REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone sismique en Entre-sol + RDC + 4 Etages contreventé par des voiles en béton armé

Présenté par

LATRECHE laila

Proposé et Dirigé par

M er KHELLADI MOHAMED

Promotion Juin 2020

Dédicaces

Je dédie ce travail

à mes très chers parents, dont

le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience,

le soutien, l'aide et les encouragements sont le secret de ma réussite.

Sans eux, je ne serais pas ce que je suis aujourd'hui. Je dédie ce travail

également

à mes frères et mes soeurs

à tout mes enseignants, du primaire au niveau supérieur.

LATRECHE laila.

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr: KHELLADI mohamed de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Liste des matières

Chapitre I : presentation de l’ouvrage

I.1. Introduction 9

I.2. Destination et situation 9

I.3. Caractéristique géométrique de l’ouvrage 9

I.3.1. Dimensions en plan 9

I.3.2. Dimensions en élévation 10

I.4. Conception de la structure 10

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 10

I.4.2. Planchers 10

I.4.3. Maçonnerie 10

I.4.4. L’acrotère 10

I.4.5. Escalier 11

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 11

I.5.1. Béton 11

I.5.2. Ciment 11

I.5.3. Granulats 11

I.5.4. Béton armé 11

I.5.4.1. Résistance du béton 12

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 12

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction 12

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 12

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 13

I.5.5. Acier 13

I.6. Principe de calcul du CBA 93 13

Chapitre II : prédimensionnement

II.1. Introduction 15

II.2. Pré dimensionnement 15

II.2.1. Prédimensionnement des plancher 15

II.2.1.1. Planchers à corps creux 15

II.2.1.2. Les dalles pleines 16

II.2.1.2.1. Critère de résistance 16

II.2.2. Prédimensionnement des poutres 17

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 18

II.3.1. Plancher corps creux 18

II.3.1.1. Plancher terrasse 18

II.3.1.2. Plancher courant 18

II.3.2. Maçonnerie 19

II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) 19

II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison) 19

II.3.3. Charges d'exploitation 19

II.4. Prédimensionnement des poteaux 19

II.4.1. Les dimensions des poteaux 20

II.4.2. Etapes de prédimensionnement 20

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité 21

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau 22

II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 22

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation 22

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante N 23

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante 23

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5) 24

II.5. Prédimensionnement des voiles 25

Chapitre III : calcul des elements secondaires

III.1. Acrotère 27
III.2. Plancher à corps creux 28
III.2.1. Les poutrelles 28
III.2.1.1. Avant coulage 28
III.2.1.2. Après coulage 28
III.2.1.2.1. Calcul du ferraillage 30
III.2.1.2.2. Vérification à ELS 31
III.2.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 31
III.2.1.2.4. Vérification de la flèche 31
III.2.2. Dalle de compression 32
III.3. Dalle pleine 33
III.3.1. Pour une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.11) 33
III.3.2. Dalle pleine de parking encastrée sur ses quatre côtés 34
III.4. Escaliers 36
III.4.1. Prédimensionnement 36
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges 37
III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU 39
III.4.4. Vérification à l'ELS 39
III.4.5. Vérification de la flèche 40

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 41
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 41
IV.2.1. Centre de masse : 41
IV.2.2. Centre de rigidité : 41
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 42
IV.2.3.1. Les poteaux 42
IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles plaines) 42
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 43

IV.2.5. Excentricité accidentelle 43
IV.3. Modélisation de la structure 43
IV.3.1. Introduction 43
IV.3.2. Modélisation 43
IV.3.3. Analyse de notre structure 44
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 45
IV.3.3.2. Excentricité 45
IV.4. Choix de la méthode de calcul 46
IV.4.1. Introduction 46
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 47
IV.4.2.1. Principe de la méthode 47
IV.4.2.2. Modélisation 47
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 47
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 47
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 47
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 47
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q 48
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 49
IV.4.3.1. Analyse modale 49
IV.4.3.1.1. Comportement modal 49
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 50
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 50
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 50
a) Vérification de la résultante des forces sismiques 50
b) Vérification de la stabilité au renversement : 52
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 53
d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »). 55
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 55
a) Vérification de cisaillement des éléments 55
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 58

Chapitre V : ferraillage de elements structuraux

V.1. Introduction 59
V.2. Ferraillage des poutres 59

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 59
V.2.1.1. Poutre porteuse 59
V.2.1.2. Poutre non porteuse 59
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 60
V.2.2.1. Poutres porteuses 60
V.2.2.2. Poutres non porteuse 60
V.2.3. Vérification de la flèche 61
V.2.3.1. cas normal 61
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 61
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 62
V.3. Ferraillage des poteaux 63
V.3.1. Armatures longitudinales 64
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 64
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 64
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 65
V.3.2. Armatures transversales 66
V.4. Ferraillage des voiles 69
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 69
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 69
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 71
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 72
V.4.1.4. Armatures horizontales 73
V.4.1.5. Armatures transversales 74
V.4.2. Ferraillage des linteaux 75
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$) 75
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 75
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 75

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 76

Chapitre VI : calcul des fondation

VI.1. Introduction 76
VI.2. Types de fondations 78
VI.3. Caractéristiques du sol 78
VI.4. Choix du type de fondations 79
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 79
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 79
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 80
VI.4.2. Semelle filante (continue) 81
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 81
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 82
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 82
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 83
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 83
VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage 85
VI.4.2.6.1. Sous un voile 85
VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 85
a) Armatures principales 86
b) Armature de repartitions 86
c) Calcul des armatures longitudinales 87
d) Vérification des contraintes à l'ELS 87
e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 87
f) Armatures transversales 87
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 87
VI.4.3. Calcul de voile périphérique 88
VI.4.3.1. Calcul de la poussée des terres 89

VI.4.3.2. Calcul de ferraillage..... 89
VI.4.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS..... 90
VI.4.3.4. Vérification au cisaillement à l'ELU..... 90
VI.4.4. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003..... 90
VI.4.4.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime..... 91
VI.4.4.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3..... 91
VI.4.4.3. Calcul des armatures transversales..... 91

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....13

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.....16
Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 21
Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres.....25
Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile.....25

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent…… ….27
Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère. 27
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles. 29
Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC. 29
Figure III.5 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC. 29
Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b).....29
Figure III.7 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC. 30
Figure III.8 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.....30
Figure III.9 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite).....32
Figure III.10 : Disposition des armatures de la dalle de compression. 33
Figure III.11 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine. 33
Figure III.12 : Les lignes de rupture. 35
FigureIII.13 : Dimensions de l'escalier. 36
Figure III.14 :Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.....38
Figure III.15 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S. 38
Figure III.16 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.....39

FigureIV.1:disposition des voiles(vue en plan)……..44
Figure IV.2 : disposition des voiles en 3D 45
Figure IV.3 : comportent des trois premiers modes 49

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse. 63
Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse 63
Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux.....68

Figure VI.1: Les bulles de pression sous la semelle. 80
Figure VI.3 : Les dimensions final des semelles filantes.....84

Figure VI.4: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.....88
Figure VI.5: Schéma statique du voile périphérique.....88
Figure VI.6 : Les lignes de rupture. 89
Figure VI.7 : Ferraillage de la longrine. 91

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 13

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres. 17
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux). 18
Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). 18
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 19
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison. 19
Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux. 20
Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux. 20
Tableau II.8 : les charges permanents. 22
Tableau II.9 : les sur charges d'exploitation. 23
Tableau II.10 : Capacité portante N pour chaque section de poteau. 23
Tableau II.11 : Vérifications du 1,1Nultime et NU. 24
Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003. 24

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté. 27
Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées. 30
Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée. 31
Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS. 31
Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU. 31
Tableau III.6 : Vérification de la flèche. 32
Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 33
Tableau III.8 : ferraillage à l'ELU. 34
Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS. 34
Tableau III.10 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 34
Tableau III.11 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 35
Tableau III.12 : Ferraillage à l'ELU. 35
Tableau III.13 : Vérification des contraintes à l'ELS. 35
Tableau III.14 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 35
Tableau III.15 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier. 37
Tableau III.16 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier. 37

Tableau III.17 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 38
Tableau III.18 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier. 38
Tableau III.19 : Calcul des sections d'acier de l'escalier. 39
Tableau III.20 : Vérification de la contrainte tangentielle. 39
Tableau III.21: Vérification à l'E.L.S. 40
Tableau III.22 : Vérification de la flèche de l'escalier. 40

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion. 45
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions. 46
Tableau IV.3 : Surface revenant aux voiles. 48
Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure. 48
Tableau IV.5 : Le comportement des trois premiers modes. 49
Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes. 50
Tableau IV.7 : Les valeurs de la force sismique. 52
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 52
Tableau IV.9 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 53
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 54
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 54
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ. 55
Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des poutres. 56
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des Poteau. 56
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 57
Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 57
Tableau IV.17 : Vérification de l'effort normal réduit. 58
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit. 58
TableauIV.19:Dimensionsfinales des éléments…….. ….58

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse. 59
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse. 59
Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse. 60
Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres. 60
Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS. 60
Tableau V.6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS. 60
Tableau V.7 : Vérification de section d'armatures. 61

Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres principales. 61
Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement. 61
Tableau V.10 : La section d'armatures transversales. 62
Tableau V.11 : La section d'armatures des poteaux. 64
Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS. 66
Tableau V.13 : La section d'armatures transversales des poteaux. 68
Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X**).** 70
Tableau V.15 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X). 70
Tableau V.16 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y**).** 71
Tableau V.17 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y). 71
Tableau V.18 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X). 72
Tableau V.19 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y). 72
Tableau V.20 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X). 73
Tableau V.21: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y). 73
Tableau V.22 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X). 73
Tableau V.23 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y). 74
Tableau V.24 : Choix de la méthode de calcul. 76
Tableau V .25 : La section d'armatures des linteaux. 76
Tableau V .26 : La section choisie d'armatures des linteaux. 77

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 80
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 82
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS. 82
Tableau VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement. 83
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 83
Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage. 84
Tableau VI.7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 85
Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 85
Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 86
Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle. 86
Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 86
Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 86
Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. 87
Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à 87

Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....87
Tableau VI.16 : Calcul des moments de flexion des lignes de rupture. 89
Tableau VI.17 : La section d’armatures du voile périphérique. 90
Tableau VI.18 : Vérification des contraintes à l’ELS.....90
Tableau VI.19 : Ferraillage longitudinal des longrines. 91
Tableau VI.20 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.....91
Tableau VI.21 : Calcul des armatures transversales des longrines.....91

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max} , A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي+أربعة طوابق) ذات إستعمال سكني والمقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage habitation des locaux en 1 entresol + RDC + 4 étages, qui sera implanté à la willaya d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 4floors), of use for habitation. It will be built in the province of Algiers, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

- RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0 »

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à Willaya d'Alger. Le bloc en question est à usage habitation constitué de'un entre-sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + quatre étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- ✓ Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». en présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur

CHAPITRE I

Présentation de l’ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (RDC+4 etages+Sous-sol) à usage d'habitation en béton armé contreventé par des voiles.

I.2. Destination et situation

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage habitation). Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : un sous-sol + un rez-de- chaussée (RDC) + quatre étages. Il sera implanté à Alger, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

- Longueur totale : 27.40 m (sens longitudinal).
- Largeur totale : 16.85 m (sens transversal).

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de sous-sol:.....**3.24m**
- Hauteur de RDC et des étages courants :.....**3,24m**
- Hauteur totale du bâtiment :.....**19.44m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 08 m, alors le RPA99, préconise selon la zone (zone III) un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les

portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers : Planchers à corps creux et planchers à dalle pleine.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Elle a pour rôle la protection contre l'infiltration des eaux pluviales Au niveau de la terrasse.

I.4.5. Escalier

La circulation verticale entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I.5.1. Béton

L C'est un matériau de construction artificiel fait d'un mélange de ciment, d'eau,de granulat fins et gros et d'une petite quantité d'air, c'est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé au monde. Le béton utilisé dans ce projet sera conforme aux règlements en vigueur en ALGERIE. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I. 4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).
$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6 et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE 500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Contraintes limites

I.6.1. Etat limite ultime (ELU)

f_e : limite d'élasticité de l'acier ⇒ $f_e = 400MPa$

E_s : module d'élasticité de l'acier ⇒ $E_s = 2.10^5$ MPa

γ_s : coefficient de sécurité ⇒ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)

γ_s : coefficient de sécurité ⇒ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

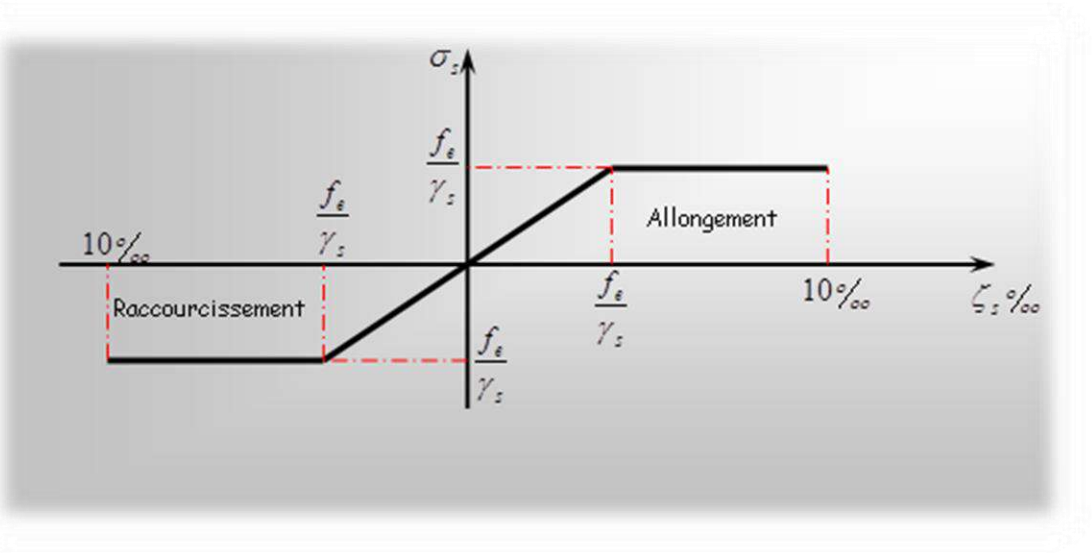


Figure I.1 Diagramme contrainte déformation d'acier

I.6.2. Etat Limite Service (E.L.S)

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e\ , 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e\ , 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

- $\eta = 1.0$…… pour les aciers rends lisses (R.L).
- $\eta = 1.6$……pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments résistants

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but ‘’le précalcule ‘’des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99 (version 2003). Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Prédimensionnement des plancher

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d’isolation acoustique et la sécurité d’incendie.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

h_t: L’épaisseur du plancher.

L_{max}: la longueur maximale de poutrelle (L = 340 cm).

$$\frac{340}{25} \leq h_t \leq \frac{340}{20}$$

$$13.6\text{cm} \leq h_t \leq 17\text{cm}$$

On adopter**:** h_t =20 cm.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

⇒ h_t = 16+4 cm.

