le plus sollicité.

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0, \text{ Avec } N_u : \text{L'effort normal ultime donné par la structure}$$

$$G_0 = 25 \times 0.6 = 15$$

$$Q_u = \frac{92882.6}{422} + 1.35 \times 15$$

$$\Rightarrow Q_u = 240.35$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$$l_x = 5.3 - 0.6 = 4.7 \text{ m}, l_y = 4.95 - 0.6 = 4.35 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.93 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travail selon deux sens}$$

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.845 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0428 \times 240.35 \times 4.7^2 = 227,23 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.845 \times 227.23 = 192,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 170,42 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 144 \text{ KN.m} \end{cases}, M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -113,61 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,5) \text{ m}^2$, $d = 0.3 \text{ m}$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{On a } e = 50 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \text{ et } \rho = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 3.31 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau V.1 Ferrailage de radier

Localisation		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} debarres	St (cm)
Travée	X-X	170,42	11,23	3,45	15,71	5HA20	20
	Y-Y	144	9,44	3,6	12,06	6HA16	17
Appui		113,61	7,4	3,45	9,24	6HA14	17

Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0$$

$$\Rightarrow Q_s = \frac{67534,78}{422} + 15 = 175,03 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 193,32 \text{KN} \\ M_{oy} = 172,8 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 145 \text{KN} \\ M_{ty} = 129,6 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -96,66 \text{KN}$$

Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	X-X	145	9,26	179749	7,46 < 15	Vérifier	432,34 > 201.63
	Y-Y	129,6	6,71	96498	9,02 < 15	Vérifier	771,11 > 201.63
Appui		96,66	7,5	119531	6,06 < 15	Vérifier	464,79 > 201.63

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'acier

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 Ferrailage du radier à l'ELS

Localisation		$M_S(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	Nbre ^{barre}	St (cm)
Travée	X-X	145	17,15	24,54	5HA25	20
	Y-Y	129,6	15,02	18,85	6HA20	17
Appui		96,66	11,27	18.85	6HA20	17

