

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

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et Structures (M.S)



**Etude d'un bâtiment (R +10+Sous-sol+Entre sol) à
usage d'habitation, Commercial et Service**

Réalisé par :

M^{elle} .KHERDOUCHE Kahina

Mr. M'SILI Bouzid

Mr. BELAMRI Fatah

Promoteur:

Mr. OURABAH

Jury:

M^{elle} .MEZIANI

Mr. BOUROUBA

Promotion 2012-2013

Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr. Ourabah.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents.

A mes grands parents

Ames sœurs (Dalila, Nadira, Nora, Zira) et leurs époux

A mes frères (Hakim, Nassim, Salim, Malek)

A ma belle sœur Damia et tous mes neveux et mes nièces

A ma meilleure amie (Lahna)

A mes collègues (Fatah et Bouzid et leurs familles)

A tous ceux qui me sont chers.

K.Kahina

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents.

A ma grande mère

A mes sœurs

A mes cousines et mes tantes

A mes frères

A mes neveux

A mes collègues (Fatah et Kahina et leurs familles)

A tous ceux qui me sont chers.

M.Bouzid

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents.

A mes sœurs

A mes frères

A mes neveux et nièces

A ma très chère copine .

*A tous mes amis qui m'ont aidé surtout (Lyazid, Hafid, Safir, Dalil, Fatah,
Nassim, Zahra, Saad, Yacine, Fahim)*

A mes collègues (Bouzid et Kahina et leurs familles)

A tous ceux qui me sont chers.

B.Fatah

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.3. Caractéristique de la structure.....	2
I.4. Règlements et normes utilisés.....	3
I.5. Etats Limites.....	3
I.6. Actions et sollicitations.....	4
I.7. Caractéristiques des matériaux.....	6
I.8. Hypothèses de calcul.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	14
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	17
II.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	18
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	19
II.6. Pré dimensionnement des escaliers	19
II.7. Evaluation des charges et surcharges	23
II.8. Acrotère.....	27
II.9. La descente de charge.....	28

II.10. Conclusion.....	37
-------------------------------	-----------

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	38
III.2. Méthode de calculs des poutrelles.....	38
III.3. Etude des poutrelles.....	41
III.4. Etude de la dalle de compression	58
III.5. Etude des dalles pleines.....	59
III.6. Etude de l'acrotère.....	71
III.7. Etude de la dalle d'ascenseur.....	76
III.8. Etude des escaliers.....	84
III.9. Calcul des poutres chaînages.....	109
III.10. Conclusion.....	112

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	113
IV.2. Objectifs et exigences	113
IV.3. Méthode de calcul.....	113
IV.4. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	118
IV.5. Interprétations des résultats de l'analyse dynamique	119
IV.6. Conclusion.....	127

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	128
V.2. Etude des poteaux.....	128
V.3. Etude des poutres.....	141
V.4. Etude des voiles.....	151
V.5. Conclusion.....	157

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	158
VI.2. Choix de type des fondations	158
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	158
VI.4. Etude des fondations.....	158
VI.5. Etude de voile périphérique.....	173
VI.6. Conclusion	177

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Numéro	Titre de figure	page
I.1	<i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	07
I.2	<i>Diagramme des contraintes du béton</i>	08
I.3	<i>Diagramme des contraintes limite du béton</i>	09
I.4	<i>Diagramme contrainte déformation de l'acier</i>	11
I.5	<i>Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.</i>	13
II.1	<i>Coupe du plancher à corps creux</i>	14
II.2	<i>Disposition des poutrelles.</i>	15
II.3	<i>Schéma d'une poutrelle.</i>	16
II.4	<i>Hauteur libre d'étage.</i>	18
II.5	<i>Détail d'un escalier droit.</i>	20
II.6	<i>Dimension de l'acrotère.</i>	27
II.7	<i>Schéma de dégression des surcharges.</i>	29
II.8	<i>Vue en plan d'identification des poteaux de la descente da surcharge.</i>	29
II.9	<i>Surface afferante pour le poteau A1.</i>	30
II.10	<i>Surface afferante pour le Poteau A2.</i>	32
III.1	<i>Evaluation des efforts tranchants.</i>	40
III.2	<i>Schéma statique de la poutrelle.</i>	43
III.3	<i>Schéma de ferrailage des poutrelles des plancher.</i>	58
III.4	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression.</i>	58
III.5	<i>dalle sur 4 appuis.</i>	59
III.6	<i>schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.</i>	62
III.7	<i>dalle sur 4 appuis.</i>	62
III.8	<i>Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.</i>	64
III.9	<i>Dalle sur 3 appuis.</i>	65
III.10	<i>Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.</i>	67
III.11	<i>dalle sur 2 appuis.</i>	67
III.12	<i>Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.</i>	69
III.13	<i>Dalle en console.</i>	69
III.14	<i>Schéma de ferrailage de dalle en console.</i>	71
III.15	<i>Schéma statique de l'acrotère.</i>	71
III.16	<i>Schéma de ferrailage de l'acrotère.</i>	75
III.17	<i>Cage d'ascenseur.</i>	76
III.18	<i>L'ascenseur.</i>	79
III.19	<i>Schéma de ferrailage de dalle du local des machines.</i>	84
III.20	<i>Vue en plans de l'escalier du 1^{er} type (étages courants).</i>	84
III.21	<i>Schéma de la volée(1).</i>	85
III.22	<i>Schéma de ferrailage de l'escalier type1 (volée1 et 3)</i>	90
III.23	<i>Schémas de la volée 2.</i>	90
III.24	<i>Schéma statique du palier de repos.</i>	92
III.25	<i>Schéma de ferrailage de l'escalier type1 (volée2 et palier).</i>	94
III.26	<i>Charges revenantes à la poutre brisée</i>	95
III.27	<i>Section considérée dans le calcul à la torsion.</i>	98
III.28	<i>Schéma de ferrailage de la poutre brisée.</i>	99
III.29	<i>Schéma statique.</i>	100
III.30	<i>Vue en plan de l'escalier à 2 volées.</i>	100
III.31	<i>Chargement affecté à la 1^{ère} volée.</i>	100
III.32	<i>Section à ferrailée.</i>	101