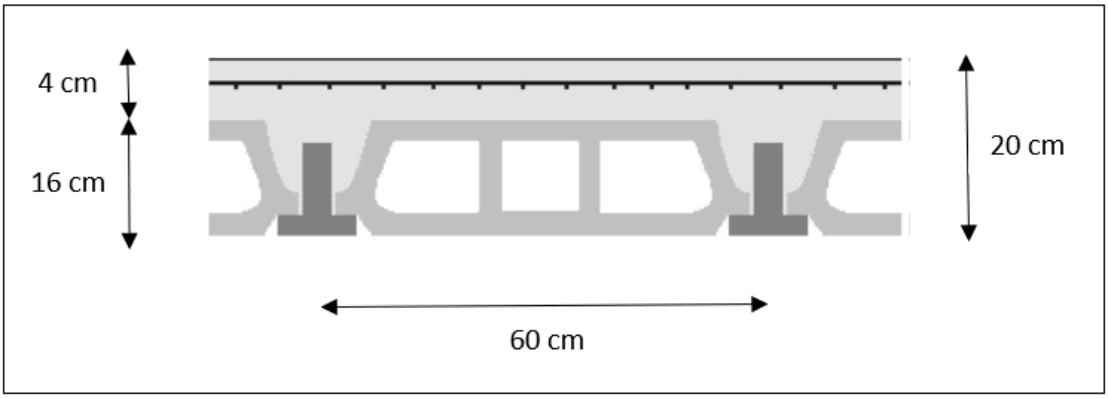


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

II.2.1.2.1. Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

Avec :

e : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus petite des portées.

- Dalle reposant sur un seul appui, pour (L =1.20m) :

$$e \geq \frac{150}{20} \longrightarrow e \geq 7.5\text{cm}$$

On adopte : e=10cm.

II.2.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

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

$$0{,}3h \leq e \leq 0{,}7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre .

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 370 cm ⇒24.6 cm ≤ h ≤ 37cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm On adopte : **b=30cm**	L= 310 cm ⇒ 20.6cm ≤ h ≤ 31cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1,33 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,17 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}108 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}112 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$

- **Conclusion**

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher corps creux

II.3.1.1. Plancher terrasse

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Isolant thermique(polyester)	0,04	0,01
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
G (kN/m^2)		**6,41**	

II.3.1.2. Plancher courant

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**5,58**	

II.3.2. Maçonnerie

II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

II.3.3. Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- ✓ Etage courant : Q=1,5 kN/m^2

II.4. Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des

bâtiments comportant au moins trois travées, donc dans notre cas cette charge devienne (N_u=1,1N_u). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.4.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux présenter sur (Tableau II.6)

Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	4éme	3 éme	2 éme	1 éme	RDC	Entre-sol
Dimension (b*h)	30×30	35×35	35×35	40×40	40×40	45×45

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 versions 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\ \text{cm. (Zone III)} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux**.**

Niveau	$b_1 \times h_1$	$\frac{h_e}{20}$	Min (b1, h1) ≥30 cm	Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$
4émé,	30×30	14,40	**Condition vérifier**		
2éme, 3éme	35×35	14,40			
RDC, 1er	40×40	14,40			
entre-sol	45×45	18,65			

II.4.2. Etapes de prédimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.

✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad l_f = 0.7 l_0 \quad , \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : longueur du poteau

l_f: longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa; f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

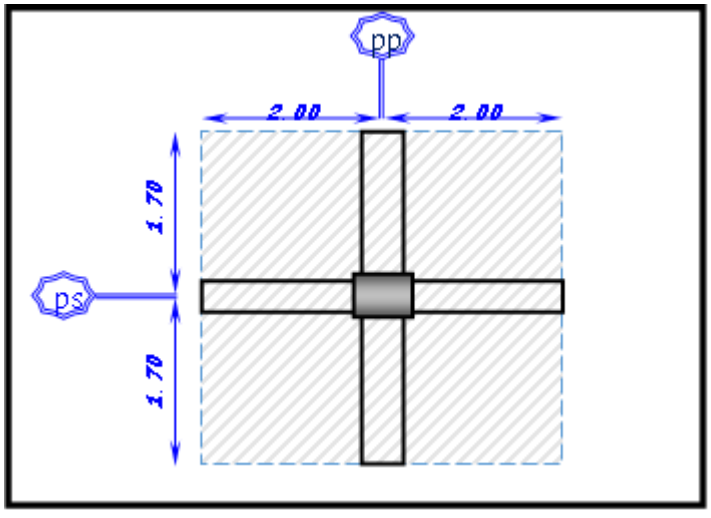


Figure II.2: Le poteau le plus sollicité

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{plancher}$ = 13.60-((2×0,3×2)+(2×0.3×1,7)) ⇒ $S_{plancher}$ =11.38 m^2

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

  S_{tot} = (2,0+2,0) × (1,7+1,7) ⇒ S_{tot} = 13.60 m^2

II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 kn/m^3.

Tableau II.8 : les charges permanents.

	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
terasse	75.905	7.268	12.000	8.925	104.097	104.097
3	72.377	9.892	12.000	8.925	103.194	207.291
2	72.377	9.892	12.000	8.925	103.194	310.484
1	72.377	12.920	12.000	8.925	106.222	416.706
RDC	72.377	12.920	12.000	8.925	106.222	522.928
SS	72.377	16.352	12.000	8.925	109.654	632.582

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ [3]

- Pour la 4ème étage (terrasse) : Q_0
- Pour le 3ème étage : Q_0+Q_1
- Pour le 2ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le 1er étage : $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le RDC: $Q_0+0,85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

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

- Pour le entre-Sol : $Q_0+0{,}80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Tableau II.9 : les sur charges d'exploitation.

etage		Q plancher	Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
terrasse	Q0	1	13.600	0		13.600
3	Q8	1.5	20.400	1	1	34.000
2	Q9	1.5	20.400	2	0.95	52.360
1	Q10	1.5	20.400	3	0.9	68.680
RDC	Q11	1.5	20.400	4	0.85	82.960
SS	Q12	1.5	20.400	5	0.8	95.200

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante $\overline{N}$

On représente les valeurs de $\overline{N}$ sur le Tableau II.10 suivant :

Tableau II.10 : Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau**.**

	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	Br (cm2)	AS (m2)	α	Nu adm (MN)	Nu adm(kN)
Terasse	30	2.261	0.087	26.108	25	784	0.9	0.765	1.110	1110.494
3	35	2.261	0.101	22.378	25	1089	1.225	0.786	1.585	1584.610
2	35	2.261	0.101	22.378	25	1089	1.225	0.786	1.618	1618.089
1	40	2.261	0.115	19.581	25	1444	1.6	0.800	2.184	2183.581
RDC	40	2.261	0.115	19.581	25	1444	1.6	0.800	2.184	2183.581
SS	45	2.261	0.130	17.405	25	1849	2.025	0.810	2.830	2830.345

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.11 :

- $N_{ultime} = 1{,}35G + 1{,}5Q$
- $N_U = 1{,}1N_{ultime}$

Tableau II.11 : Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U.

etage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU(kN)	verification
terasse	104.097	13.600	160.931	177.024	1110.494	cv
3	207.291	34.000	330.843	363.927	1584.610	cv
2	310.484	52.360	497.694	547.463	1618.089	cv
1	416.706	68.680	665.573	732.131	2183.581	cv
RDC	522.928	82.960	830.393	913.432	2183.581	cv
SS	632.582	95.200	996.785	1096.464	2830.345	cv

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifier (Tableau II.12) :

Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiée	Niveau			
	4éme	3éme, 2éme	1er, RDC	Entre-sol
$b_{max}(cm)$	30	30	30	30
$h_1(cm)$	30	35	40	45
$b_1(cm)$	30	35	40	45
$b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	Condition vérifiée			
$d(cm)$	0	2,5	5	7,50
$\text{Max}\left(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2}\right)$	15	17,50	20	22,50
$d \leq \text{Max}\left(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2}\right)$	Condition vérifiée			

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur le Figure II.3:

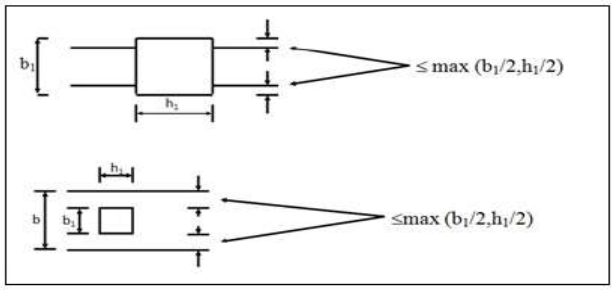


Figure II.2 : Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion**

Les sections de prédimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux (efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 version 2003).

II.5. Prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1. Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4\ a$) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

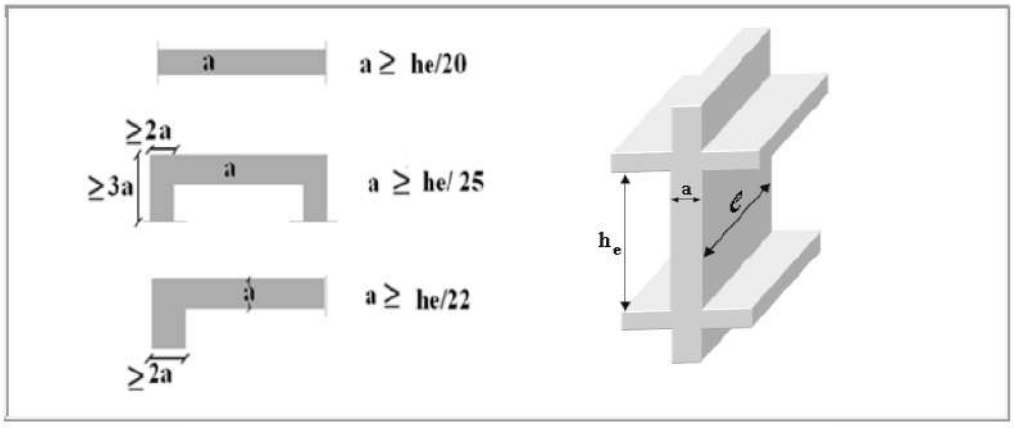
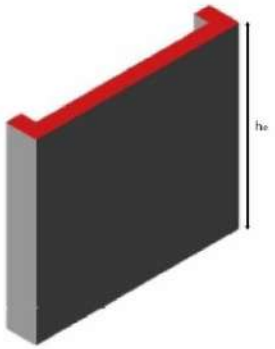
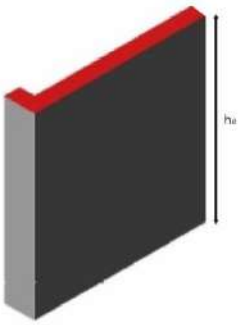
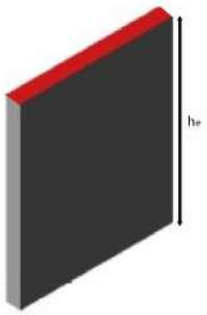


Figure II.3 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités.

<table>
<tr><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>$a \geq \frac{he}{25}$</td><td>$a \geq \frac{he}{22}$</td><td>$a \geq \frac{he}{20}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$</td><td>$L \geq 4.a$</td></tr>
</table>

- Pour e c (h_e=3,23m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(323-35)}{22} = 13{,}09\text{cm}\right]$$

Conclusion

On peut adopter un voile d'un épaisseur de 15 cm.

CHAPITRE III :

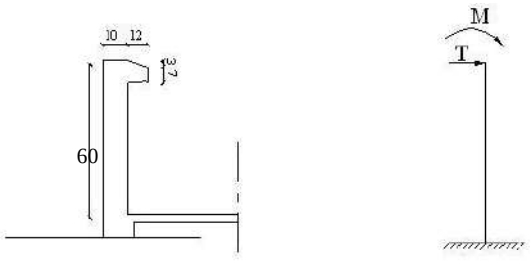
Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1m. (Figure III.1)



A. Schéma de l'acrotère B. Schéma statique de l'acrotère

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent

Charges et surcharges :

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton*la surfa

$$G_{acrotère} = 25\times (0.1\times 0.60+\frac{0.03\times 0.12}{2} + 0.07 \times 0.12)=1.755KN/ml$$

Surcharges (main courante) : Q = 1KN/m

III.1.1.1. Détermination des efforts :

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

	E.L.U
L'effortnormal	N_u =1,35×G =1,35×1,755 =2,36KN
Moment d'encastrement	M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9KN.m
L'effort tranchant	T_u=1,5×Q =1,5×1 =1,5KN
	E.L.S
L'effort normal	N_s =G =1,755KN
Moment d'encastrement	M_s =Q× h =1×0,6 =0,6KN.m
L'effort tranchant	T_u=Q =1KN.m

3.1.1.1. Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composéeet en situation durable.

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

A. l'E.L.U:

Données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .

b = 100 cm , h = 10cm , d = 7,5cm et c = c' = 2,5 cm

b=100cm	h=60cm	C1=C2=2.5cm	*fc28=25MPa*	Fe=400MPa
σ_b =14.2MPa	σs = 348MPa	l = 0.392	L0=h=0.1m	Lf=2L0=1.2m

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS

L'E.L.U	L'E.L.S	
Moment d'encastrement M_u (KN.m)	M_u = 1,5 Q h = 1,5 1 0,6 **M_u = 0.9**	M_{ser} = Q h =1 0,6 **M_{ser} =0.6**
L'effort normal N_u (KN)	N_u =1,35 G = 1,35 1.755 **N_u =2.37**	N_{ser} = G **N_{ser} = 1.755**
L'effort tranchant T_u (KN)	T_u=1,5Q = 1,5 1 **T_u = 1.5**	T_{ser} = Q **T_{ser} = 1**

Tableau III.3. Ferraillage de l'acrotère.