Schéma de ferrailage

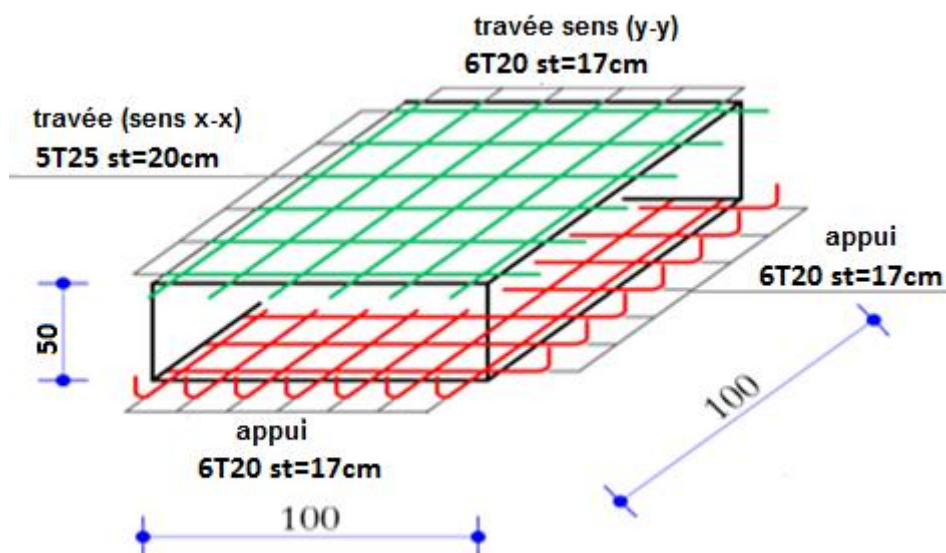


Figure VI.4 Détail schéma de ferrailage du radier

VI.5 : Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

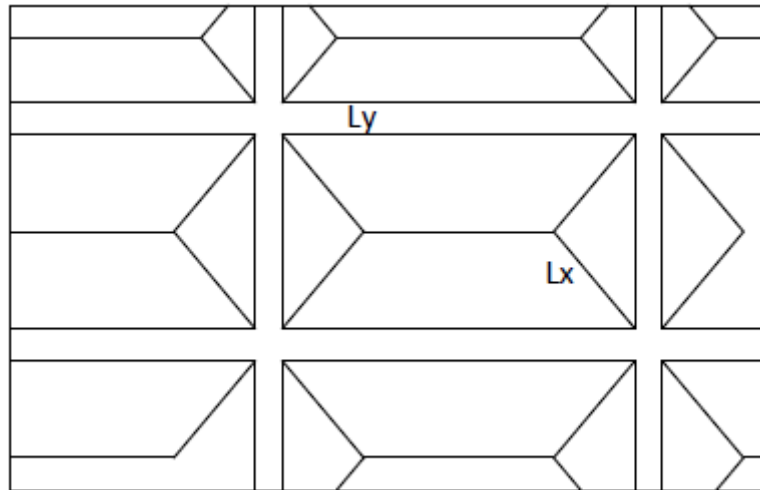


Figure VI.5 Schéma des lignes de rupture du radier

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Calcul des charges équivalentes uniformes

✓ **Charges triangulaires**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée : $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$

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**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

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.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

• **Calcul des sollicitations**

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

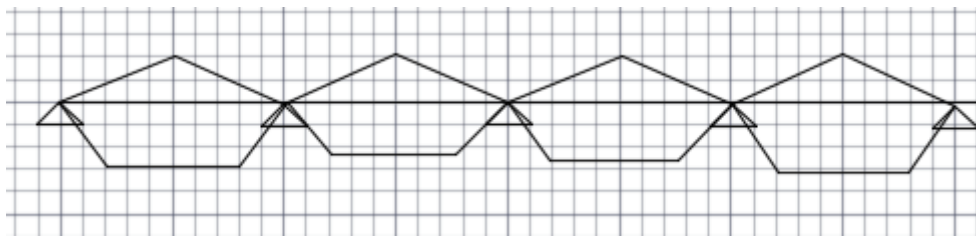


Figure VI.6 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

Sens Y-Y :

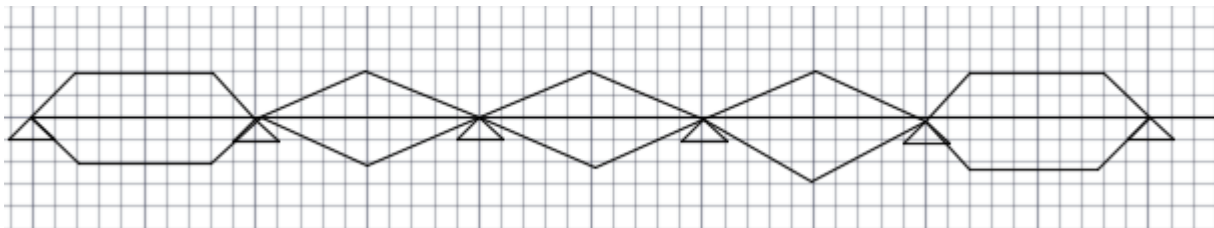


Figure VI.7 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

- ✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée
- ✓ $N'_u = N_u - N_{ner} = 92882,6 - 7596 * 1,35 = 82664,45 \text{ KN}$
- ✓ $N'_s = N_s - N_{ner} = 67534,78 - 7596 = 59965,78 \text{ KN}$

$$\text{ELU} : P_u = \frac{N'u}{S_{rad}} = 195,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : P_s = \frac{N's}{S_{rad}} = 142,09 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.4 Les chargements sur les travées sens x-x

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
q_m^u (KN/m)	900.68	1305.96	1251.64	1313.98
q_m^s (KN/m)	552.63	948.1	907.02	952.1

Tableau VI.5 Les chargements sur les travées sens y-y

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
q_m^u (KN/m)	745.24	664.77	654.85	723.22	1275.08
q_m^s (KN/m)	540	481.69	474.5	532.02	926.92

- **Calcul des sollicitations**

Tableau VI.8 sollicitation maximale sur les nervures

SENS	localisation	M_{max} (KN.m)		V_{max}^u (KN)
		ELU	ELS	
XX	Travée	2389.113	1731.105	3422.4
	Appui	-3162.57	-2291.641	
YY	Travée	2932.359	2130.923	3832.072
	Appui	-2826.015	-2056.188	

VI.6 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)

$$h = 1.2 \text{ m}, h_0 = 0.5 \text{ m}, b_0 = 0.6 \text{ m}, d = 1.15 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sensxx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5.05}{2}; \frac{3.3}{10}\right) \Rightarrow b = 1.2\text{m} \\ \text{Sensyy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5.3}{2}; \frac{4.75}{10}\right) \Rightarrow b = 1.5\text{m} \end{array} \right.$$