Liste des figures

III.33	<i>Schéma de ferrailage de l'escalier type2 (volée1).</i>	103
III.34	<i>Chargement affecté à la poutre palière</i>	104
III.35	<i>Section creuse équivalente.</i>	106
III.36	<i>Schéma de ferrailage de la poutre palière</i>	108
III.37	<i>Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.</i>	112
IV.1	<i>Disposition des voiles.</i>	119
IV.2	<i>1^{er} mode de déformation (translation suivant x).</i>	120
IV.3	<i>2^{ème} mode de déformation (translation suivant y).</i>	121
IV.4	<i>3^{ème} mode de déformation (rotation suivant z).</i>	121
V.1	<i>La zone nodale</i>	129
V.2	<i>Section d'un poteau.</i>	137
V.3	<i>Schéma de la zone nodale.</i>	146
V.4	<i>Schéma de ferrailage du voile Vy2 (RDC + 1^{er} étage).</i>	157
VI.1	<i>Schéma d'une semelle isolée</i>	159
VI.2	<i>Schéma d'une semelle filante</i>	159
VI.3	<i>Schéma d'une dalle sur quatre appuis.</i>	164
VI.4	<i>Schémas du ferrailage du radier.</i>	167
VI.5	<i>Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.</i>	168
VI.6	<i>Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.</i>	169
VI.7	<i>Section de la nervure.</i>	170
VI.8	<i>Schémas du ferrailage des nervures.</i>	172
VI.9	<i>Répartition des contraintes sur le voile a l'ELU.</i>	173
VI.10	<i>Répartition des contraintes sur le voile a l'ELS.</i>	174
VI.11	<i>Le panneau le plus sollicité.</i>	174
VI.12	<i>Schéma du ferrailage voile périphérique</i>	176

Liste des tableaux

Numéro		page
I.1	<i>f_e en fonction du type d'acier.</i>	11
II.1	<i>Dimensionnement des escaliers du 1^{er} étage.</i>	21
II.2	<i>Dimensionnement des escaliers du 1^{er} étage (pour le service).</i>	21
II.3	<i>Dimensionnement des escaliers du RDC (pour le service).</i>	22
II.4	<i>Dimensionnement des escaliers du RDC.</i>	22
II.5	<i>Dimensionnement des escaliers de l'entresol.</i>	22
II.6	<i>Dimensionnement des escaliers du sous sol.</i>	22
II.7	<i>évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.</i>	23
II.8	<i>Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses).</i>	24
II.9	<i>évaluation des charges des volées étage courant.</i>	25
II.10	<i>évaluation des charges des paliers étage courant.</i>	25
II.11	<i>évaluation des charges des volées du 1^{er} étage.</i>	25
II.12	<i>évaluation des charges du palier de 1^{er} étage.</i>	26
II.13	<i>évaluation des charges des volées du RDC et de l'E/S.</i>	26
II.14	<i>évaluation des charges des paliers du RDC et de l'E/S.</i>	26
II.15	<i>évaluation des charges de la volée du S.sol.</i>	27
II.16	<i>Evaluation des poids propre des poteaux.</i>	30
II.17	<i>Evaluation des charges des plancher.</i>	30
II.18	<i>Descente de charge du premier poteau central.</i>	30
II.19	<i>Evaluation des charges des planchers.</i>	31
II.20	<i>Descente de charge du deuxième poteau central.</i>	31
II.21	<i>Résultats des vérifications à la compression simple.</i>	36
II.22	<i>Résultats des vérifications au flambement.</i>	36
II.23	<i>Vérification des critères du RPA pour les poteaux.</i>	37
III.1	<i>charges et surcharges sur les poutrelles.</i>	43
III.2	<i>Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.</i>	46
III.3	<i>Les sollicitations maximales des poutrelles.</i>	47
III.4	<i>Calcul des sections d'armatures des poutrelles.</i>	55
III.5	<i>Vérification au cisaillement.</i>	56
III.6	<i>Vérification des poutrelles à l'ELS.</i>	57
III.7	<i>Vérification des contraintes dans le béton.</i>	57
III.8	<i>Ferraillage de dalle sur 4 appuis.</i>	59
III.9	<i>ferraillage de la dalle sur 04 appuis.</i>	62
III.10	<i>les vérifications des contraintes dans le béton.</i>	63
III.11	<i>Ferraillage de dalle sur 3 appuis.</i>	65
III.12	<i>les vérifications des contraintes.</i>	66
III.13	<i>Ferraillage de dalle sur 2 appuis.</i>	67
III.14	<i>les vérifications des contraintes.</i>	68
III.15	<i>Ferraillage de dalle en console.</i>	69
III.16	<i>les vérifications des contraintes.</i>	70

Liste des tableaux

III.17	<i>Les sollicitations de calcul.</i>	72
III.18	<i>Ferraillage de la dalle de locale des machines.</i>	77
III.19	<i>Résultats de calcul des contraintes.</i>	79
III.20	<i>Ferraillage de la dalle de local des machines.</i>	81
III.21	<i>Résultats de calcul des contraintes.</i>	83
III.22	<i>Évaluation des charges.</i>	85
III.23	<i>sollicitation de l'escalier type 1 (volée 1).</i>	85
III.24	<i>Ferraillage d'escalier type 1 (volée 1).</i>	85
III.25	<i>Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type 1.</i>	87
III.26	<i>Évaluation des moments.</i>	88
III.27	<i>Ferraillage d'escalier type 1 (volée 2).</i>	91
III.28	<i>Ferraillage d'escalier type 1 (Palier de repos).</i>	93
III.29	<i>Armatures longitudinales dans la poutre brisée.</i>	97
III.30	<i>Ferraillage de la 1^{ère} et 2^{ème} volée.</i>	101
III.31	<i>Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type 2.</i>	102
III.32	<i>Armatures longitudinales dans la poutre palière.</i>	105
III.33	<i>Résumé des résultats de ferraillage.</i>	109
IV.1	<i>Valeurs des pénalités P_q.</i>	115
IV.2	<i>Mode de vibration et taux d participation des masses.</i>	120
IV.3	<i>les résultats d'interaction sous charges verticales.</i>	122
IV.4	<i>les résultats d'interaction sous charges horizontales.</i>	123
IV.5	<i>Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.</i>	124
IV.6	<i>Vérification de la résultante des forces sismique.</i>	124
IV.7	<i>Vérification des déplacements.</i>	125
IV.8	<i>Vérification des effets $P-\Delta$.</i>	126
V.1	<i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.</i>	129
V.2	<i>Sollicitations dans les poteaux rectangulaires.</i>	130
V.3	<i>Sollicitations dans les poteaux circulaires.</i>	131
V.4	<i>Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux rectangulaires.</i>	133
V.5	<i>Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires.</i>	133
V.6	<i>Les armatures transversales adoptées pour les poteaux rectangulaires.</i>	134
V.7	<i>Les armatures transversales adoptées pour les poteaux circulaires.</i>	134
V.8	<i>Justification de l'effort normal ultime pour les poteaux rectangulaires.</i>	136
V.9	<i>Justification de l'effort normal ultime pour les poteaux circulaire.</i>	136
V.10	<i>Vérification des contraintes dans le béton des poteaux rectangulaires.</i>	137
V.11	<i>Vérification des contraintes dans le béton des poteaux circulaires.</i>	138
V.12	<i>Vérification des contraintes tangentiels des poteaux rectangulaire.</i>	138
V.13	<i>Vérification des contraintes tangentiels des poteaux circulaire.</i>	139
V.14	<i>Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.</i>	139