(KN.m)	(KN)	e0 (cm)	section		A(cm)	Amin (cm)	A choisis(cm)	Arép (cm)	Arép choisis(cm)
0.9	2.37	37.97	SPC	0.012	0.3	1	4HA8=2.01	0.50	3HA8 =1.50

Espacement:

$$S_t = 20\,cm \le S_{min} = \min[3h = 36\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$$

$$S_{tr} = 15\,cm \le S_{min\,r} = \min[4h = 48\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm .$$

III- 1-4- Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} = 1.755 kN ; M_{ser} = 0.6 kN.m

$\overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ MPa$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\,MPa;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

Tableau III.4. Vérification à l'ELS

M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	e0 (cm)	section	A (cm 2)	Y (cm)	(MPa) σb	(MPa) σs	$\sigma_b \leq$ b	$\sigma_s \leq$ s
0.6	1.755	34.19	SPC	2.01	2.02	0.909	36.99	Vérifiée	Vérifiée

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction

Vérification de l'acrotère au séisme

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: $\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération; **A = 0.25** *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

$\mathbf{C_p}$: facteur de force horizontal; $\mathbf{C_p = 0.8}$ (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'élément $\mathbf{W_p = 1.755\ kN.}$

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 \Rightarrow$ **F_p = 1.404 kN < Q = 1.5kN……(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

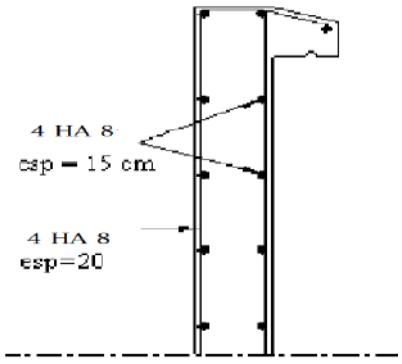


Fig. III-2: Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges

III.1.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle (2 x (0,60/2) x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.1.2.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux

- ✓ Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- ✓ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5 x L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Tableau III.5. les charges et ies moments de la poutrelle avant coulage

N° Etais	L poutrelle	G	Q	MG	MQ	MU	U	Umax	Vérif
0	3.4	0.72	1.7	1.0404	1.445	3.57204	5.2406	0.392	cnv
1	1.7	0.72	1	0.2601	0.425	0.988635	0.64464	0.392	cnv
2	1.133333	0.72	1	0.1156	0.2833	0.58106	0.3789	0.392	cv
3	0.85	0.72	1	0.065025	0.2125	0.40653375	0.2651	0.392	cv
4	0.68	0.72	1	0.041616	0.17	0.3111816	0.2029	0.392	cv

Tableau III.6. détermination de nombre d'étaiements

etaiment	G	Q	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax mm	F barr mm	F<F baar
0	0.72	1.7	25	32000	3400	640000	129.1421712	6.8	cnv
1	0.72	1	25	32000	1700	640000	8.821050008	3.4	cnv
2	0.72	1	25	32000	1133.333	640000	2.236035759	2.2666	cv
3	0.72	1	25	32000	850	640000	0.863675753	1.7	cv
4	0.72	1	25	32000	680	640000	0.417732943	1.36	cv

III.1.2.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- ✓ Poutrelle à 6 travées ;
- ✓ Poutrelle à 3 travées.

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 2000

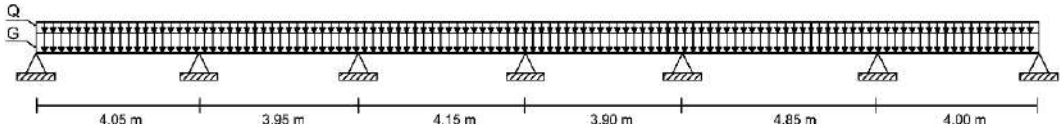
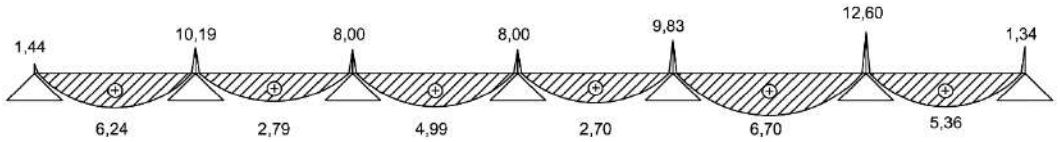
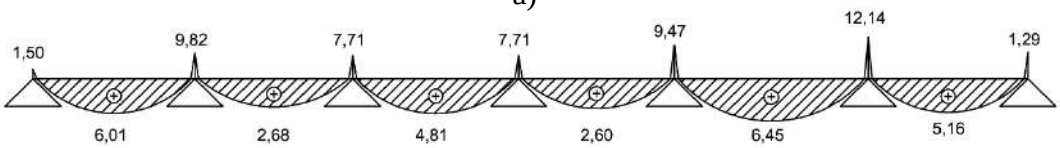


Figure III.2 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées.

- **Type 1 : poutrelle à 6 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))**



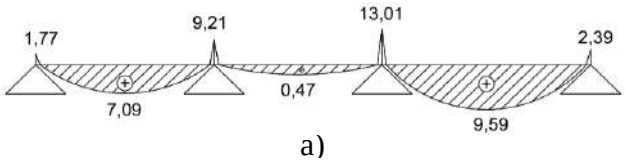
a)



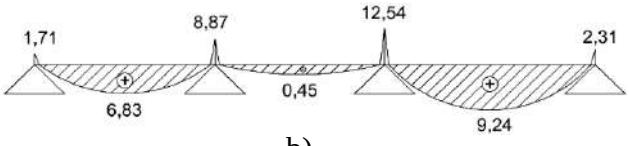
b)

Figure III.3 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.

- ✓ **Type 2 : poutrelle à 3 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))**

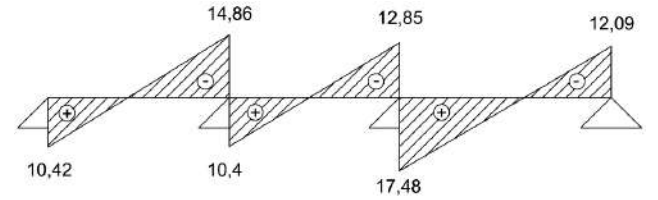


a)

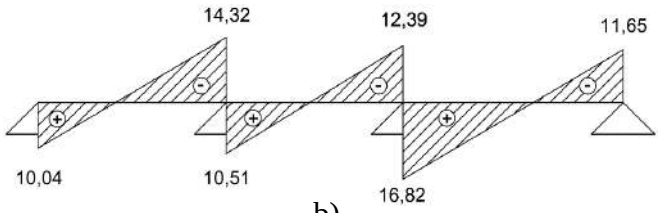


b)

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.

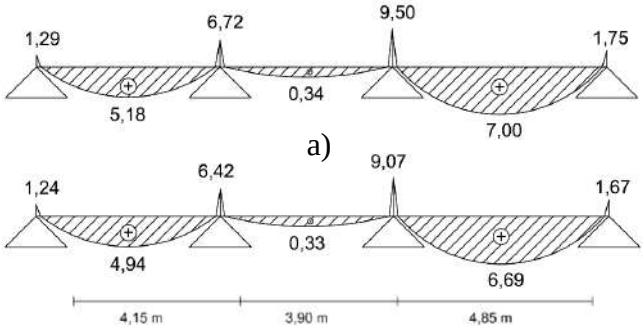


a)



b)

Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.



a)

b)

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC.

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.1 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	**Moment Max aux appuis**		**Moment Max en travées**	
	ELU (kN.m)	**ELS (kN.m)**	**ELU (kN.m)**	**ELS (kN.m)**
Terrasse	13,01	9,50	9,59	7,00
EC	12,54	9,07	9,24	6,69

III.1.2.2.1. Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- ✓ Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.

- ✓ Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.8.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont données en (annexe B) Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

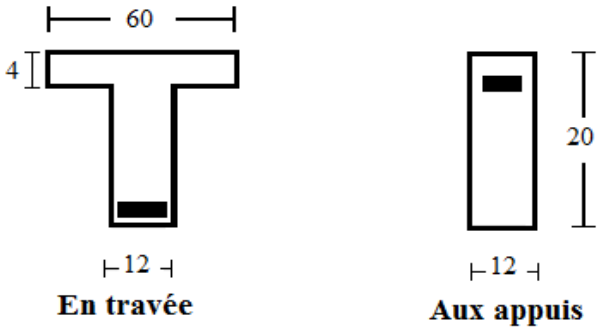


Figure III.7 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles. avec les moments maximales ($M_{terrasse}$)

Tableau III.2 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	13,01	0,79 (E500) 1,24 (E400)	1HA14+1HA10 = 2,32
	EC	12,54	0,79 (E500) 1,14 (E400)	1HA14+1HA10 = 2,32
En travée	Terrasse	9,59	1,25 (E500)	2HA10= 1,57
	EC	9,24	1,20 (E500)	2HA10=1 ,57

III.1.2.2.2. Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.3 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérifiée
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	7,00	9,50	4,12	12,68	15	Oui

III.1.2.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible, Voir (tableau III .5).

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
Terrasse	17,48	1,21	3,33	Oui

III.1.2.2.4. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe C). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (annexe A) dont les résultats sont présentés dans le (tableau III.6).

Tableau III.5 : Vérification de la flèche.

A (cm^2)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I_0(cm^4)
1,57	7,00	0,726	282,67	0,358	7,04	1407,84
I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
5177,20	8619,52	9,888	17,817	7 ,92	9,7	CV

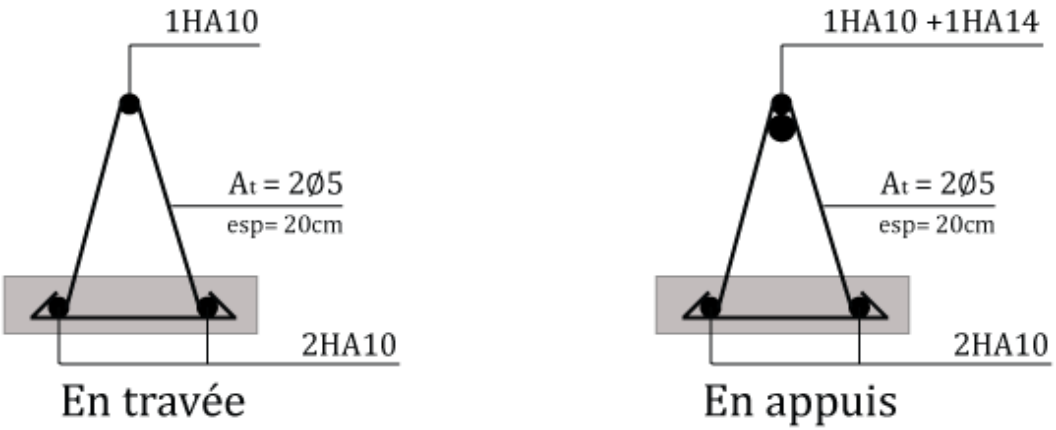


Figure III.8 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite).

III.1.3. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.
- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50\text{cm}$$

$$A_t \geq 0{,}02\ L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si :}\ \ 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE 500 ($F_e = 500$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a : } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\ L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0{,}48\text{cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On choisira : } A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}98\text{cm}^2 \text{avec un éspacement de } 15\text{cm}.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0{,}78\text{cm}^2 \text{avec un éspacement de } 15\text{cm}.$$

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (annexe D)

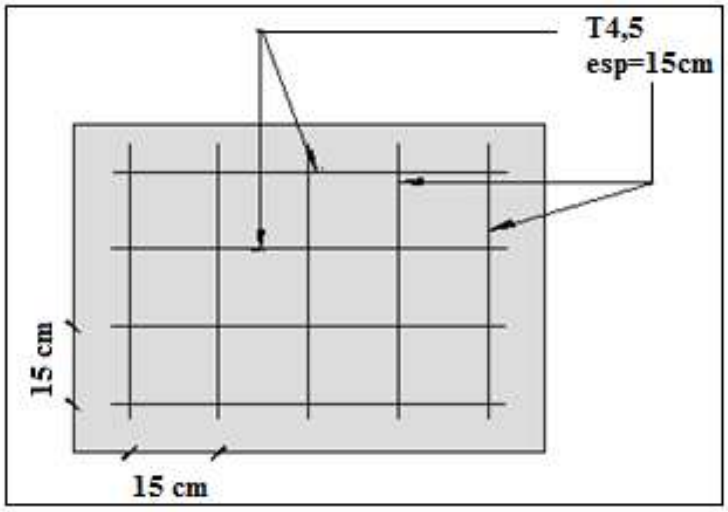


Figure III.9 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

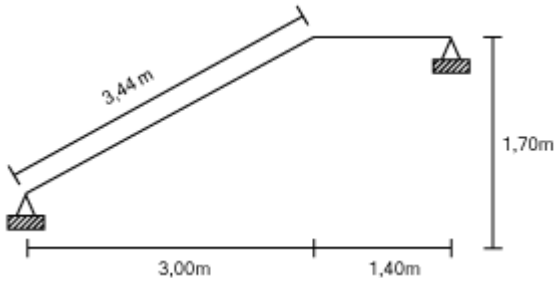
III.2. scaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.13).

III.2.1. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 19.
- Hauteur du palier : H = 1,7 m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :



FigureIII.10 : Dimensions de l'escalier.

- $h = \frac{3,23}{19} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

$60cm \leq g + 2h \leq 64cm \Longrightarrow g+2h = 64cm$ (CV)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,7/3,00= 0,566 D'où alors : **α =29,54°**

$L=\sqrt{2.7^2 + 1.53^2} \Longrightarrow L_{tot} = L_1 + L_2 = 1,4+3,44 = 4,85$ m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 13,85 \leq e \leq 16,16 \Longrightarrow \textbf{e=15cm}$$

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.15 et III.16.

Tableau III.6 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4,91**

Tableau III.7 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4,30

4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,13
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7,59**

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q = 2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux III.17 et tableaux III.18 ainsi que les figures III.14.

Tableau III.8 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	4,91	2,5	10,38	R_A=32,19 R_B=27,57	21,27	26,58	15,63
Paillasse	7,59	2,5	14,00				

Tableau III.9 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	4,91	2,50	7,41	R_A=23,15 R_B=19,77	22,48	19,10	11,24
Paillasse	7,59	2,50	10,09				

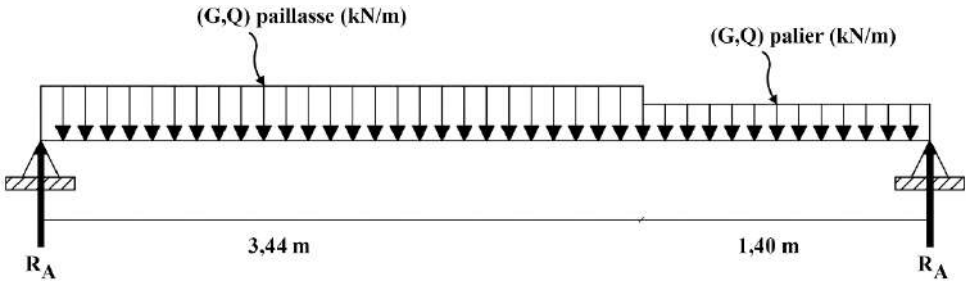
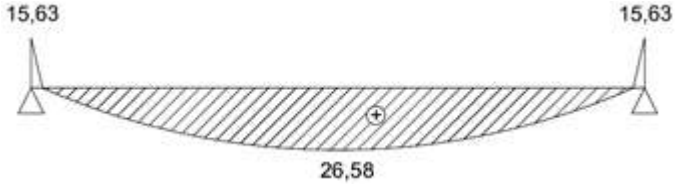
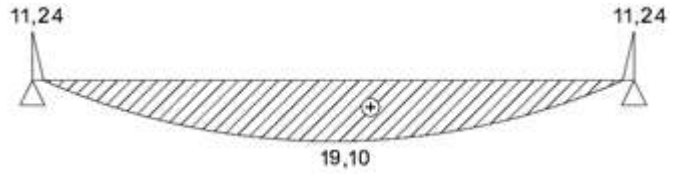


Figure III.11 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.



a)



b)

Figure Il et b) à l'E.L.S.