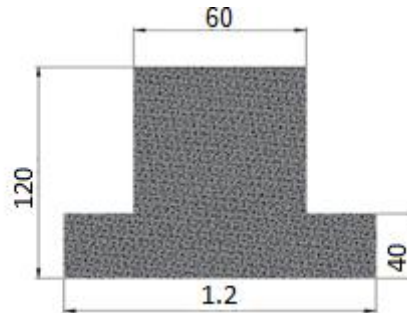


Figure VI.8 Coupe d'une nervure sens x-x

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section $(b \times h)$

Tableau VI.9 Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} barres
X-X	Travée	2389.113	63.29	16.66	63.81	13HA25
	Appui	-3162.57	85.58		88.47	11HA32
Y-Y	Travée	2932.359	77.59	20.83	80.42	10HA32
	Appui	-2826.015	74.61		80.42	10HA32

- **Armatures transversales**

Vérification à L'ELU

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25; 34.28; 60)\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm et}$$

$$A_{\text{tran}} = 9\text{HA}10 = 7.07\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_1^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(30; 12; 25),$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 10 \text{ cm}$.

• **Vérification de l'effort tranchant**

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ F. N}$

$$\begin{cases} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{3422.4 \times 10^{-3}}{1.2 \times 1.15} = 2.48 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{3832.071 \times 10^{-3}}{1.5 \times 1.15} = 2.22 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ vérifier} \end{cases}$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10 Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M_s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observa- - tion	Observa- - tion $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	1731.105	26.38	4435675	10.29 < 15	Vérifier	518.76 > 201.63
	Appui	-2291.741	31.29	6145617	11.67 < 15	Vérifier	468.17 > 201.63
Y-Y	Travée	2130.923	23.92	4594011	11.09 < 15	Vérifier	633.68 > 201.63
	Appui	-2056.88	28.46	6411111	9.13 < 15	Vérifier	416.32 > 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 Ferrailage à l'ELS

Local		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} barres
X-X	Travée	1731.105	71.84	80.42	10HA32
	Appui	-2291.741	116,52	120,6	15HA32
Y-Y	Travée	2130.923	94.74	96,51	12HA32
	Appui	-2056.88	92.65	96,51	12HA32

• **Armature de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

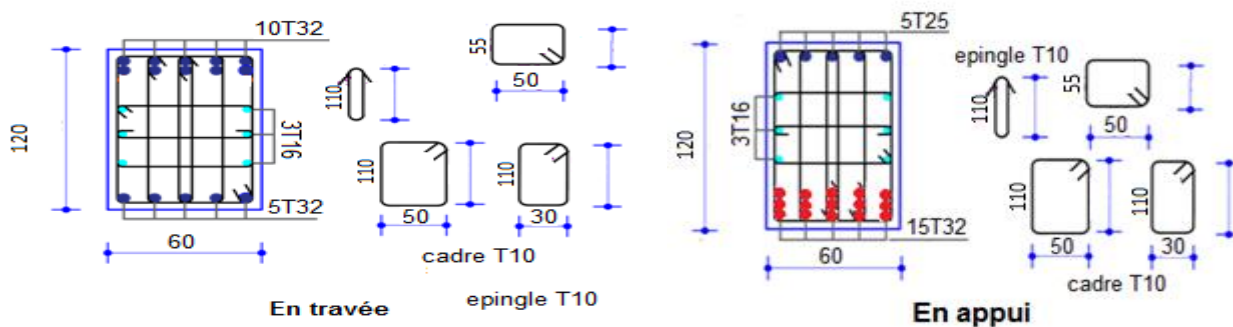
D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002(60 \times 120) = 14.4\text{cm}^2$.