Liste des tableaux

V.15	<i>ferraillage des poutres.</i>	142
V.16	<i>Calcul des espacements des barres.</i>	143
V.17	<i>Vérification des contraintes tangentielles.</i>	144
V.18	<i>Vérification des contraintes de compression.</i>	145
V.19	<i>Les moments résistants dans les poteaux.</i>	146
V.20	<i>Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.</i>	147
V.21	<i>ferraillage des voiles Vx1.</i>	153
V.22	<i>ferraillage des voiles Vx2.</i>	154
V.23	<i>ferraillage des voiles Vy1.</i>	155
V.24	<i>ferraillage des voiles Vy2.</i>	156
VI.1	<i>Tableau du ferraillage du radier.</i>	165
VI.2	<i>Vérification des contraintes.</i>	166
VI.3	<i>Vérification des contraintes nouvelles.</i>	166
VI.4	<i>Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.</i>	169
VI.5	<i>Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.</i>	169
VI.6	<i>Tableau du ferraillage des nervures.</i>	170
VI.7	<i>Vérification des contraintes.</i>	171
VI.8	<i>Redimensionnement du Ferraillage et vérification des nouvelles contraintes dans l'acier des nervures</i>	171
VI.9	<i>Tableau du ferraillage du voile périphérique</i>	175
VI.10	<i>Vérification des contraintes dans le voile périphérique.</i>	176

Symboles et notation

1-Majuscule latines

- A_t : Section d'armature maximale en travée (cm^2).
- A_a : Section d'armature maximale aux appuis (cm^2).
- A_{\min}^t : Section d'armature minimale en travée (cm^2).
- A_{\min}^a : Section d'armature minimale aux appuis (cm^2).
- B : Diamètre ou largeur de la semelle (m).
- B : La largeur du radier (m).
- C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).
- C_c : L'indice compression.
- C_g : L'indice de gonflement.
- D : La hauteur d'ancrage du bâtiment (m).
- D_e : Hauteur d'ancrage équivalent (m).
- E : Module de Young
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
- G_{\max} : Actions permanentes défavorables
- G_{\min} : Actions permanentes favorables
- H_c : la profondeur critique (m).
- I_f : Moment d'inertie factif de la section (m^4).
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m^4)
- k_1 : Coefficient réducteur de la résistance du béton.
- k_2 : Coefficient réducteur de la résistance du béton.
- L : La longueur du radier (m).
- S : Surface du bâtiment (m^2).
- S_r : Surface du radier (m^2).
- Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

2- Minuscules latines

- f : Coefficient de forme qui dépend de la forme de la semelle.
- f_e : Limite élastique d'un acier pour armature passive.
- f_{gv} : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes (m).
- f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (m).
- f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (m).
- f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges totales (m).
- h_c : Hauteur total du radier (m).
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
- q' : Contrainte effective moyenne appliquée au sol par la semelle (bars).
- q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
- q_{ce} : Résistance de pointe équivalente (bars).
- q_u : Résistance de rupture sous la pointe d'un élément de fondation profonde
- q_{cm} : Résistance moyenne de la pointe (bars).
- q_c : Résistance de pointe (bars).

3 – Minuscules grecques

- α : Coefficient dépendant de la nature de sol.
- λ_d : Coefficient de forme intervenant dans le calcul des tassements.
- λ_c : Coefficient de forme intervenant dans le calcul des tassements.
- ϕ_u : Angle de frottement interne (non drainé)
- σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).
- σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelles des règles BAEL (Mpa)
- τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
- Δf : Variation de flèche (m).

Introduction générale

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre les phénomènes de tremblement de terres qui est à l'origine de mouvement fort du sol.

Les mouvements sismique a pour effet d'induire dans la sol et les ouvrages des forces d'inertie importante est rapidement variable. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différent facteur tel que l'économie, esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement a fin d'assuré le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi les contraintes architecturales.

Le projet qu'on à choisit porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnelle (R+10 avec sous-sol et entresol), il regroupe a la fois commerce, service et logements d'habitation et il est contreventé par un système mixte (voile portique).

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

Le travail est partagé en six chapitres :

Premier chapitre : présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements.

Deuxième chapitre : pré dimensionnement des éléments du bâtiment.

Troisième chapitre : calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur.

Quatrième chapitre : l'étude dynamique qui est faite en utilisant le logiciel SAP2000 V14.

Cinquième chapitre : calcul du ferrailage des éléments structuraux.

Sixième chapitre : étude de l'infrastructure.

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre à l'étude des matériaux de construction à utiliser.

I.2. Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage mixte (habitation-services-commerce) faisant partie d'un ensemble promotionnel. Sa structure est en R+10+E/Sol+S/Sol, ayant une forme régulière et implantée dans la Ville D'AKBOU. Cette région est classée zone à moyenne sismicité (zone II.a) selon le (RPA99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

I.3 .Caractéristiques de la structure

I.3.1 .Caractéristiques géométrique

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Largeur en plan19.25m
- ✓ Longueur en plan..... 24.10m
- ✓ Hauteur du RDC4.59m
- ✓ Hauteur de l'entresol.....3.06m
- ✓ Hauteur du sous-sol..... 2.21m
- ✓ Hauteur 1^{er} étage3.40 m
- ✓ Hauteur d'étage courant.....3.06m
- ✓ Hauteur totale..... 38.59 m.

I.3.2 .Données du site

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003.
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S 3).
- ✓ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.00$ bars
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : D=1.50m.

I.3.3.Les planchers

Les planchers dans notre structure sont de type :

- ✓ dalle pleine au niveau de la cave
- ✓ dalle pleine à tous les étages au niveau d'ascenseur et de la cage d'escaliers
- ✓ plancher a corps creux à tous les niveaux

I.3.4. Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.3.5. Les maçonneries

- ✓ les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 cm séparées par une âme d'air de 5cm.
- ✓ les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

I.3.6. L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a un seul type d'acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.3.7. Choix du contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003).répondant aux conditions de l'article 4-b du RPA99, la structure sera assurée par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ✓ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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 qu'aux sollicitations résultantes de leurs interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les voiles doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges horizontales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ BAEL91/modifiées 99.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2
- ✓ DTR B.C.2.3.3

I.5. Etats Limites

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des actions (force, moment ou couples) qui agissent sur la structure ou l'un de ses éléments.

Les conditions sont : la stabilité, la résistance, la durabilité, les déformations (flèches) non nuisibles pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures et leur confort.

I.5.1. États limite ultimes (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue:

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement, pas de glissement).
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture par écrasement ou par allongement excessif).
- ✓ Etat limite de stabilité de forme (pas d'instabilité).

I.5.2. Etats limite de service (ELS)

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- ✓ Etat limite de compression du béton.
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité des ouvrages).
- ✓ Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.6. Actions et sollicitations

I.6.1 les actions

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

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.
- ✓ Des charges climatiques.