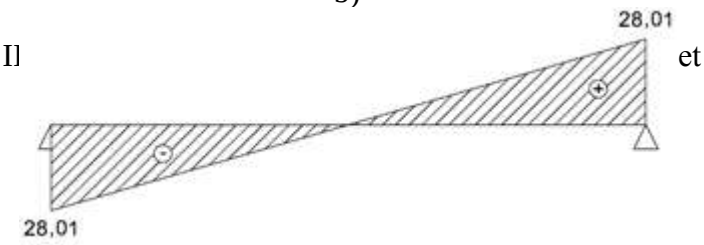


Figure III.13 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

III.2.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.19 . Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.10 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép=\frac{A}{4}}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	26,58	6,61	0,00	1,50	7HA12	1,98	4 HA08

					= 7,92		= 2,01
En appuis	15,63	0,00	3,73		7HA12 = 7,92	1,98	4 HA08 = 2,01

Le tableau III.20 présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte tangentielle.

	St (cm) armatures longitudinales	**St (cm) armatures de répartitions**	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b};5\right]$	τ_u (MPa) = $\frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	15,00cm ≤ 33cm	25,00cm ≤ 45cm	3,33	0,224	CV
Appuis	15,00cm ≤ 33cm	25,00cm ≤ 45cm			

III.2.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, voir (tableau III.21)

Tableau III.12: Vérification à l'E.L.S.

	A(cm²)	**M_{ser}(kN .m)**	**σ_b(MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$(MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**
En travée	7,92	19,10	7,88	15	Oui
En appuis	7,92	11,24	4,14	15	Oui

III.2.5. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.22 selon la méthode présentée à (l'annexe B).

Tableau III.13 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M (kN.m)	**A(cm²)**	**y (cm)**	**ρ**	**β_1**	**μ**
19,10	7,92	7,86	0,0063	0,883	0,518
L(m)	**f_i(mm)**	**f_v(mm)**	**Δf(mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**$\Delta f \leq \bar{f}$**
4,85	11,184	20,824	9,63	9,70	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e = 15 cm.

CHAPITRE IV
Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Le calcul d'un bâtiment à l'égard de sa sécurité sismique consiste en l'évaluation des forces sismiques susceptible d'engendrer des désordres.

IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure :

a) Centre de masse :

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_{Gj} = \frac{\Sigma m_i . X_i}{\Sigma m_i} \quad ; \; Y_{Gj} = \frac{\Sigma m_i . Y_i}{\Sigma m_i}$$

Avec : $\sum m_i$ la masse totale de chaque niveau (masse du plancher, poutres, poteaux, escaliers, balcons, cloisons, et une fraction des surcharges d'exploitations).

X_i et Y_i les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_{Gj} et Y_{Gj} les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère globale.

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_{Tj} = \frac{\Sigma I_{YG\,i} . X_i}{\Sigma I_{YG\,i}} \qquad Y_{Tj} = \frac{\Sigma I_{XG\,i} . Y_i}{\Sigma I_{XG\,i}}$$

Avec :

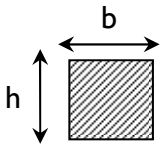
X_i et Y_i les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_{Tj} et Y_{Tj} les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

$I_{XG\,i}$ et $I_{YG\,i}$ l'inertie suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

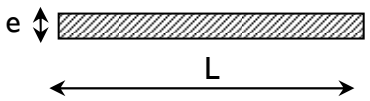
- pour les poteaux :

$$I_{XG} = \frac{bh^3}{12} \quad , \quad I_{YG} = \frac{hb^3}{12}$$



- pour les voiles :

$$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12} \quad , \quad I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$$



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse et de torsion.

	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)	
Étage	X_G	Y_G	X_T	Y_T
Terrasse	0	0.35	0	-0.39
5	0	0.37	0.03	-0.39
4	0	0.37	0.03	-0.39
3	0	0.37	0.03	-0.38
2	0	0.37	0.03	-0.38
1	0	0.37	0.03	-0.38
RDC	0	0.37	0.03	-0.38

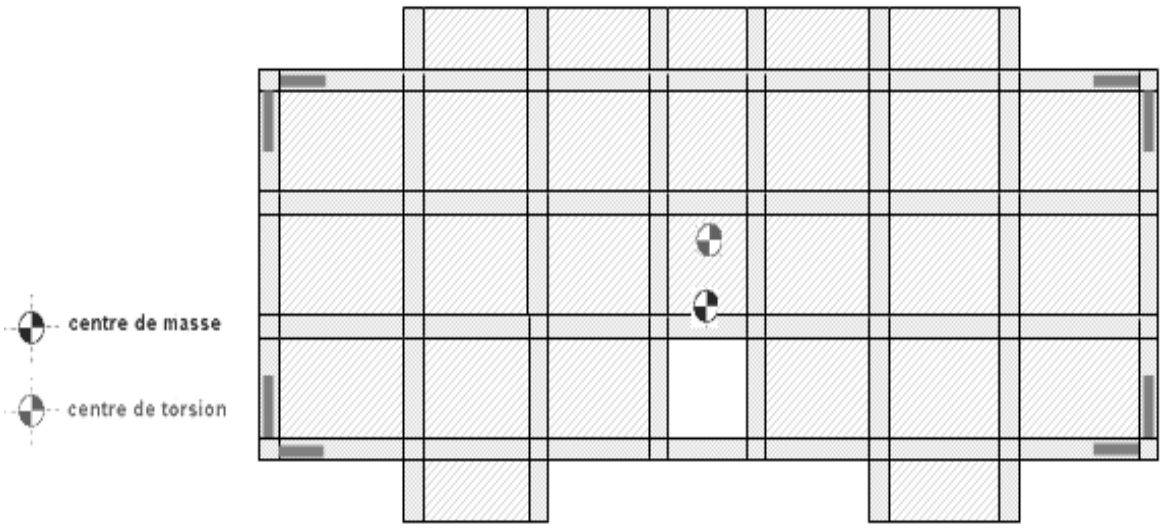


Figure IV.1 Position du centre de masse et de torsion.

c) Excentricité :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$e_x = |X_T - X_G|$ $\quad e_Y = |Y_T - Y_G|$

- Excentricités accidentelles (additionnelles) : [2]

D'après l'article [4.3.7] et dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé e, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité.

	Excentricité théorique (m)		**Excentricité accidentelle 5% L (m)**		**Excentricité totale (m)**			
Étage	**e_{th} (x)**	**e_{th} (y)**	**e_{acc} (x)**	**e_{acc} (y)**	**$e_{th+}e_{acc}$(x)**	**$e_{th-}e_{acc}$(x)**	**$e_{th+}e_{acc}$(y)**	**$e_{th-}e_{acc}$(y)**
Terrasse	0.03	0.43	1.43	0.95	1.46	-1.4	1.38	-0.52
5	0.03	0.59	1.43	0.95	1.46	-1.4	1.54	-0.36
4	0.03	0.59	1.43	0.95	1.46	-1.4	1.54	-0.36
3	0.03	0.57	1.43	0.95	1.46	-1.4	1.52	-0.38
2	0.03	0.57	1.43	0.95	1.46	-1.4	1.52	-0.38
1	0.03	0.57	1.43	0.95	1.46	-1.4	1.52	-0.38
RDC	0.03	0.57	1.43	0.95	1.46	-1.4	1.52	-0.38

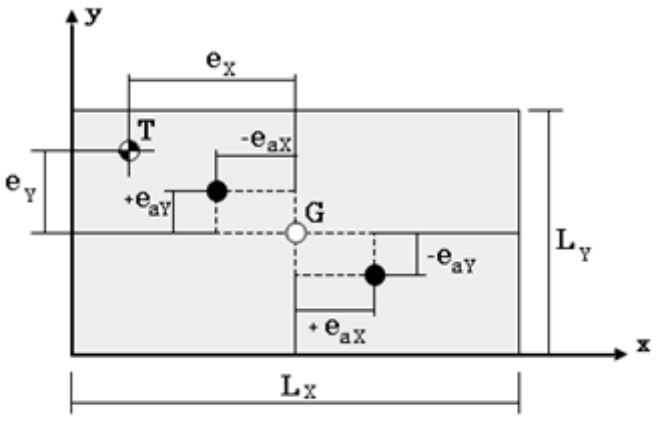


Figure IV.2 Position du centre de masse et de torsion ainsi l'excentricité. [4]

d) La masse torsionnelle et l'angle d'excitation :

La masse torsionnelle est donnée par la formule suivante :

$$M_{torsionnelle} = \frac{M_i}{A_i}(I_{XG} + I_{YG})$$

M_i : la masse concentrée du niveau (i).

A_i : la surface en plan du niveau (i).

I_{XG} : moment d'inertie du niveau (i) par rapport à l'axe X_G.

I_{YG} : moment d'inertie du niveau (i) par rapport à l'axe Y_G.

Le séisme est injecté suivant un angle α qui représente l'angle d'orientation des axes principaux par rapport aux axes choisit :

$$tg\ (2\alpha) = \frac{2\, I_{XYG}}{I_{XG} - I_{YG}}$$

Les masses trosionnelles de chaque niveau sont résumées dans les tableaux suivant :

Tableau IV.3 : La masse trosionnelle M_t pour chaque niveau.

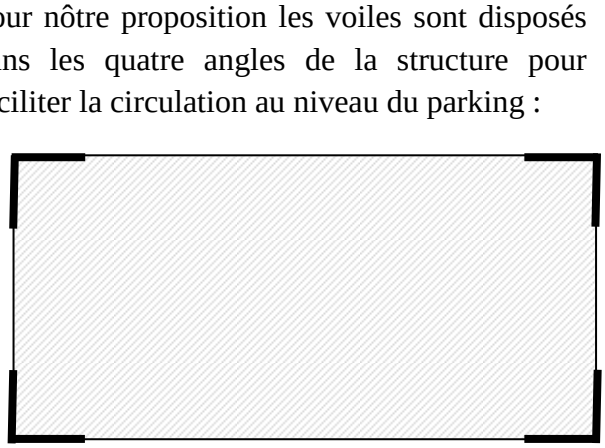
Étage	M_i (t)	A_i (m^2)	I_{XG} (m^4)	I_{YG} (m^4)	$M_{torsionnelle}$ ($t.m^2$)	α (°)
terrasse	407,55	489,885	12719,89	34340,45	39151,098	0
5	458,783	489,885	12719,89	34340,45	44072,555	0
4	460,0	489,885	12719,89	34340,45	44189,465	0
3	470,358	489,885	12719,89	34340,45	45184,497	0
2	470,358	489,885	12719,89	34340,45	45184,497	0
1	470,358	489,885	12719,89	34340,45	45184,497	0
RDC	470,358	489,885	12719,89	34340,45	45184,497	0

IV.3 Etude dynamique :

IV.3.1 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportées par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

Pour nôtre proposition les voiles sont disposés dans les quatre angles de la structure pour faciliter la circulation au niveau du parking :



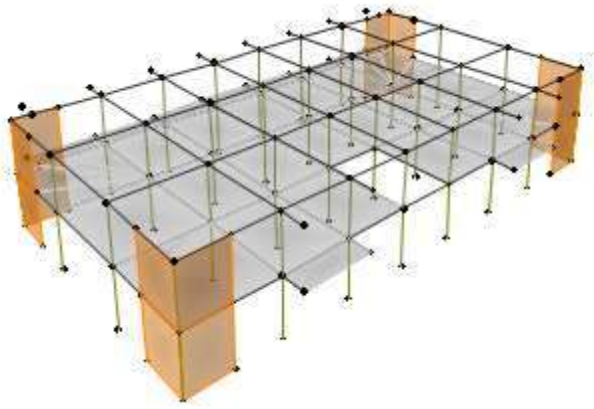


Figure IV.3 : Disposition des voiles.

IV.3.2 Caractéristiques dynamiques :

- Périodes propres et participation massique :

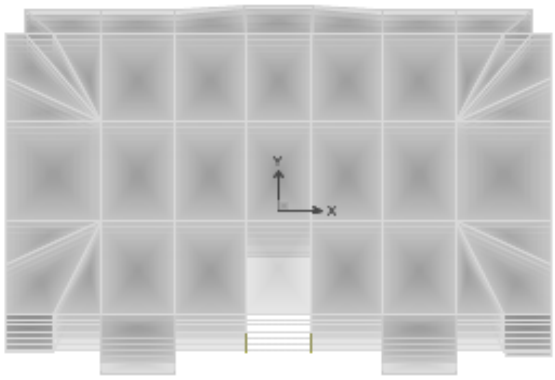
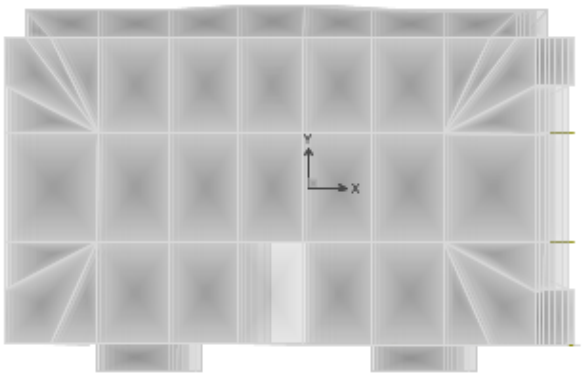
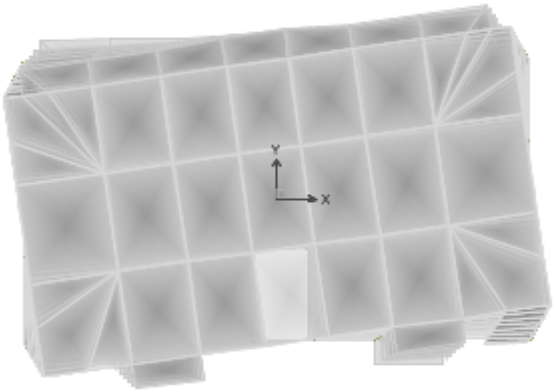
Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par le logiciel SAP2000 sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Périodes et coefficient de participation massique.

Modes	Periode (s)	UX (%)	UY(%)	UZ(%)	Cumule UX (%)	Cumule UY (%)	Cumule UZ (%)
1	0,54	0	72	0	0	72	0
2	0,53	73	0	0	73	72	0
3	0,36	0	0	0	73	72	0
4	0,15	16	0	0	89	72	0
5	0,15	0	16	0	89	89	0
6	0,09	0	0	0	89	89	0
7	0,08	0	0	49	89	89	49
8	0,08	0	0	0	89	89	49
9	0,08	0	0	2	89	89	52
10	0,07	0	0	0	89	89	52
11	0,07	0	1	4	89	89	56
12	0,07	5	0	0	94	89	56
13	0,07	0	0	0	95	89	56
14	0,07	0	5	2	95	94	58

-Mode propres :

Tableau IV.5 : Modes propres

Mode	Animation	Constatation
1		**Le premier mode est une translation pure suivant l'axe Y avec une participation massique de 72%**
2		**Le deuxième mode est une translation pure suivant l'axe X avec une participation massique de 73%**
3		**Le troisième mode c'est une rotation pure autour de l'axe Z**

-La participation modale n'atteinte les 90% préconisés par le RPA qu'à partir du 14ème mode.
-La structure dissipe mieux l'énergie suivant X que suivant Y (90% suivant X au 12ème mode).

IV.4 Etude sismique : [2]

Cette partie d'étude sera basée sur les recommandations du Règlement Parasismique Algérien version 2003.

IV.4.1 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme.

a) Méthode dynamique modale spectrale :

-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

-Définition d'un spectre :

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes.