Soit : $8\text{HA}16 = 16.08\text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage

Nervures sens x-x



Nervures sens y-y

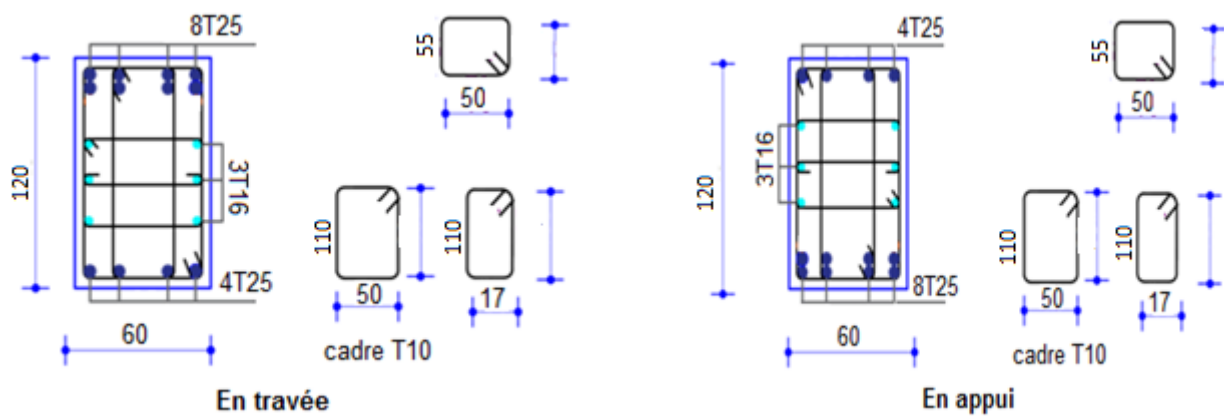


Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens

VI.7 Etude du voile périphérique

Dimensionnement

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieure pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts. Le voile périphérique travaille comme une dalle pleine verticale, sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$.

Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension de voile :

- Hauteur $h = 3.06$ m

- Longueur $L = 5.3$ m

- Épaisseur $e = 20$ cm

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$

- Cohésion $c_u = 0,37$ bar

- Angle de frottement $\varphi = 7^\circ$

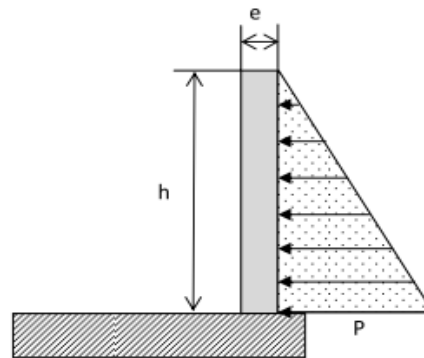


Figure VI.10 Poussées des terres sur les Voiles périphériques

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.06 \times 18 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{7}{2} \right) - 2 \times 0.37 \times \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{7}{2} \right) = 42.46 \text{ kN/m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle

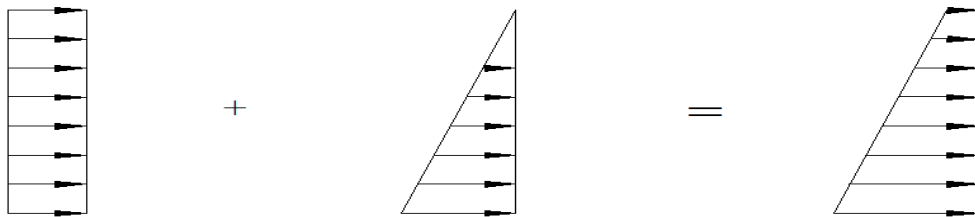
$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 7.83 \text{ kN/m}^2$$

VI.7.1 Calcul du ferrailage

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.

$$\sigma(G)KN/m^2 \quad \sigma(Q) \quad \sigma_{\min} = 1,5Q = 11.74$$



$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 69.07KN/m^2$$

Figure VI.11 Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 69.07 + 11.74}{4} = 54.74KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 54.74 \text{ KN/ ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x(h) = 2.66 \text{ m e} = 0,20 \text{ m}$$

$$L_y = 4.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{2.66}{4.7} = 0,56 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,56 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,088 \times 54.74 \times 2.66^2 = 34.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 8.51 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 28.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -17.04 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ RPA99/2003 ART 10.1.2

➤ **Ferraillage**

On fait le ferraillage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Tableau VI.12 Sections d'armatures du voile périphérique entresol 1

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	28.97	0.13	0.175	0.139	7.53	1.95	5HA14=7.7
	Y-Y	6.38	0.032	0.041	0.147	1.78	1.6	4HA12=4,52
Appui		-17.04	0.077	0.099	0.144	4.29	1.95	4HA12=4.52