1. Valeurs caractéristiques des actions

- Les actions permanentes (G)

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

- ✓ Le poids propre de la structure.
- ✓ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.

- ✓ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ✓ Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q)**

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

- ✓ Les charges d'exploitations.
- ✓ Les charges climatiques (neige et vent).
- ✓ Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA)**

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

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes.
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

2. Valeurs de calcul des actions

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

a) Combinaison d'action à l'ELU

- **Situation durable ou transitoire**

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

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

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

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles**

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

b) Combinaison d'action à l'E L S

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul

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

✓ Situations durables : ELU: $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

✓ Situations accidentelles : $G + Q \mp E$

$0,8G \mp E$

$G + Q \mp 1,2E$ Pour les poteaux des portique autostable

I.6.2 Les sollicitations

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

I.7. Caractéristique des matériaux

I.7.1 Le béton

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

1. Composition du béton

On a proposée un béton d'ou un mètre cube, est composé de :

- 350 Kg de ciment (CPA 325).
- 400 l Sable ($0 < D_g < 5mm$).
- 800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5 < } D_g < 15mm). \\ \text{Gravier (15 < } D_g < 25mm). \end{array} \right.$
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

2. Résistance du béton

a) Résistance en compression f_{cj}

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

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

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

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

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

BAEL91 (Art A.2.1.11)

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

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

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

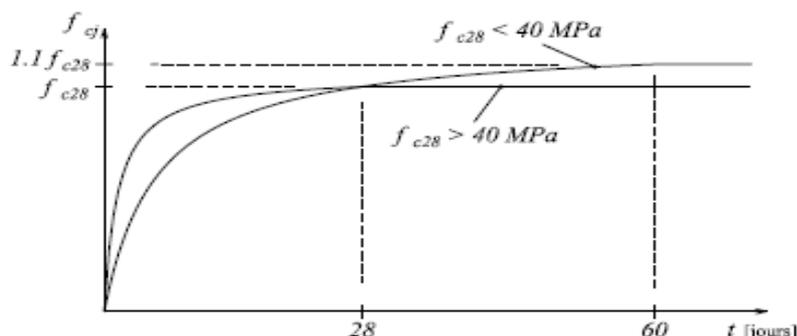


Fig I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25MPa .

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

b) Résistance à la traction f_{tj}

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

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

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} . \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.1.2)}$$

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

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

c) Contrainte limite

- **Etat limite ultime**

- ✓ **Contrainte ultime de compression**

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

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

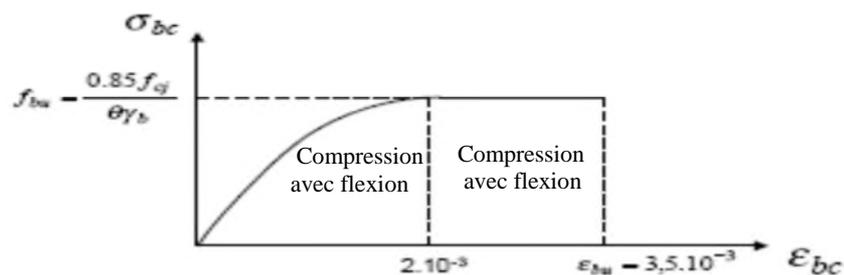


Fig I.2 : Diagramme des contraintes du béton

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

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

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

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa pour } : \gamma_b = 1,5$$

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

✓ Contrainte ultime de cisaillement

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

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

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

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

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

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

• Etat limite de service

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

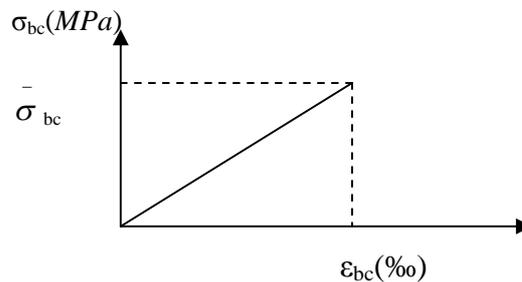


Fig I.3: Diagramme des contraintes limite du béton

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$ **CBA93** (Article A.4.5.2)

d) déformation longitudinale du béton

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

- **Le module de déformation longitudinale instantané**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c,j}} \text{ , } (f_{c,j} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

- **Le module de déformation longitudinale différé**

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

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

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

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

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Module déformation transversale**

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

Avec : E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

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

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

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

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d/d}{\Delta L/L}}{0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_l : déformation limite longitudinale.

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

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

I.7.2 L'acier

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

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

1. Résistance caractéristique de l'acier

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

Principales armatures utilisés

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

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

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

2. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant

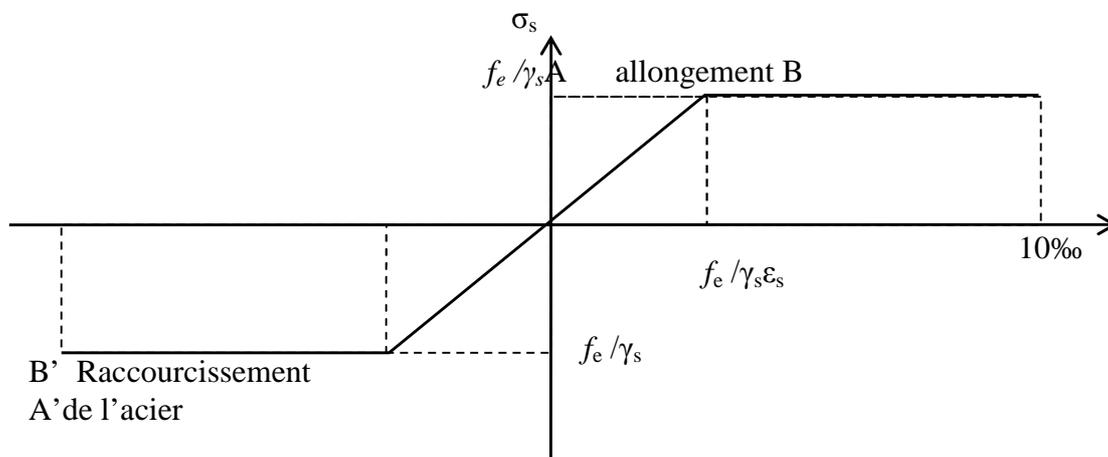


Fig I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

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

Avec :

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

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

• Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

BAEL91 (Article A.4.5.32)

✓ Fissuration peu préjudiciable.

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration.