-Spectre de réponse de calcul Art [4.3.3] RPA **:**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : coefficient de correction d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

Le spectre calculé ci-dessus est introduit dans le SAP2000.

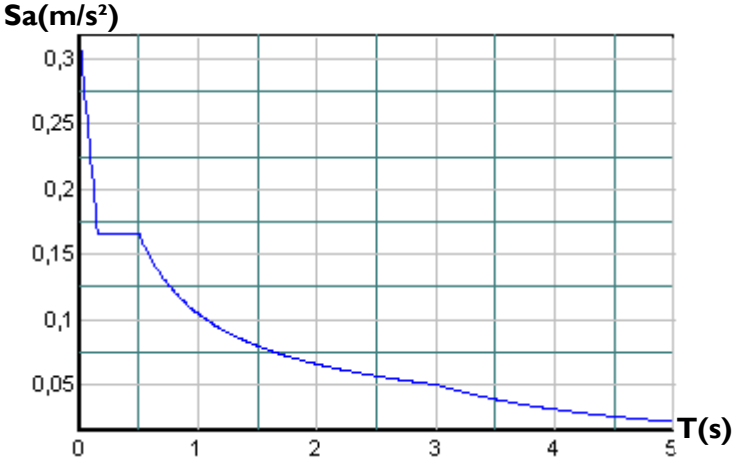


Figure IV.4 : Spectre de réponse.

b) Méthode statique équivalent :

Introduction : Les forces réelles dynamiques qui se développent sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Condition d'application : Art [4.1.2] RPA

a) le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, la hauteur ne doit pas dépasser 30 m en zones III : notre structure est régulier en plan et en élévation, sa hauteur égale 29,06 m qu'est inférieur à 30 m.

b) la variation des masses ou de rigidités entre les niveaux doivent être :

$$0{,}8 \le \frac{\frac{M_i}{K_i}}{\frac{M_{i-1}}{K_{i-1}}} \le 1{,}25$$ Les masses et les rigidités sont près que les mêmes dans tout les niveaux.

c) il faut avoir le même coefficient d'amortissement sur tous les niveaux : on a même coefficient d'amortissement ξ = 7% dans tout les étages.

d) un seul degré de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées.

Modélisation : Art [4.2.2] RPA

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

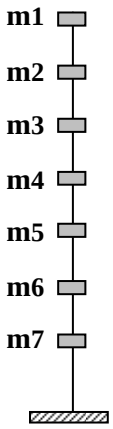


Figure IV.5 : Modèle Brochette.

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = f (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25 tableau [4.1] RPA.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0{,}50s$; $T_1 = 0{,}15s$ (avec site S_3) ; tableau [4.7].

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7$ % tableau [4.2] (avec remplissage dense) $\rightarrow \eta = 0{,}882$

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ Art [4.2.4] RPA

Où **D:** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$T_X = 0{,}09.21{,}56/\sqrt{28{,}7} = 0{,}36\,s$$

$$T_Y = 0{,}09.21{,}56/\sqrt{15{,}95} = 0{,}48\,s$$

$$D_X = \begin{cases} 2{,}5\eta = 2{,}5.0{,}882 = 2{,}205 & 0 \le T = 0{,}36\ s \le T_2 = 0{,}50\ s \end{cases}$$

$$D_Y = \begin{cases} 2{,}5\eta = 2{,}5.0{,}882 = 2{,}205 & 0 \le T = 0{,}48\ s \le T_2 = 0{,}50\ s \end{cases}$$

R : coefficient de comportement global de la structure : tableau [4.3] RPA

R = 4: système de contreventement en portique par des voiles en béton armé.

Q : facteur de qualité Tableau [4.4] RPA

	P_q			
	suivant x		suivant x	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1. condition minimale sur les files de contreventement	0	-	-	0
2 .Redondances en plan	0	-	0	-
3 .Régularité en plan	0	-	0	-
4. Régularité en élévation	0	-	0	-
5 .Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6 .Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	-	0,10
Q= 1+∑Pq	**1,15**		**1,15**	

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0,20 ; tableau [4.5] RPA

Les poids permanents et d'exploitations de tous les niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6 : Le poids dû aux charges permanentes de la structure (G).

	terrasse	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**	**RDC**
Poteaux	195,84	391,68	391,68	495,72	495,72	495,72	612
Poutres principales	398,25	398,25	398,25	398,25	398,25	398,25	398,25
Poutres secondaires	310,8	310,8	310,8	310,8	310,8	310,8	310,8
Panneaux	2268,67	2144,46	2144,46	2144,46	2144,46	2144,46	2144,46
Cloisons	350,47	700,94	700,94	700,94	700,94	700,94	700,94
Escalier	0	44,32	56,02	56,02	56,02	56,02	56,02
Voiles	137,7	275,4	275,4	275,4	275,4	275,4	288
Balcons	167,91	167,91	167,91	167,91	167,91	167,91	167,91
L'acrotère	136,35	0	0	0	0	0	0
Poutre console	42	42	42	42	42	42	42
∑ (kN)	**4000,8**	**4475,75**	**4487,9**	**4591,5**	**4591,5**	**4591,5**	**4720,38**

Tableau IV.7 : Le poids dû aux charges d'exploitations de la structure (Q).

	Terrasse	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**	**RDC**
Q (kN)	1	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Surface S(m²)	373,6	373,6	373,6	373,6	373,6	373,6	373,6
S.Q	**373,6**	**560,4**	**560,4**	**560,4**	**560,4**	**560,4**	**560,4**

Tableau IV.8 : Le poids total dû au combinaison (G+βQ).

	Terrasse	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**	**RDC**	**somme**
G+20%Q	4075,52	4587,83	4600	4703,58	4703,58	4703,58	4832,46	32206,56

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i = 32206{,}56\ kN$$

-La force sismique V :

$$V_X = V_Y = \frac{A.D\ .Q}{R}.W = \frac{0{,}25.2{,}20}{4}.32206{,}56 = 5104{,}23kN$$

IV.5 Vérification réglementaire :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification du comportement (translation, translation et rotation).
- Vérification de la période.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des déplacements.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.

1) Vérification du comportement de la structure :

D'après le tableau 5 des modes propres et les figures de déformés on constate que :

- Le premier mode est une translation pure suivant l'axe Y
- Le deuxième mode est une translation pure suivant l'axe X
- Le troisième mode c'est une rotation pure autour de l'axe Z

2) Vérification de la période Art [4.2.4.4] RPA:

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

La période empirique calculée par la méthode statique équivalant est :T_y= 0.48 s

T (s)	(1-T/T_x) (%)	Vérification
0.54	12.5	oui

Donc la condition du RPA est satisfaite.

3) Vérification de la participation massique : Art [4.3.4.a] RPA

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Période	Cumule UX (%)	Cumule UY (%)	Cumule UZ (%)
14	0,07	95	94	58

4) Vérification des déplacements : Art [4.4.3] RPA

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

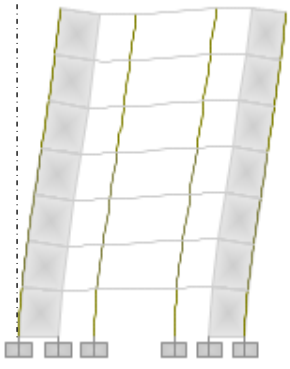


Figure IV.6 : Déplacements des étages

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements

	Déplacement (δ_{ek}) selon x (cm)	**(δ_K) (cm)**	**ΔX (cm)**	**Déplacement (δ_{ek}) selon Y (cm)**	**(δ_K) (cm)**	**ΔY (cm)**	**1%h (cm)**
Terrasse	1,461	5,844	0,80	1,528	6,112	0,88	3,06
5	1,260	5,041	0,90	1,307	5,228	0,98	3,06
4	1,033	4,132	0,99	1,062	4,248	1,04	3,06
3	0,784	3,136	1	0,800	3,2	1,04	30,6
2	0,534	2,136	0,94	0,540	2,16	0,97	3,06
1	0,298	1,192	0,78	0,296	1,184	0,78	3,20
RDC	0,102	0,408		0,100	0,4		

Dans les deux directions les déplacements sont inférieurs au déplacement limites.

5) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Art [4.3.6] RPA

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :

$$\frac{V_{tx}}{V} = \frac{5102{,}34}{5104{,}23}.100 = 99\,\% > 80\%$$

$$\frac{V_{tY}}{V} = \frac{5100{,}45}{5104{,}23}.100 = 99\,\% > 80\%$$

6) Vérification de la stabilité au renversement :

-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5] RPA **:**

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & si\ \ T \ge 0{,}7\ s \\ 0 & si\ \ T < 0{,}7\ s \end{cases}$$

On a:

$T_X = 0{,}36$ s $\rightarrow F_t = 0$

Donc :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V = \alpha_x.V$$

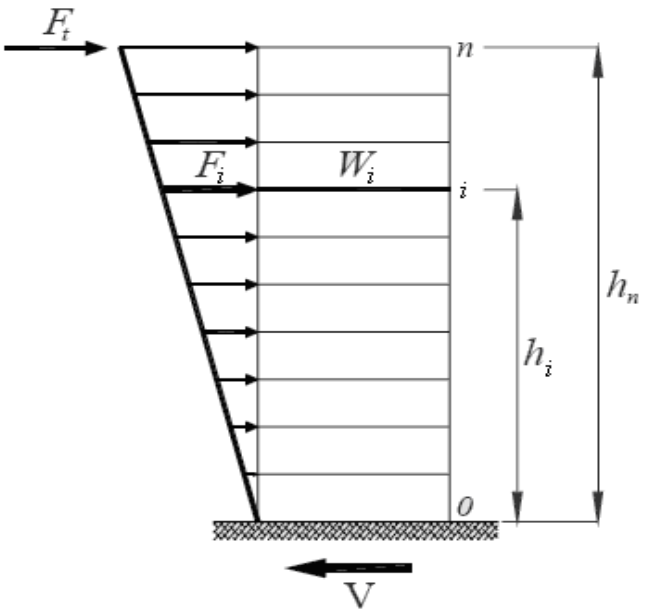


Figure IV.7 : Distribution de la résultante des forces sismique.

Tableau IV.10 : Distribution de la force sismique selon la hauteur.

	(V = 5104,23kN)			
Étage	**h**	$\mathbf{W_i.h_i}$	$\boldsymbol{\alpha_x}$	$\mathbf{F_{ix}}$
terrasse	21,56	87868,21	0,22	1122,93
5	18,50	84874,86	0,20	1020,84
4	15,44	71024,00	0,18	918,76
3	12,38	58230,32	0,15	765,63
2	9,32	43837,37	0,11	561,47
1	6,26	29444,41	0,08	408,34
RDC	3,20	15463,87	0,04	204,17
	∑	390743,04	1,00	5104,23

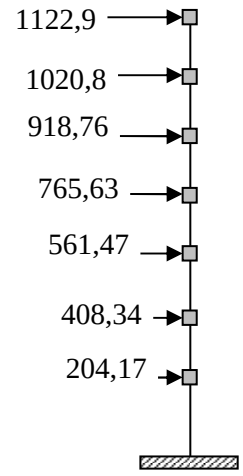


Figure IV.8 : Distribution de la force sismique selon les étages.

-Moment de renversement :

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_i$$

Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

$\mathbf{M_i = h_i.F_i}$

Le moment de renversement doit être équilibrée par le moment de stabilité qu'est égale :

$\mathbf{M_{tx} = X_G.W_i}$

$\mathbf{M_{tY} = X_Y.W_i}$

Avec :

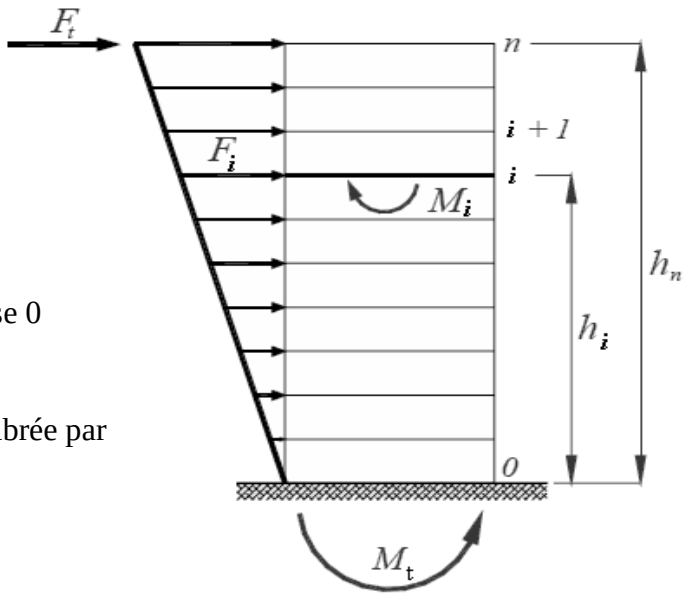


Figure IV.9 : Moment de renversement.

X_G , Y_G : les coordonnées de centre de géométrie de la structure.

W_i : la masse du plancher dans chaque niveau

Tableau IV.11 : Moment de renversement.

	h_i (m)	F_{ix} (kN)	M_{ix} (kN.m)
Terrasse	21,56	1122,93	24210,38
5	18,5	1020,84	18885,65
4	15,44	918,76	14185,68
3	12,38	765,63	9478,56
2	9,32	561,47	5232,86
1	6,26	408,34	2556,20
RDC	3,2	204,17	653,34
		$\sum$	**73202,57**

Tableau IV.12 : Moment de stabilité.

	X_G (m)	W_i (kN)	M_{tx} (kN.m)
Terrasse	14.35	4075,52	58483,71
5	14.35	4587,83	65835,36
4	14.35	4600	66010,00
3	14.35	4703,58	67496,37
2	14.35	4703,58	67496,37
1	14.35	4703,58	67496,37
RDC	14.35	4832,46	69345,80
		$\sum$	462163,99

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{462163{,}99}{73202{,}57} = 6{,}31 \geq 1{,}5$$

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis des deux directions.

CHAPITREV

Ferraillage des éléments résistants

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DE ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G + Q ± E ; 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres porteuses, poutres non porteuses).

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

V.2.1.1. Poutre porteuse

On 3 cas des poutres porteuse (cas normal; escalier et parking)

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN. m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
normal	30x40	57,11	ELU	4,61	123,74	ELU	10,75
escalier	30x40	10,55	$G + Q - E_x$	7,36	126,42	$G + Q - E_x$	9,25
parking	30x40	21,46	ELU	1,68	33,32	ELU	2,63

Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse.