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'ELU

$$\rho = 0,56 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,56) 100 \times 20 = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,74 \times 2,66}{2} \times \frac{4,7^4}{2,66^4 + 4,7^4} = 66,03 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,74 \times 4,7}{2} \times \frac{2,66^4}{2,66^4 + 4,7^4} = 11,97 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{66,03 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

Vérification à L'ELS

$$\rho = 0,56 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 50,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 7,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 50,29 + 7,83}{4} = 39,67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 39,67 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0934 \times 39,67 \times 2,66^2 = 26,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,4254 \times M_{0x} = 11,15 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 22.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 8.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -13.11 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Tableau VI.13 Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M ^{ser} KN. m	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA)	Observatio n	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPA)
Travée	x-x	22.29	4.26	12353	9.6 4 ≤ 15	Non Vérifiée	363.89 > 201.63
	y-y	8.36	4.26	12353	4.1 ≤ 15	Vérifiée	154.8 < 201.63
Appui		-13.11	3.65	9215	6.52 ≤ 15	Non Vérifiée	303.21 > 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M _s (KN. m)	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adopté} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	22.29	8.28	9.24	6HA14
Appui		-13.11	4.74	5.65	5HA12

Tableau VI.14 Sections d'armatures calculées à l'ELS Entre sol 2

Localisation		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ² / ml)	$A_{adopté}$ (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	45,69	10,91	12,06	6HA16
Appui		-30,46	7,37	7,7	5HA14

Tableau VI.14 Sections d'armatures calculées à l'ELS Entre sol 3

Localisation		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ² / ml)	$A_{adopté}$ (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	66,8	16,19	18,85	6HA20
Appui		-44,53	10,63	12,06	6HA16

VI.7.2 Schéma de ferrailage

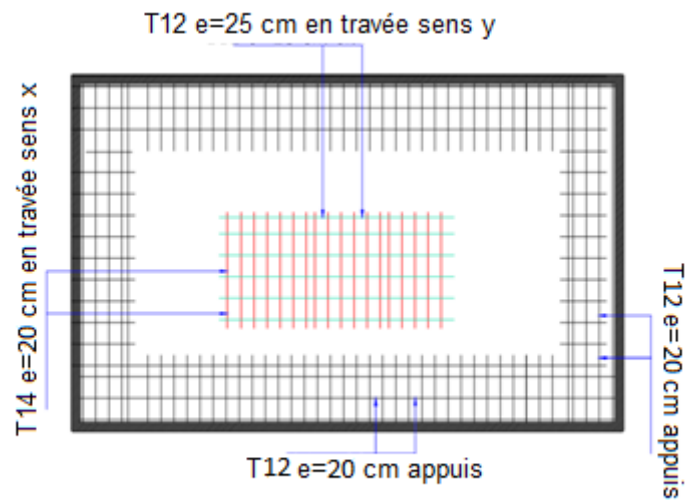


Figure VI.12 Ferrailage du voile périphérique Entre sol 1

Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol Leur calcul dépend de plusieurs paramètres :

À savoir, la charge appliquée et la nature du sol d'assise.

Pour le calcul des fondations de la structure on a opté pour un radier nervuré de 50cm pour la hauteur de la dalle (h_r), 120 cm pour la hauteur des nervures (h_t), et la surface du radier calculer pour une Capacité portante de 2 bars est de l'ordre $337.05m^2$. Après avoir calculé le ferrailage de radier on a opté pour une section d'armature de 5HA25 selon le sens xx, 6HA20 selon le sens yy et 6HA20 au niveau de l'appui. Pour le calcul de ferrailage des nervures on a opté pour 11HA32 en travée et 14HA32 on appui dans le sens xx, dans le sens yy on a opté pour 13HA32 en travée et 13HA32 on appuis.

Pour les voiles périphériques on a opté pour une section d'armature 7HA14 selon le sens xx, 4HA12 selon le sens yy et 4HA14 en appuis.

Conclusion Générale

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Après avoir étudié ce projet (un bâtiment RDC+9 à usage d'habitation contreventer par un système mixte « voiles-portiques »), on a constaté que :

Pour la disposition et comportement des voiles : la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que nombre de voiles placés dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude, donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographies

[1] : RPA99 « Règles parasismiques Algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/ver 2003 ».

[2] : BAEL91 « Béton armé aux états limites ; édition Eyrolles troisième tirage »

[3] : CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».

[4] : DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».

[5] : Cours Béton Armé.

[6] : Ancien mémoires.

Annexes

Annexe 1

0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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