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

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

I.8 Hypothèses de calcul

I.8.1 Calcul aux états limites de services

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

I.8.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

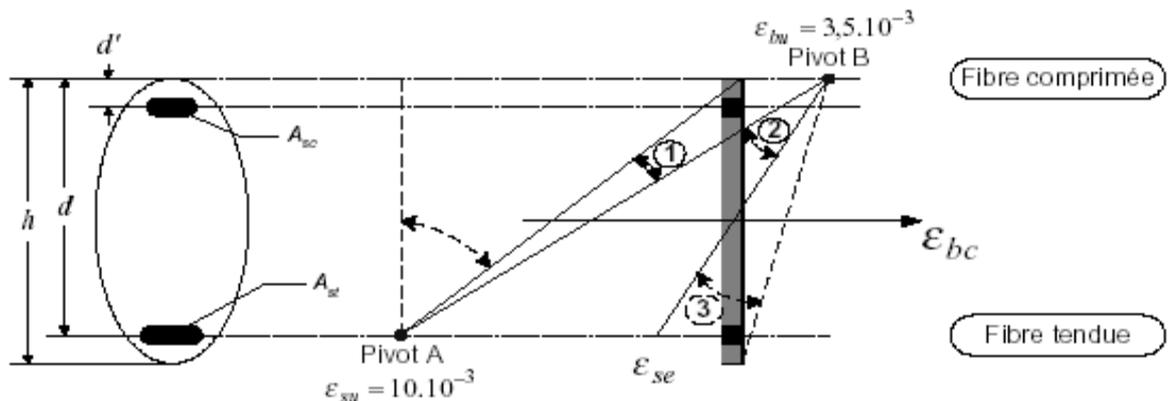


Fig I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

- A** : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.
- B** : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.
- C** : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{ij} = 3216.20 \text{ MPa}$.
- ✓ $f_c = 400 \text{ MPa}$.

II.1. Introduction

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : (RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93 et le DTR).

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Les planchers à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h \geq L_{\max} / 22.5 \quad \text{CBA93(Art B.6.8.4.2.4)}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$h \geq 390 / 22,5 = 17.33 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20 \text{ cm}$.

Avec :

$h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

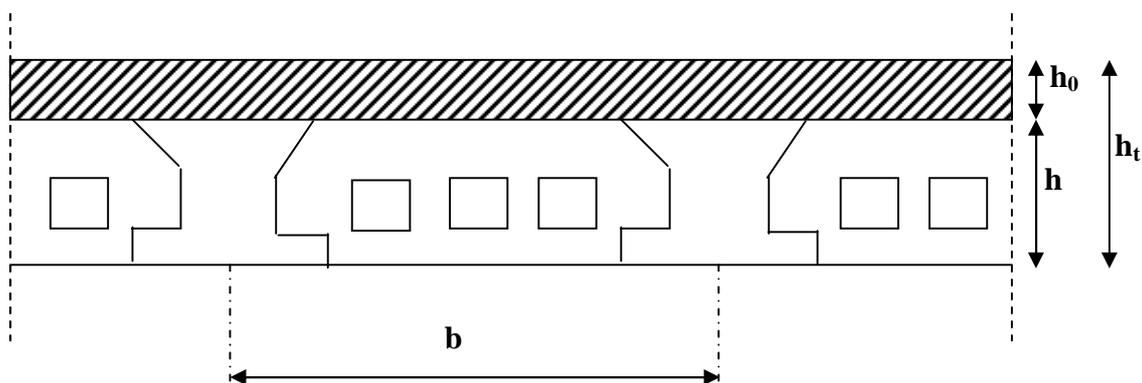


Fig. II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

1. Critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

2. Critère de continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères.

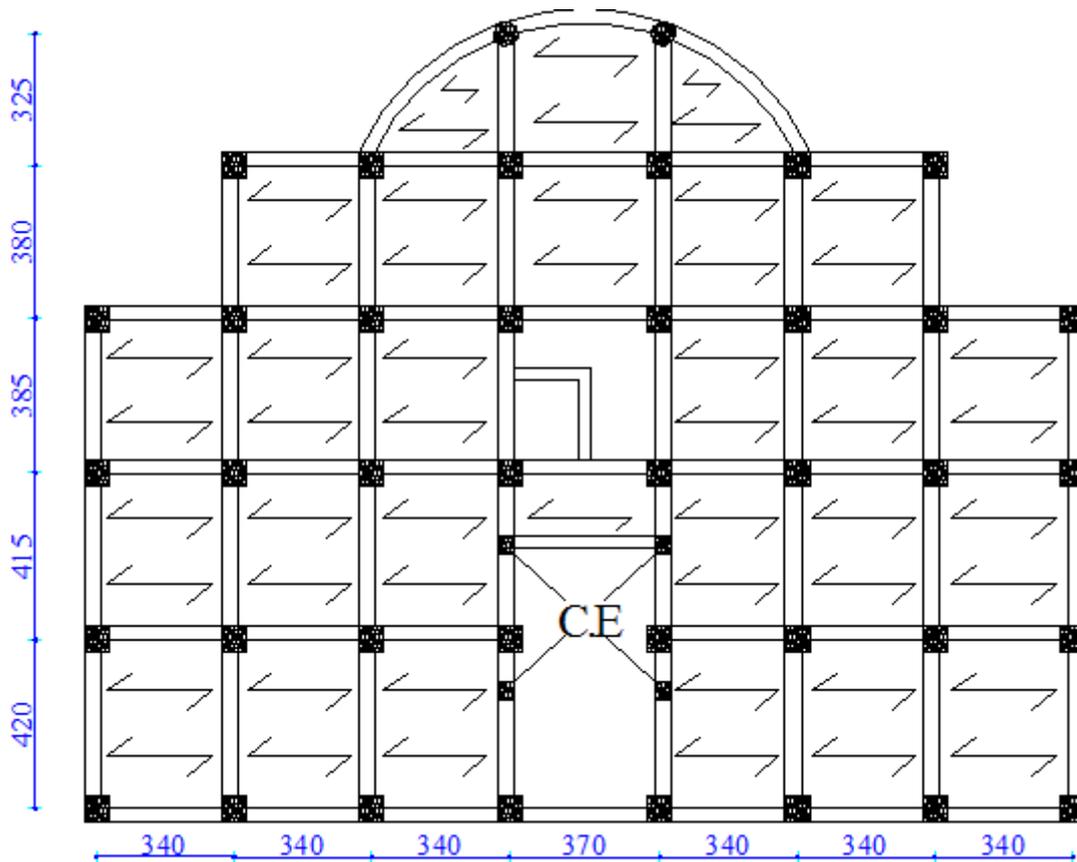


Fig II.2 : Disposition des poutrelles.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm.

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

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

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

CBA93 (article A.4.1.3)

$L_x = 65-10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires

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

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 310/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 31)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

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

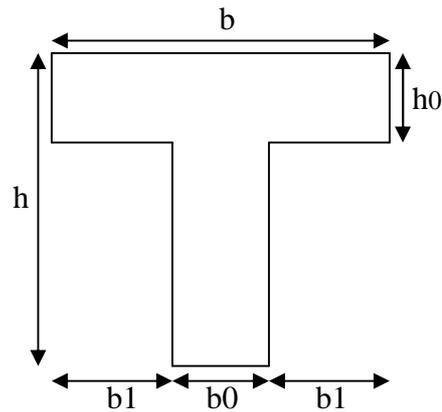


Fig.II.3 : Schéma d'une poutrelle.