Elément	Section calculée		Section choisie	
normal	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4,61	10,75	3HA16	4HA16+2HA14
escalier	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	7,36	9,25	3HA16+1HA14	3HA16+3HA14
parking	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	1,68	2,63	3HA12	3HA12

V.2.1.2. Poutre non porteuse

On 2 cas des poutres porteuse (cas normal; Bouds de voiles)

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	M_a(kN. m)	Combinaison	A_{S2}(cm^2)
normal	30x35	/	/	/	84,97	$G + Q - E_x$	7,09
Bouds de voiles	30x35	/	/	/	110,29	$G + Q - E_X$	9,48

Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
normal	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}(cm^2)	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}, A_{S1}'(cm^2)
	/	7,09	2HA12+1HA14	5HA12+1HA14
Bouds de voiles	A_{S1}, A_{S2}(cm^2)		A_{S1}(cm^2)	A_{S2}, A_{S1}'(cm^2)
	/	9,48	3HA14	5HA14+1HA16

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$$

V.2.2.1. Poutres porteuses

Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (kN. m)	$M_{a\,ser}$ (kN. m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
normal	40,28	90,12	5,62	/	/	10	/	/	15	201,63	Oui
escalier	32,30	59,91	3,83	/	/	6.42	/	/	15	201,63	Oui
parking	14,71	22,93	1,54	20,20	20,20	3,95	195,06	42,31	15	201,63	Oui

V.2.2.2. Poutres non porteuse

Tableau V.6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (kN. m)	$M_{a\,ser}$ (kN. m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
normal	/	38,39	/	/	/	5,56	/	/	15	201,63	Oui
parking	/	43,83	/	/	/	5,35	/	/	15	201,63	Oui

Section minimale : $\begin{cases} A_{min} = 0{,}5\%\ b.h\ (cm^2) \quad \text{RPA2003 (Art. 7.5.2.1).} \\ \text{Section tendue: } A_{tmin} = 0{,}1\%\ b.h\ (cm^2) \quad \text{CBA93 (Art. B. 6.4).} \end{cases}$

Section maximale : $\begin{cases} A_{max} = 4\%\ b.h\ (cm^2) \text{ en zone courante} \\ A_{max} = 6\%\ b.h\ (cm^2) \text{ en zone de recouvrementen} \end{cases}$

RPA2003 (Art. 7.5.2.1)

Tableau V.7 : Vérification de section d'armatures.

Elément		A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{tmin}	A_{max} (cm^2) ZC	A_{max} (cm^2) ZR	Vérifiées
Poutre porteuse	normal	10,65	15,74	6	1,2	48	72	Oui
	escalier	13,60	16,68	6	1,2	48	72	Oui
	parking	6,79	6,79	6	1,2	48	72	Oui
Poutre non porteuse	normal	7,60	14,39	5,25	1,05	42	63	Oui
	Bouds de voile	9,24	19,42	5,25	1,05	42	63	Oui

V.2.3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités de (annexe C) sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$$M_t = kxM_0$$

k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$, on prend : k=0,8

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe 1 » du CBA93.

V.2.3.1. cas normal

Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres principales.

A (cm^2)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
4,62	41,72	0,41	268,1604	0,435048	20,95545	180064,4	5,113636
λ_v	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
2,045455	61423,42	104806,5	5,931838	10,42933	4,49749	10,6	Oui

V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres porteuse	30x40	164,41	$G + Q - E_x$	1,461	4,35	Oui
Poutre non porteuse	30x35	55,404	ELU	0,568	2,50	Oui

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\ ,\ 40\text{cm}] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0{,}4\ \text{MPa} \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau V.10 : La section d'armatures transversales.

Elément		τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres porteuse	Normal	0,047	33,75	10	20	10	15	0,9	3Ø8 = 1,51
	Escalier	0,196	33,75	10	20	10	15	0,9	3Ø8 = 1,51
	Parking	0,217	33,75	10	20	10	15	0,9	3Ø8 = 1,51
Poutre non porteuse	Normal	0,265	29,25	8,75	17,5	10	15	0,7875	3Ø8 = 1,51
	Bouds de voiles	0,239	29,25	8,75	17,5	10	15	0,7875	3Ø8 = 1,51

✓ Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

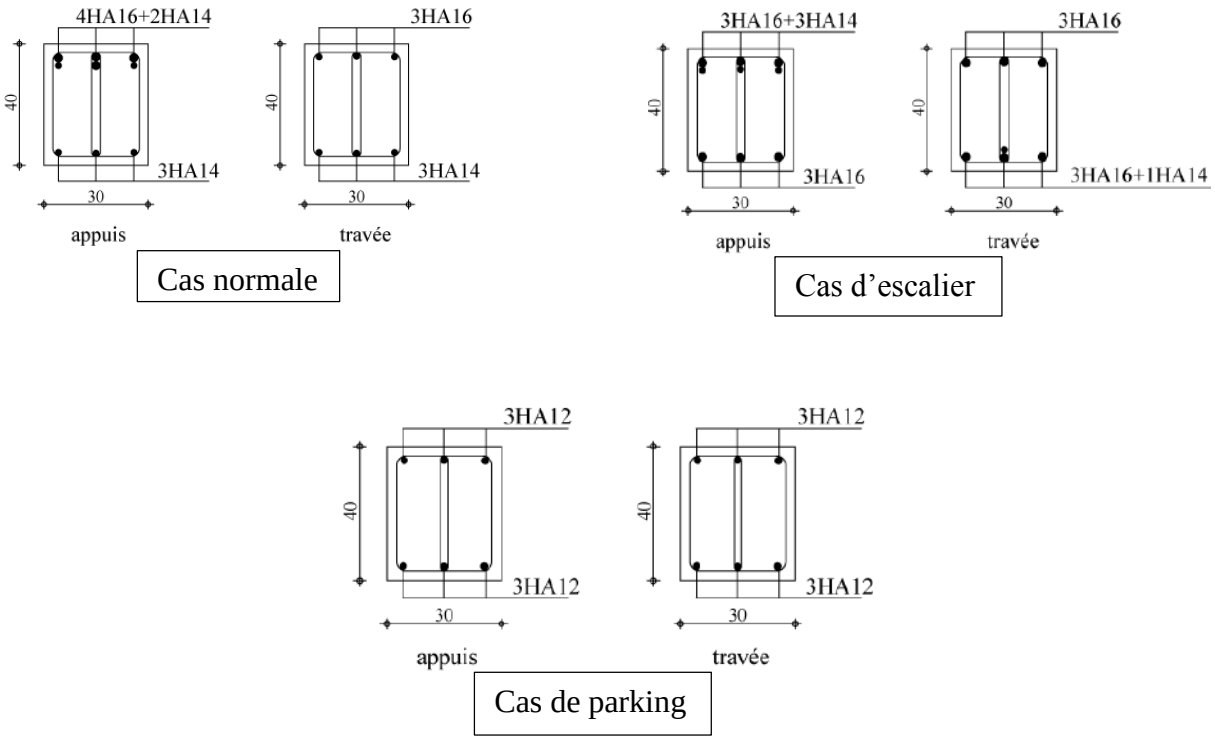


Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse.

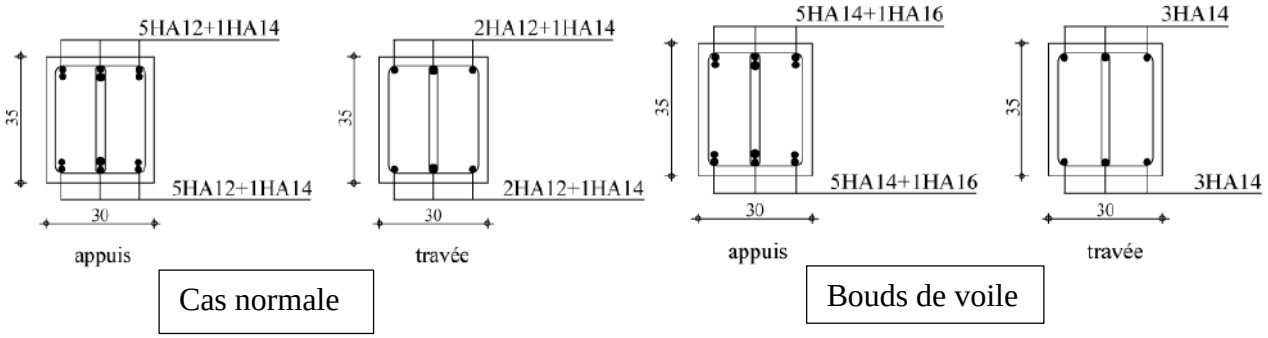


Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ \text{cm}^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité:} \quad A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \qquad \text{(Zone courante)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \qquad \text{(Zone de recouvrement)}$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- ✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60\text{cm}\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ✓ N_{max} et $M_{correspondant}$
- ✓ M_{max} et $N_{correspendent}$
- ✓ N_{min} et $M_{correspendent}$

Tableau V.11 : La section d'armatures des poteaux.

Section de poteau	Cas	combinaison	Etat	N(KN)	M	A	A min	Achois
45x45	Nmax---Mcors	ELU	SEC	1719,93	-4,47	0	18,22	4HA16 +8HA14 =20,36
45x45	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	SPC	86,115	-45,81	1,64	18,22	
45x45	Nmin---Mcors	0,8G+Edy	SPC	-25,533	23,09	1,7	18,22	
45x45	Nmax---Mcors	ELU	SEC	1401,86	-2,63	0	18,22	12HA14 =18,40
45x45	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	SEC	748,975	61,20	0	18,22	
45x45	Nmin---Mcors	0,8G+Edy	SPC	72,759	21,66	0,34	18,22	
40x40	Nmax---Mcors	ELU	SEC	1091,91	-2,62	0	14,4	8HA12+ 4HA14 =15,21
40x40	Mmax---Ncors	G+Q-Edy	SEC	693,027	-53,51	0	14,4	
40x40	Nmin--Mcors	0,8G+Edy	SPC	47,967	22,28	0,88	14,4	
40x40	Nmax---Mcors	ELU	SEC	794,917	-3,50	0	14,4	8HA12+ 4HA14 =15,21
40x40	Mmax---Ncors	G+Q-Edy	SEC	504,681	-65,62	0	14,4	
40x40	Nmin—Mcors	0,8G+Edy	SPC	34,638	27,26	1,39	14,4	
35x35	Nmax---Mcors	ELU	SEC	504,067	-2,86	0	11,03	8HA14= 12,32
35x35	Mmax---Ncors	G+Q-Edy	SEC	322,463	-44,78	0	11,03	
35x35	Nmin---Mcors	0,8G+Edy	SPC	25,869	17,55	1,03	11,03	
35x35	Nmax---Mcors	ELU	SEC	224,428	6,34	0	11,03	8HA14= 12,32
35x35	Mmax---Ncors	G+Q-Edy	SPC	152,216	-56,96	2,75	11,03	
35x35	Nmin---Mcors	0,8G+Edy	SPC	15,562	16,94	1,1	11,03	

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

45x45	Nmax---Mcors	1255,74	0,69	-3,19	5,71	0	84,63	15	400	Oui
45x45	Mmax---Ncors	1092,69	-9,64	-21,47	6,11	0	89,67	15	400	Oui
45x45	Nmin---Mcors	8,80	-0,41	-5,43	0,33	3,33	4,52	15	400	Oui
45x45	Nmax---Mcors	1023,55	-0,91	-1,96	4,74	0	70,9	15	400	Oui
45x45	Mmax---Ncors	810,90	2,45	35,07	5,57	0	80,36	15	400	Oui
45x45	Nmin---Mcors	418,37	-19,27	10,41	2,94	0	42,31	15	400	Oui
40x40	Nmax---Mcors	797,31	-1,25	-1,94	4,68	0	69,89	15	400	Oui
40x40	Mmax---Ncors	428,63	-24,19	0,49	4,19	0	59,26	15	400	Oui
40x40	Nmin---Mcors	324,80	-17,57	8,92	3,81	0	51,99	15	400	Oui
40x40	Nmax---Mcors	580,57	-2,44	-2,31	3,48	0	51,92	15	400	Oui
40x40	Mmax---Ncors	310,4	-27,71	0,15	3,96	4,56	50,84	15	400	Oui
40x40	Nmin---Mcors	231,69	-18,99	10,75	3,84	14,34	47,8	15	400	Oui
35x35	Nmax---Mcors	368,33	-2,012	-1,65	2,93	0	43,52	15	400	Oui
35x35	Mmax---Ncors	196,31	-19,13	-0,16	3,72	8,74	50,32	15	400	Oui
35x35	Nmin---Mcors	142,67	-13,23	7,91	3,92	21,87	49,37	15	400	Oui
35x35	Nmax---Mcors	164,47	-1,051	4,63	1,73	0	24,83	15	400	Oui
35x35	Mmax---Ncors	82,74	-29,02	0,214	5,79	126,93	68,97	15	400	Oui
35x35	Nmin---Mcors	54,55	-15,58	8,874	5,35	91,76	60,74	15	400	Oui

V.3.2. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est Donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$$St \leq \text{Min } [0{,}9d ; 40cm]. \quad \text{et} \quad \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B\times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend f_e =235 MPa.

On a $\emptyset_l min$ = 1,2 cm

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :**

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.\, b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.\, b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.\, b_1} \geq 0{,}8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

Tableau V.13 : La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	$A_{t\,Choix}$ (cm^2)
45× 45	37,61	21,99	2,5	22,46	Courante	15	2,025	6Ø8 = 3,02
					Nodale	10		6Ø8 = 3,02
40× 40	39,89	24,73	2,5	23,10	Courante	15	1,8	6Ø8 = 3,02
					Nodale	10		6Ø8 = 3,02
35× 35	33,44	28,27	2,5	22,23	Courante	15	1,575	6Ø8 = 3,02
					Nodale	10		6Ø8 = 3,02

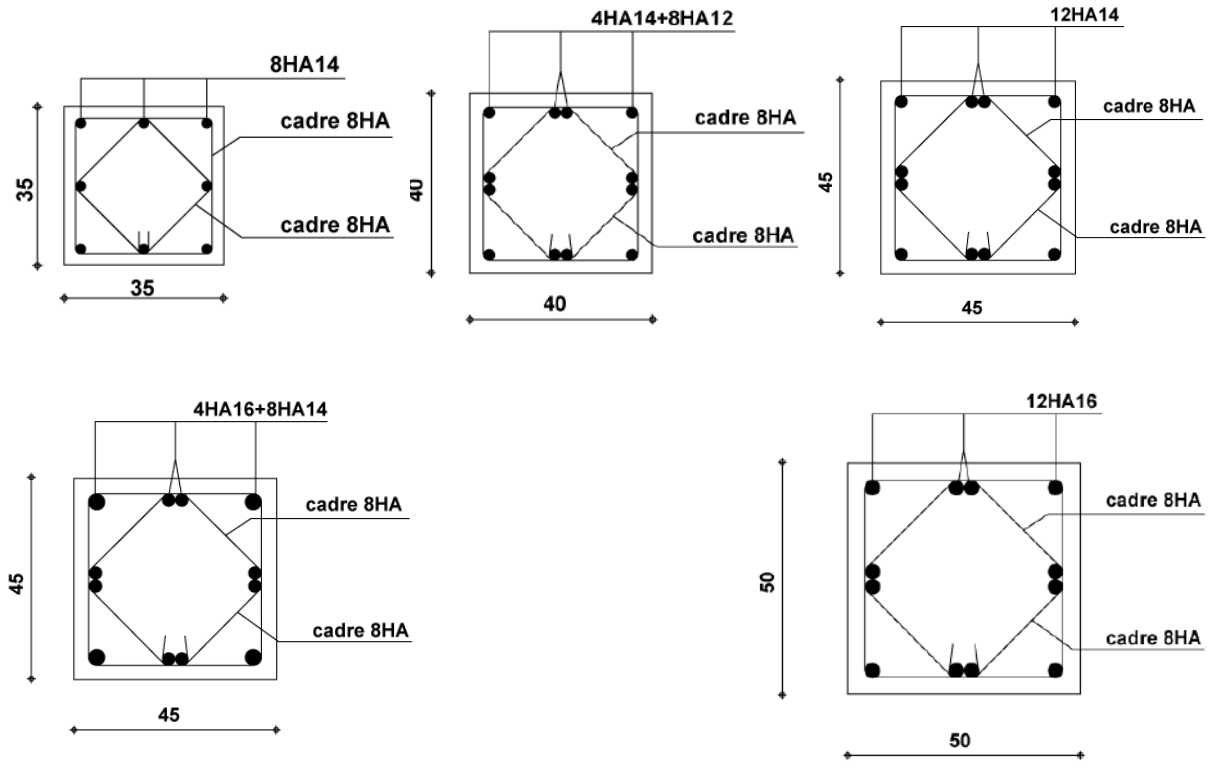


Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis

que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des contraintes (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression .

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a \times L} - 6\frac{M}{a \times L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times L} + 6\frac{M}{a \times L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| \times L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| \times L_t}{2} \times a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X**).**

Voile	Niveau	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Etats De section	N_t (kN)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	$A_{t\,min}$ RPA (cm^2)	$A_{t\,min}$ CBA (cm^2)
Voile1	Ss1;ss2;RDC 1er;2em	1,4	-332,85	-471,5	S.P.T	685,31	17,13	3,26	0,00
	3em;4em	1,4	-79,9	-312,18	S.P.T	375,62	9,39	2,97	0,00
Voile2	Ss1;ss2;RDC	3,85	1131,27	-1133,58	S.P.C	57,12	1,43	2,77	4,93
	1er;2em 3em;4em	3,85	817,94	-1803,39	S.P.C	353,16	8,83	5,46	2,24
Voile3	Ss1;ss2	4,1	785,29	-1357,46	S.P.C	181,59	4,54	4,96	3,24
	RDC;1er	4,1	78,37	-2750,09	S.P.C	967,33	24,18	8,04	0,16
	2em; 3em;4em	4,1	127,65	-1575,76	S.P.C	514,44	12,86	7,75	0,45
Voile4	Ss1;ss2;RDC	2	448,03	-696,88	S.P.C	322,65	8,07	3,14	0,86
	1er;2em; 3em;4em	2	369,84	-288,51	S.P.C	70,97	1,77	2,29	1,71

Tableau V.15 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Voile	Niveau	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	A_{ptx} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)	L_c (cm)	S_c (cm)	$A_{c\,choisie}$ (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Voile1	Ss1;ss2;RDC 1er;2em	0,82	17,13	20,36	10	16HA12	0,00	/	/	31,08	28HA12
	3em;4em	0,74	9,39	13,57	10	14HA10	0,00	/	/	20,76	28HA10
Voile2	Ss1;ss2;RDC	0,69	1,43	20,36	10	26HA8	246,54	20	24HA8	38,20	76HA8
	1er;2em 3em;4em	1,36	8,83	15,21	15	18HA8	112,05	20	10HA8	23,13	46HA8
Voile3	Ss1;ss2	1,24	4,54	24,13	10	38HA10	162,08	20	14HA10	70,70	90HA10
	RDC;1er	2,01	24,18	20,36	10	38HA10	7,98	20	2HA10	61,27	78HA10
	2em; 3em;4em	1,94	12,86	15,21	15	26HA8	22,70	20	2HA8	27,15	54HA8
Voile4	Ss1;ss2;RDC	0,69	8,07	20,36	10	26HA8	246,54	20	24HA8	38,20	76HA8
	1er;2em; 3em;4em	1,36	1,77	15,21	15	18HA8	112,05	20	10HA8	23,13	46HA8

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y**).**

Voile	Niveau	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Etats De section	N_t (kN)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	$A_{t\,min}$ RPA (cm^2)	$A_{t\,min}$ CBA (cm^2)
Voile1	Ss1;ss2; RDC	3,15	-42,9	1098,15	S.P.T	544,60	13,61	6,43	0,00
	1^{er};2^{em} 3em;4em	3,15	79,94	777,34	S.P.C	331,27	8,28	5,96	0,34
Voile2	Ss1;ss2;RDC	1,95	-1596,1	529,01	S.P.T	1596,25	39,91	7,72	0,00
	1^{er};2^{em}	1,95	-700,39	497,51	S.P.T	813,01	20,33	5,68	0,00
	3em;4em	1,95	-130,07	314,17	S.P.T	311,08	7,78	4,42	0,00
Voile3	Ss2	5,1	-824,23	6302,04	S.P.T	2288,56	57,21	11,33	0,00
	RDC;1^{er} ;2^{em}	5,1	-494,8	4865,75	S.P.T	1689,20	42,23	11,08	0,00
	3em;4em	5,1	41,26	1548,05	S.P.C	434,91	10,87	9,97	0,23
Voile4	Ss1;ss2	4,9	149	3204,03	S.P.C	907,74	22,69	9,43	0,37
	RDC 1^{er}	1,8	-516,95	376,49	S.P.T	625,45	15,64	5,08	0,00
	2^{em};3em;4em	1,8	-254,95	193,75	S.P.T	314,09	7,85	5,02	0,00

Tableau V.17 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Voile	Niveau	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	A_{ptx} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)	L_c (cm)	S_c (cm)	$A_{c\,choisie}$ (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Voile1	Ss1;ss2;RDC	1,61	13,61	20,36	15	20HA10	0,00	/	/	30,79	40HA10
	1^{er};2^{em} 3em;4em	1,49	8,28	15,21	15	18HA08	17,01	20	1,01	19,11	38HA08
Voile2	Ss1;ss2;RDC	1,93	39,91	20,36	10	38HA12	0	/	/	43,40	40HA12
	1^{er};2^{em}	1,42	20,33	15,21	15	18HA12	0	/	/	27,94	26HA12
	3em;4em	1,11	7,78	13,57	15	16HA08	0	/	/	14,17	32HA08
Voile3	Ss2	2,83	57,21	24,13	10	56HA12	0	/	/	113,99	102HA12
	RDC 1^{er};2^{em}	2,77	42,23	20,36	10	54HA10	0	/	/	78,07	100HA10
	3em;4em	2,49	10,87	15,21	15	32HA08	11,55	20	1,01	33,17	66HA08
Voile4	Ss1;ss2	2,36	22,69	20,36	15	30HA10	18,61	20	1,57	48,69	62HA10
	RDC 1^{er}	1,27	15,64	24,13	10	24HA10	0	/	/	26,70	32HA10
	2^{em};3em;4em	1,26	7,85	20,36	15	16HA08	0	/	/	11,53	24HA08

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.18 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	Etage	N (kN)	M (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiées
Voile1	Ss1;ss2;RDC 1er;2em	591,83	-193,29	5,072	15	Oui
	3em;4em	116,45	-131,00	2,43	15	Oui
Voile2	Ss1;ss2;RDC	2151,72	-1138,42	5,09	15	Oui
	1er;2em 3em;4em	1392,51	-34,32	1,88	15	Oui
Voile3	Ss1;ss2	1975,98	-1055,93	4,29	15	Oui
	RDC;1er	1441,93	50,94	1,84	15	Oui
	2em; 3em;4em	887,36	182,28	1,41	15	Oui
Voile4	Ss1;ss2;RDC	574,43	-445,68	4,77	15	Oui
	1er;2em; 3em;4em	771,1	-13,88	2,03	15	Oui

Tableau V.19 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	Niveau	N (kN)	M (kN.m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiées
Voile1	Ss1;ss2;RDC	1515,56	-337,04	3,42	15	Oui
	1er;2em 3em;4em	948,72	-82,86	1,75	15	Oui
Voile2	Ss1;ss2;RDC	644,40	-91,73	2,37	15	Oui
	1er;2em	407,16	21,20	1,21	15	Oui
	3em;4em	206,81	20,02	0,68	15	Oui
Voile3	Ss2	1164,91	468,16	1,682	15	Oui
	RDC;1er ;2em	1003,22	-189,81	1,202	15	Oui
	3em;4em	434,20	-138,11	0,58	15	Oui
Voile4	Ss1;ss2	2170,36	-310,50	2,60	15	Oui
	RDC ;1er	1664,76	114 ,75	1,842	15	Oui
	2em;3em;4em	417,04	-39,62	1,638	15	Oui

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V.20 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).

Voile	Etage	d (cm)	b_0 (cm)	Combainson	T(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile1	Ss1;ss2;RDC 1er;2em	126,0	20	G+Q-Edx	338,48	1,88	5	Oui
	3em;4em	126,0	20	G+Q-Edx	255,49	1,42	5	Oui
Voile2	Ss1;ss2;RDC	346,5	20	G+Q-Edx	751,11	1,52	5	Oui
	1er;2em 3em;4em	346,5	20	G+Q+Edx	532,90	1,08	5	Oui
Voile3	Ss1;ss2	369,0	20	G+Q-Edx	870,69	1,65	5	Oui
	RDC;1er	369,0	20	G+Q+Edx	902,23	1,71	5	Oui
	2em; 3em;4em	369,0	20	G+Q+Edx	793,01	1,50	5	Oui
Voile4	Ss1;ss2;RDC	180,0	20	G+Q-Edx	345,73	1,34	5	Oui
	1er;2em; 3em;4em	180,0	20	G+Q-Edx	138,98	0,54	5	Oui

Tableau V.21: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).

Voile	Niveau	d (cm)	b_0 (cm)	Combainson	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile1	Ss1;ss2;RDC	283,5	20	G+Q-Edy	483,62	1,19	5	Oui
	1er;2em 3em;4em	283,5	20	G+Q+Edy	359,94	0,89	5	Oui
Voile2	Ss1;ss2;RDC	175,5	20	G+Q-Edy	318,85	1,27	5	Oui
	1er;2em	175,5	20	G+Q-Edy	260,38	1,04	5	Oui
	3em;4em	175,5	20	G+Q-Edy	188,37	0,75	5	Oui
Voile3	Ss2	459,0	20	G+Q-Edy	1505.88	2.30	5	Oui
	RDC;1er ;2em	459,0	20	G+Q+Edy	1314,42	2,00	5	Oui
	3em;4em	459,0	20	G+Q+Edy	670,87	1,02	5	Oui
Voile4	Ss1;ss2	441,0	20	G+Q-Edy	614,28	0,98	5	Oui
	RDC ;1er	162,0	20	G+Q+Edy	259,49	1,19	5	Oui
	2em;3em;4em	162,0	20	G+Q+Edy	160.92	0,74	5	Oui

V.4.1.4. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0,15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.22 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

Voile	Etage	A (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
Voile1	Ss1;ss2;RDC 1er;2em	20	2,88	15,83	10,55	20	2x14HA10
	3em;4em	20	2,88	11,00	8,64	15	2x19HA8
Voile2	Ss1;ss2;RDC	20	2,88	19,10	12,73	10	2x27HA8
	1er;2em 3em;4em	20	2,88	11,56	8,64	15	2x19HA8
Voile3	Ss1;ss2	20	2,88	35,34	23,56	10	2x27HA10
	RDC;1er	20	2,88	30,63	20,42	10	2x27HA10
	2em; 3em;4em	20	2,88	13,57	9,05	15	2x19HA8
Voile4	Ss1;ss2;RDC	20	2,88	19,10	12,73	10	2x27HA8
	1er;2em; 3em;4em	20	2,88	11,56	8,64	15	2x19HA8

Tableau V.23 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Voile	Niveau	a (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
Voile1	Ss1;ss2;RDC	20	2,83	15,71	10,47	20	2x14HA10
	1er;2em 3em;4em	20	2,83	9,55	8,49	15	2x19HA8
Voile2	Ss1;ss2;RDC	20	2,83	22,62	15,08	20	2x14HA12
	1er;2em	20	2,83	14,70	9,80	20	2x14HA10
	3em;4em	20	2,83	8,04	8,49	15	2x19HA8
Voile3	Ss2	20	3,68	57,68	38,45	10	2x34HA12
	RDC;1er ;2em	20	2,83	39,27	26,31	8	2x34HA10
	3em;4em	20	2,83	16,59	11,06	10	2x27HA8
Voile4	Ss1;ss2	20	2,83	24,35	16,23	10	2x27HA10
	RDC ;1er	20	2,83	12,57	8,49	15	2x19HA8
	2em;3em;4em	20	2,83	6,03	8,49	15	2x19HA8

V.4.1.5. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux A_l.
- ✓ Des aciers transversaux A_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \ (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.24 : Choix de la méthode de calcul.

Linteau	Niveau	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06f_{c28}$	$\tau \leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
1	Entre-sol1 Entre-sol1	1,60	4,71	673,89	1,11	1,5	Oui	Flexion simple
2	RDC	1,6	0,73	473,484	5,04	1,5	Non	Traction/Compression

Flexion simple

Tableau V .25 : La section d'armatures des linteaux.

Armatures longitudinales				Armatures transversales					Armatures de peau		
M (kN. m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm)	V (kN)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S (cm)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ (cm^2)
0,882	4,66	0,00	4HA10=3,14	0,34	10	673,89	0,5	2HA8=1,58	20	18,84	2x24HA10

Traction/Compression

Tableau V .26 : La section choisie d'armatures des linteaux.

Armatures Diagonales		Armatures longitudinales	Armatures transversales	Armatures de peau	
$A_{D\,cal}$ (cm^2)	A_{Dch} (cm^2)	A_l , $A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$	S (cm)
14,24	2x4HA16=16,08	2HA14=3,08	2HA10=1,58	2x4HA10 =6,28	15

CHAPITREVI

Etude de L’infrastructure (fondation)

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATION

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}9 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe F) nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 17{,}6\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}5\,bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoidale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B$ $\Rightarrow$ $\frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}9\text{bar} = 0{,}19\text{MPa} \quad , \quad a = b = 50\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	D (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1449,49	1,12	-11,92	2,76	2,76	68	3,1	3,1	65	70
S2	856,54	11,50	-10,56	2,12	2,12	51	2,4	2,4	47,5	55
S3	406,58	6,25	-18,32	1,46	1,46	33	1,7	1,7	30	35

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

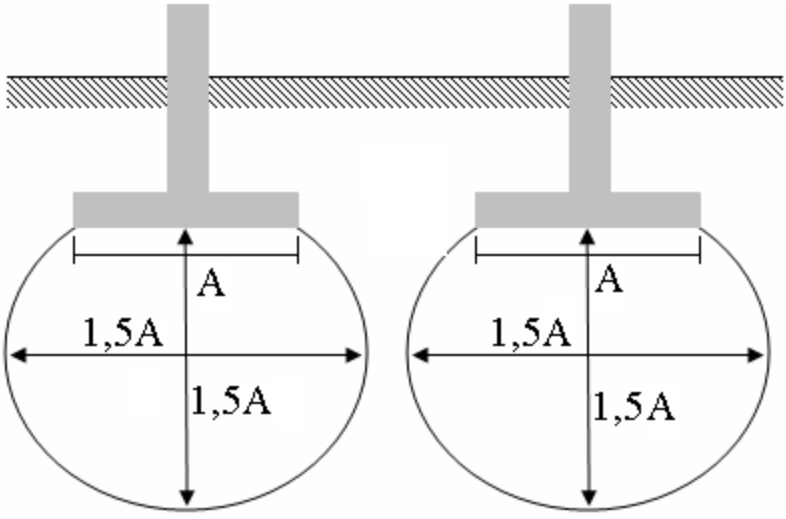


Figure VI.1: Les bulles de pression sous la semelle.

$$l \geq \frac{1{,}5}{2}(A + A')$$

l y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x),ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch}-b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S1-F1	17,7	4064,19	1,91	0,90	1,70	33,00	40
S3-F1	22,65	2465,87		0,80	1,70	34,25	
S3-F2	22,45	7529,55		1,40	1,90	38,00	
S3-F3	17,1	5112,39		1,21	1,90	38,00	
S3-F4	22,66	5186,84		0,86	1,70	33,00	

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S1-F1	3042,34	300,90	32,50	/	688,46	29,07	1,35	1,9	Vérifiée
S3-F1	3432,08	381,65	39,49	91,98	873,22	38,16	1,26		Vérifiée
S3-F2	5959,68	426,55	48,75	118,63	975,95	42,65	1,77		Vérifiée
S3-F3	3922,57	324,90	32,50	89,05	743,37	32,49	1,57		Vérifiée
S3-F4	3709,31	385,22	56,88	154,05	881,38	38,52	1,35		Vérifiée

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4})$.