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II.2.3. Les dalles pleines

• Critère de résistance (CBA 93)

$$L_x/35 \leq e \leq l_x/30 \quad \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq L_x/20 \quad \text{pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \quad \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis}$$

• Coupe feu (CBA 93)

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \text{pour une heure de coupe feu.}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe feu.}$$

1. Dalle sur 4 appuis

a) Type 1 (au niveau de la cage d'ascenseur)

$$L_x = 3.40 \text{ m} ; L_y = 3.50 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{340}{45} \leq e \leq \frac{340}{40}$$

$$\Rightarrow 7.55 \text{ cm} \leq e \leq 8.5 \text{ cm}$$

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$

b) Type 2

$$L_x = 3.40 \text{ m} ; L_y = 4.05 \text{ m} \text{ (plancher du S.Sol)}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{340}{45} \leq e \leq \frac{340}{40}$$

$$\Rightarrow 7.55 \text{ cm} \leq e \leq 8.5 \text{ cm}$$

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$

2. Dalle sur trois appuis

(Balcon du 2^{ème} au 10^{ème} étage)

$$L_x=1.40m ; L_y=3.10m$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$\Rightarrow 3.11cm \leq e \leq 3.5cm$$

On opte pour $e=12cm$

3. Dalle sur 2 appuis (3ème étage)

$$L_x=1.70m ; L_y=4.05m$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{170}{35} \leq e \leq \frac{170}{30}$$

$$\Rightarrow 4.86cm \leq e \leq 5.66cm$$

On opte pour $e=15cm$

4. Dalle sur un seul appui

(Balcon du 10^{ème} étage)

$$L_x=1.40m ; L_y=9.60m$$

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{140}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq 7cm$$

On opte pour $e=12cm$

II.3. Pré dimensionnement des poutres

II.3.1 Poutres principales

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $L/15 \leq h \leq L/10$

h : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{max} = 4.2 - 0.30 = 3.9m$)

D'ou:

$$L = 390cm. \Rightarrow 26cm \leq h_t \leq 39cm$$

On prend: $b=30cm ; h=35cm$

• **Vérifications selon RPA 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h_t \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Elles seront disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L: portée maximale entre nu d'appuis (L= 370-30=340 cm)

$$L=340\text{cm} \Rightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}.$$

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

• **Vérifications selon RPA 99**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right. \quad (\text{Article .7.5.1})$$

Après les vérifications on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires $b \times h = (30,30) \text{ cm}^2$

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton arme, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait a la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

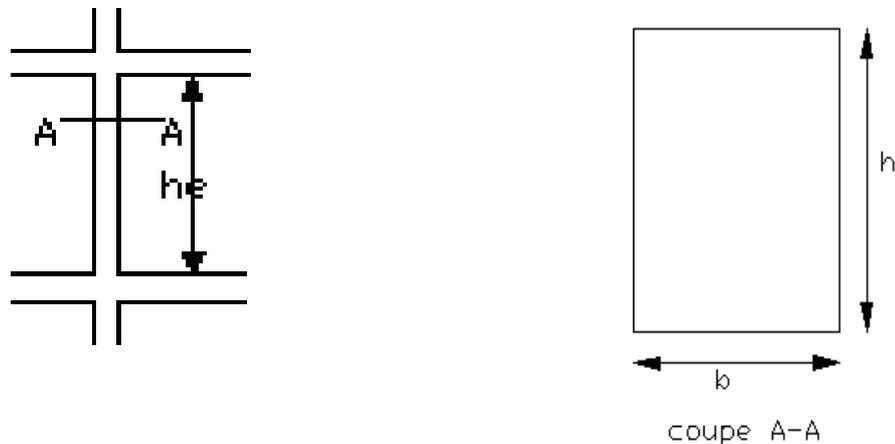


Fig II.4 : Hauteur libre d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \quad \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \\ D \geq 25\text{cm} \quad \text{pour un poteau circulaire.} \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

1. Sous-sol, entresol	(h, b)= (55,55,) cm^2	D= (55) cm
2. RDC, 1 ^{er} étage	(h, b)= (50,50) cm^2	D= (50) cm
3. 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(h, b) = (45, 45) cm^2	D= (45) cm
4. 5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	(h, b) = (40, 40) cm^2	
5. 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	(h, b) = (35,35) cm^2	

II.5. Pré dimensionnement des voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du **RPA (article 7.7.1)** suivantes :

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

$e \geq \max [h_e / 22, 15cm].$

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage. On a

1. $h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86m$ (pour étage courant et l'entre sol).
2. $h_e = 3.40 - 0.20 = 3.20m$ (pour 1^{er} étage).
3. $h_e = 4,59 - 0.20 = 4.39m$ (pour RDC).
4. $h_e = 2.21 - 0.15 = 2.06m$ (pour sous sol).

On a:

1. $e \geq 286/22 = 13.00cm$
2. $e \geq 320/22 = 14.54cm$
3. $e \geq 206/22 = 9.36 cm$
4. $e \geq 439/22 = 19.95cm$

On adopte pour le RDC, l'entre sol et le sous sol une épaisseur de $e = 20cm$ et pour tous les autres étages une épaisseur de $e = 15cm$

II.6. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, les différents éléments constituant un escalier sont :

- ✓ La marche est la partie horizontale, là où l'on marche.
- ✓ La contremarche est la partie verticale, contre la marche
- ✓ L'emmarchement est la longueur utile de chaque marche.
- ✓ Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- ✓ La paillasse supporte les marches et contremarches.

α est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

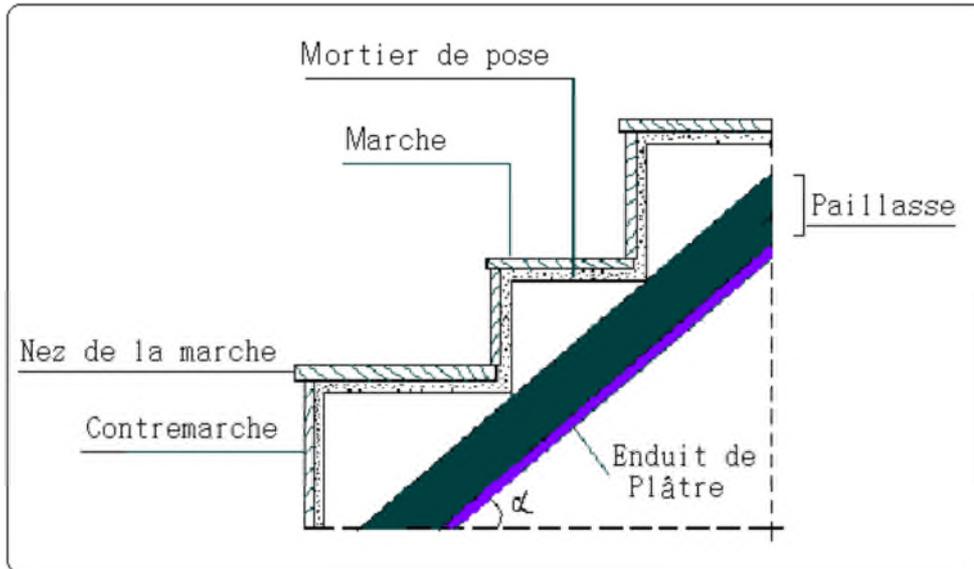


Fig II.5 : Détail d'un escalier droit.

II.6.1. Différents types d'escaliers

On distingue dans notre projet quatre types d'escaliers :

1. Type 1

Escalier droit à trois volées au niveau de la cage de l'ascenseur, avec les mêmes dimensions dans tous les étages courants, et l'étage 1 avec les dimensions qui change dans ce dernier, ainsi que d'autres escaliers qui se trouvent au niveau de l'entre sol et le RDC pour le service avec de différentes dimensions

2. Type 2

Escalier droit à deux volées au niveau de l'ascenseur, se trouvant au RDC

3. Type 3

Escalier droit à deux volées au niveau de l'ascenseur, se trouvant à l'entre sol

4. Type 4

Escalier droit à deux volées, se trouvant au niveau du sous sol.

II.6.2. Dimensionnement

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant ; pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m \quad \text{avec} \quad 60 \leq m \leq 65\text{cm} \quad (1)$$

Avec :

$$h = H/n$$

$$g = L/(n-1) \quad n : \text{est le nombre de marches sur la volée}$$

1. Type 1

a) étages courants

Les trois volées sont différentes

Les deux volées 1 et 3 sont identiques

$$\begin{cases} H = 1.19m \\ L = 1.62m \\ n=7 \end{cases} \quad \begin{cases} h=H/n=119/7=17cm \\ g=L/(n-1)=162/6=27cm \\ \alpha=tg^{-1}(H/L) =36.29^\circ \end{cases}$$

2h +g= 61cm 60cm≤61≤65cm..... Vérifiée

La longueur développée est : $l = Lv+Lp = 162+155 = 317cm$

Épaisseur de la paillasse : l'épaisseur de la paillasse est donnée par les deux conditions :

$l/30 \leq e \leq l/20$

$10.56 cm \leq e \leq 15.8 cm$
 $e \geq 11cm$ (2 heures de coupe feu)
 Soit : $e = 14cm$

La volée 3

$$\begin{cases} H = 0.68m \\ L = 0.81m \\ n=4 \end{cases} \quad \begin{cases} h=H/n=68/4=17cm \\ g=L/(n-1)=81/3=27cm \\ \alpha=tg^{-1}(H/L)=40.01^\circ \end{cases}$$

2h +g= 61cm 60cm≤61≤65cm..... Vérifiée

La longueur développée est : $l = Lv+Lp = 81+159 = 240 cm$

Épaisseur de la paillasse : l'épaisseur de la paillasse est donnée par les deux conditions :

$l/30 \leq e \leq l/20$
 $8 cm \leq e \leq 12 cm$
 $e \geq 11cm$ (2 heures de coupe feu)
 Soit : $e = 14 cm$

b) 1^{er} étage

Tableau II.1 : Dimensionnement des escaliers du 1^{er} étage.

	H (m)	L(m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
Volée 1 et 3	1.36	1.89	8	17	27	35.73	14
Volée 2	0.68	0.81	4	17	27	40.01	14

2h +g= 61cm 60cm≤61≤65cm Vérifiée

c) 1^{er} étage (Accès pour le service)

Tableau II.2 : Dimensionnement des escaliers du 1^{er} étage (pour le service).

	H (m)	L(m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
Volée 1 et 3	1.53	2.24	9	17	28	34.33	15
Volée 2	0.34	0.30	2	17	30	48.57	15

$2h + g = 64\text{cm}$ $60\text{cm} \leq 64 \leq 65\text{cm}$ Vérifiée

d) RDC (Accès pour le service)

Tableau II.3 : Dimensionnement des escaliers du RDC (pour le service).

	H (m)	L(m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
Volée 1	2.55	3.92	15	17	28	33.04	20
Volée 2	0.51	0.56	3	17	28	42.32	20
Volée 3	1.53	2.24	9	17	28	34.33	20

$2h + g = 62\text{cm}$ $60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm}$ Vérifiée

2. Type 2 (RDC)

Tableau II.4 : Dimensionnement des escaliers du RDC.

	H (m)	L(m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
Volée 1	2.38	3.51	14	17	27	34.13	20
Volée 2	2.21	3.24	13	17	27	34.29	20

$2h + g = 61\text{cm}$ $60\text{cm} \leq 61 \leq 65\text{cm}$ Vérifiée

3. Type 3 (entresol)

Tableau II.5 : Dimensionnement des escaliers de l'entresol.

	H (m)	L(m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
Volée 1	0.68	0.81	14	17	27	40.01	20
Volée 2	2.38	3.51	14	17	27	34.14	20

$2h + g = 61\text{cm}$ $60\text{cm} \leq 61 \leq 65\text{cm}$ Vérifiée

4. Type 4 (sous sol)

Tableau II.6 : Dimensionnement des escaliers du sous sol.

	H (m)	L(m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
Volée 1	0.51	0.54	3	17	27	43.36	14
Volée 2	1.02	1.35	6	17	27	337.07	14

$2h + g = 61\text{cm}$ $60\text{cm} \leq 61 \leq 65\text{cm}$ Vérifiée

Partie BCD

$B=90/4=22.5^\circ \rightarrow x=1.4 \tan \beta=0.58m \rightarrow y=1.40-0.58=0.82m$

Soit 3 marches avec $h=17cm$ et $e=14cm$

II.7. Evaluation des charges et surcharges

II.7.1. Tableau récapitulatif

1. Planchers

Tableau II.7 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

Plancher	réfèrent	désignation	Poids Volumique (Kn/m^3)	Epaisseurs (m)	Poids G (Kn/m^2)	Surcharges Q (Kn/m^2)
Terrasse inaccessible (corps creux)	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.075	1.65	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total					5.89	
Terrasse accessible	1	Carrelage	22	0.20	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.40	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.20	0.36	
	4	Forme de pente	22	0.075	1.65	
	5	Plancher	/	/	2.85	
	6	Enduit en plâtre	10	0.20	0.2	
Total					5.90	
Plancher Courant a usage d'habitation, bureau et commercial	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	2.5 pour le plancher de bureau et 5 pour étage commercial
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	6	Cloison de Distribution	10	0.1	1.0	
Total					5.25	

Dalle pleine cave, et au niveau de l'ascenseur.	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	5 pour le plancher de stockage (S.sol)
	2	Mortier de Pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	6	Cloison de Distribution	10	0.1	1.0	
Total					6.15	
Dalle pleine balcon.	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total					4.40	

Avec : G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

2. Les murs extérieurs

Tableau II.8 : Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses).