Tableau VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S1-F1	1672,83	-11,92	0,71	1,7	42,5	Vérifiée
S3-F1	313,79	6,44	2,05	1,7	42,5	
S3-F2	305,24	2,57	0,84	1,9	47,5	
S3-F3	360,32	24,87	6,90	1,9	47,5	
S3-F4	273,00	-2,60	-0,95	1,7	42,5	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles	L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B + B'}{2}$	$L > \frac{B + B'}{2}$

S1-F1	**S3-F3**	4,00	1,7	1,9	1,8	Vérifiée
S3-F4	**S1-F1**	2,80	1,7	1,7	1,7	Vérifiée
S1-F1	**S1-F1**	3,85	1,7	1,7	1,7	Vérifiée

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\,4}}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.h_p^{\,3}}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	**b (cm)**	**L_{max} (m)**	**$h_{p\ calculé}$ (cm)**	**$h_{p\ adopté}$ (cm)**	**$\frac{\pi}{2} l_e$**	**$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$**
S1-F1	55,00	5,15	75,91	90	5,87	Vérifiée

- ✓ onc la section de la poutre de libage : 55x90 cm².

VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage

VI.4.2.6.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S3-F1	475,23	8,87	1,87	28,33	Diagramme trapézoidal
S3-F2	469,90	3,61	0,77	31,67	
S3-F3	543,90	33,78	6,21	31,67	
S3-F4	417,74	-3,57	0,85	28,33	

Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S3-F1	475,23	8,87	1,7	6,86	7 HA 12=7,92	15	6HA12=6,79	25
S3-F2	469,90	3,61	1,9	7,45	7 HA 12=7,92	15		
S3-F3	543,90	33,78	1,9	9,99	10 HA 12=11,31	10		
S3-F4	417,74	-3,57	1,7	5,99	7 HA 12=7,92	15		

VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle a A.

Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F1	2380,89	-16,20	-0,68	31,67	Diagramme trapezoidal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S1-F1	2380,89	-16,20	5,15	1,7	27,42	25HA12=28,27	5HA12=5,65	20

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (5{,}65 \times 1{,}7)/4 = 2{,}40\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S1-F1	17,7	4171,01	406,22	43,88	898,53	164,28	1,89	1,35	321,12	229,62

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)

-894,47	721,63	1019,73	-639,60	516,01

c) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S1-F1	Travée	721,63	25,52	0,00	5HA16+8Ch HA16=26,14
	Appuis	-894,47	32,22	0,00	5HA16+12Ch HA16=34,18

d) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S1-F1	Travée	516,01	26,14	10,05	7,47	201,63	99,63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-639,60	10,05	34,18	8,50	201,63	114,82		

e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier :$\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{883{,}69 \times 10}{500 \times 870} = 2{,}13\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

f) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S1-F1	1019,73	2,13	17,85	4,71	19,2	45	3,17	10	30	6HA10=4,71

g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ \text{cm}^2, \text{donc on adopte } 4\text{HA}12 = 4{,}52\ \text{cm}^2.$$

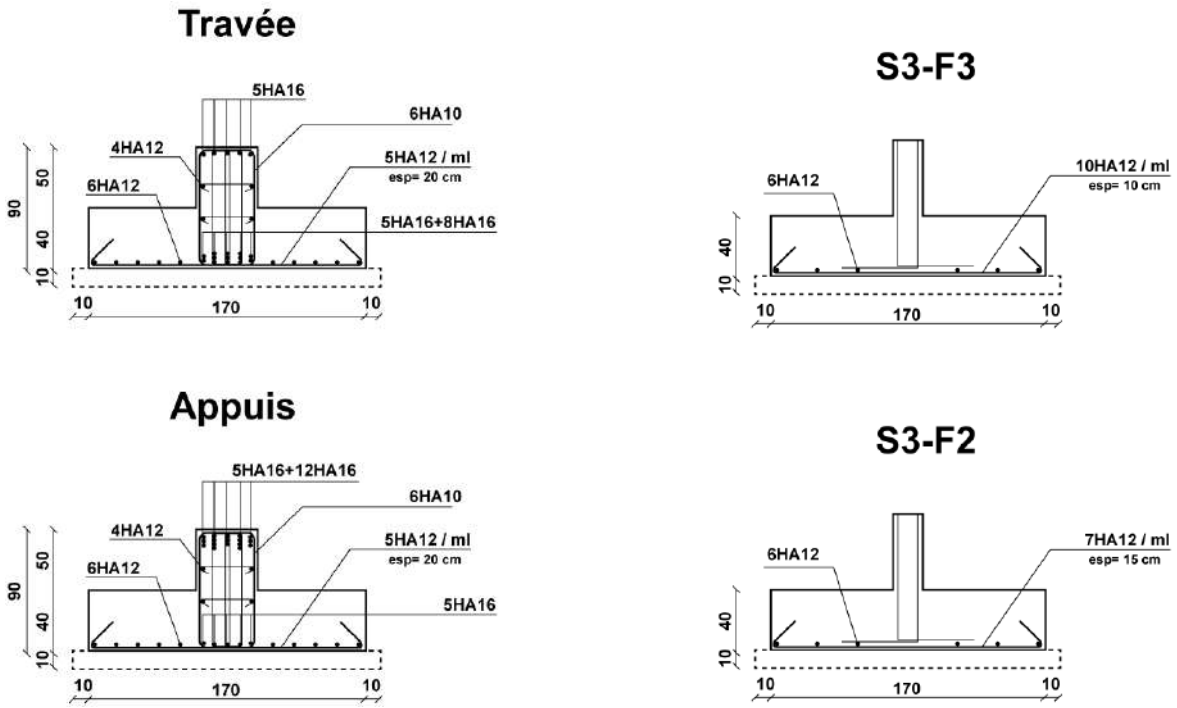


Figure VI.2: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

VI.4.3. Calcul de voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est : e ≥ 15 cm.

− Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

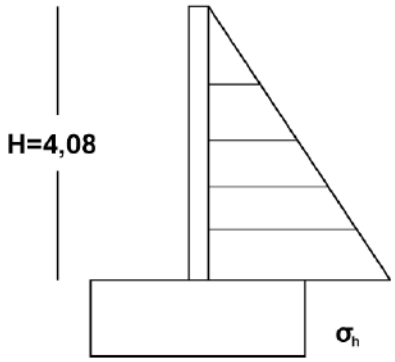


Figure VI.3: Schéma statique du voile périphérique.

VI.4.3.1. Calcul de la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \times \rho_h \times K_p \times H^2$$

Avec :

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$\rho_h = 17{,}6\ kN/m^3$, $H = 4{,}08\ m$, $\varphi = 20°$ $\Rightarrow$ $K_p = 0{,}49$

ρ_h : poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$P = \frac{1}{2} \times 17{,}6 \times 0{,}49 \times (4{,}08)^2 = 71{,}77 kN/m$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

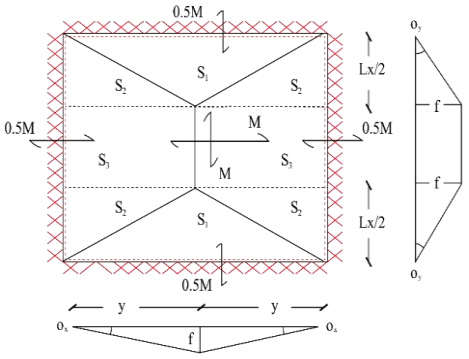


Figure VI.4 : Les lignes de rupture.

Tableau VI.16 : Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.

P(kN/m)	P_u(kN/m)	P_s(kN/m)	$M=0,585P_u$	$M_s=0,585\ P_s$
71,77	96,90	71,77	56,68	41,98

VI.4.3.2. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

Avec :

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = 0{,}5M \end{cases}$$

b=100cm, h=20 cm ; c=2,5cm σ_b=14,20MPa; σ_s==348 MPa ;la fissuration est préjudiciable**.**

Tableau VI.17 : La section d'armatures du voile périphérique.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Esp (cm)
Travée	56,68	0,130	0,930	10,00	2,00	10HA12=11,31	10
Appuis	28,34	0,065	0,966	4.81	2,00	6HA12=6,79	15

VI.4.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	41,98	8,21	15	oui	201,63	58,59	201,63	Oui
Appuis	20,99	4,01	15	oui	118,40	28,58	201,63	Oui

VI.4.3.4. Vérification au cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{74.62 \times 10^3}{(1000 \times 170)} = 0{,}439\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\ \text{MPa}$$ Condition vérifée.

VI.4.4. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 10$ (Zone III, S3)

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.4.4.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivants :

Tableau VI.19 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	1989,03	198,90	5,72	6HA12= 6,79	0,90	5,40	Vérifiée

VI.4.4.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha.A}$; $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6.} F_{tj}\right\}$. ... ... Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.20 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1449,49	144,95	6,79	213,48	201,63	Non

Les contraintes normales de traction sont justifiées insuffisante donc on doit augmenter la section des armateurs :

$$A_{adoptée} = 6HA14 = 9{,}24 cm^2 \Rightarrow \sigma_s = 156{,}87 \leq \overline{\sigma_s} = 201{,}63$$

VI.4.4.3. Calcul des armatures transversales

Tableau VI.21 : Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
14	4,66	8	2HA8=1,01	18	15

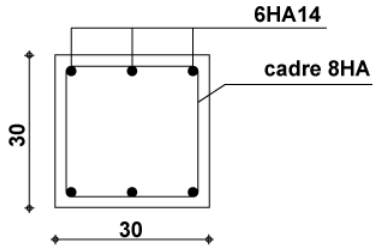


Figure VI.5 : Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0%).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,40 s et un nombre des modes élevé (131 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x35) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12, HA14 et HA16) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des section partiellement tendus presque pour tous les étages.

- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q \quad ; \quad \mu_l = 0{,}392$$

Pour les pouters et bandes de dalles

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho \frac{A}{b_0 . d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i . I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v . I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i . I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v . I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & SI \quad L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5 \text{ cm} & SI \quad L \geq 5 \text{ m} \end{cases}$$

ANNEXE B

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

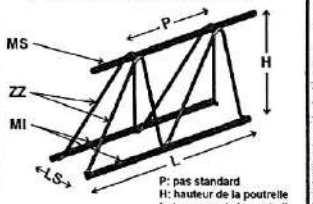


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE C

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq k \leq 0{,}85$).

ANNEXE D

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة القـــلـد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

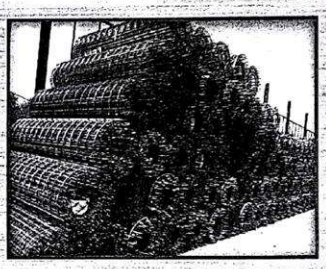
, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

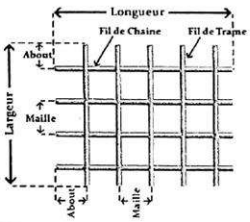
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

SCHEMA CARACTERISTIQUE



CARACTERISTIQUES MECANIQUES

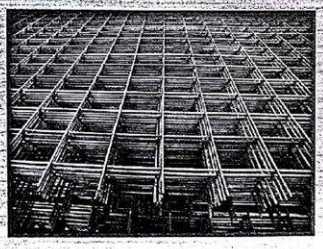
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE E

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

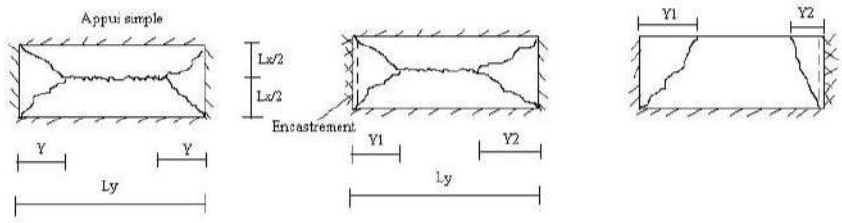
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

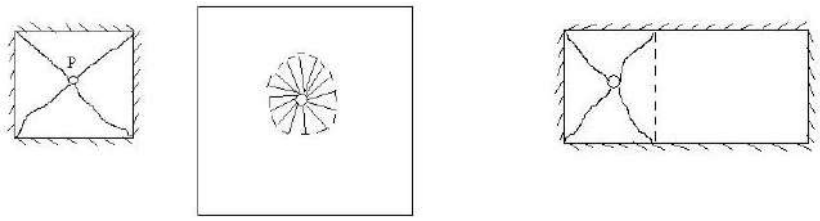
-Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE F

RECONNAISSANCE DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinages de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol:

-Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires

-Peu plastique

-Faible humidité

-Compacité moyenne

-Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

-Teneur en eau naturelle : $\mathbf{W}$ = 13,25%

-Limite de liquidité : $\mathbf{W_L}$ = 37%

- Limite de plasticité : $\mathbf{W_P}$ = 19%

-Indice de plasticité : $\mathbf{I_P}$ = 18%

-Pression de consolidation : $\mathbf{P_c} = 0{,}569$ bars

-Coefficient de compressibilité : $\mathbf{C_c} = 0{,}141$ bars

-Coefficient gonflement : $\mathbf{C_g} = 0{,}021$ bars

-Angle de frottement interne : $\boldsymbol{\varphi}$ = 20°

-Cohésion : $\mathbf{C_u}$ = 0,50 bars

-Poids volumique total humide : $\boldsymbol{\gamma_h}$ =17,6 kN/m^3

-La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur :

$\mathbf{R_{pmin}} = 40$ bars

-Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$\mathbf{Q_{adm}} = \frac{R_{pmin}}{25} = \frac{40}{25} = 1{,}6 \text{ bars}$$

-La contrainte admissible : $\boldsymbol{\sigma_{adm}} = 2{,}52$ bars