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (Kn/m ²)
Enduit en plâtre	1.5	0,15
Briques creuses	15	1,35
Briques creuses	10	0.90
Enduit de ciment	1.5	0,27
\sum (KN/m ²)	/	2.67

$$G = 2,67 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

3. Escaliers

a) Volée étage courant

Tableau II.9 : évaluation des charges des volées étage courant.

Désignation des éléments	e (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marches	8.5	22	2.125
Paillasse	14/ cos α	25	4.342
Enduit de ciment	2/cos α	14	0.34
Garde de corps	/	/	0.42
\sum (Kn/m ²)	/	/	8.427

b) Palier étage courant

Tableau II.10 : évaluation des charges des paliers étage courant.

Désignation des éléments	e (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Poids de la dalle	14	25	3.50
Enduit en ciment	2	14	0.28
\sum (Kn/m ²)	/	/	4.98

$G_{paillasse} = 8.427 \text{ Kn/m}^2$; $G_{palier} = 4.98 \text{ Kn/m}^2$.

c) Volée 1^{er} étage

Tableau II.11 : évaluation des charges des volées du 1^{er} étage.

Désignation des éléments	e (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marches	8.5	22	2.125
Paillasse	16/ cos α	25	4.726
Enduit de ciment	2/cos α	14	0.34
Garde de corps	10	/	0.42
\sum (Kn/m ²)	/	/	8.811

d) Palier 1^{er} étage

Tableau II.12 : évaluation des charges du palier de 1^{er} étage.

Désignation des éléments	e (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Poids de la dalle	16	25	4.00
Enduit en ciment	2	14	0.28
\sum (Kn/m ²)	/	/	5.48

$G_{\text{paillasse}} = 8.811 \text{ Kn/m}^2$; $G_{\text{palier}} = 5.20 \text{ Kn/m}^2$.

e) Volée RDC et E/S

Tableau II.13 : évaluation des charges des volées du RDC et de l'E/S.

Désignation des éléments	e (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marches	8.5	22	2.125
Paillasse	20/ cos α	25	6.04
Enduit de ciment	2/cos α	14	0.34
Garde de corps	10	/	0.42
\sum (Kn/m ²)	/	/	10.125

f) Palier RDC et E/S

Tableau II.14 : évaluation des charges des paliers du RDC et de l'E/S.

Désignation des éléments	e (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Poids de la dalle	20	25	5.00
Enduit en ciment	2	14	0.28
\sum (Kn/m ²)	/	/	6.20

$G_{\text{paillasse}} = 10.125 \text{ Kn/m}^2$; $G_{\text{palier}} = 6.20 \text{ Kn/m}^2$.

g) Volée du sous sol

Tableau II.15 : évaluation des charges de la volée du S.sol.

Désignation des éléments	e (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marches	8.5	22	2.125
Pailleasse	14/ cos α	25	6.04
Enduit de ciment	2/cos α	14	0.34
Garde de corps	10	/	0.42
Σ (Kn/m ²)	/	/	8.895

$$G_{\text{pailleasse}} = 8.895 \text{ Kn/m}^2.$$

II.8. Acrotère

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

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale dans notre projet on a un type d'acrotères c'est le suivant :

$$S = (0.9 \times 0.1) + (0.05 \times 0.15) + (0.1 \times 0.05) + (0.05 \times 0.05) / 2$$

$$S = 0.103 \text{ m}^2$$

II.8.1. Charge Permanente**1. Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.103 \times 1$$

$$G = 2.593 \text{ Kn/ml}$$

2. Enduit de ciment

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

II.8.2. La Surcharge d'exploitation

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

II.9. La descente de charge

✓ **La loi de dégression des charges d'exploitation**

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

La loi de dégression :

Soit : Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

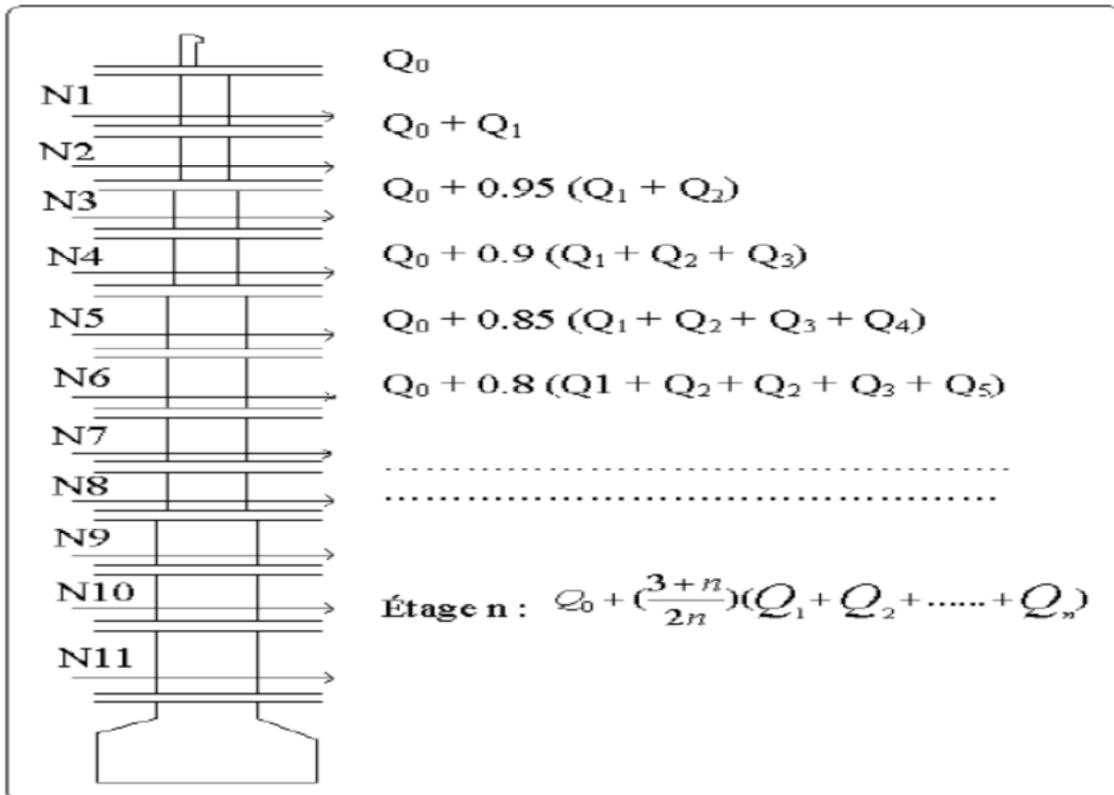


Fig II.7 : Schéma de dégression des surcharges.

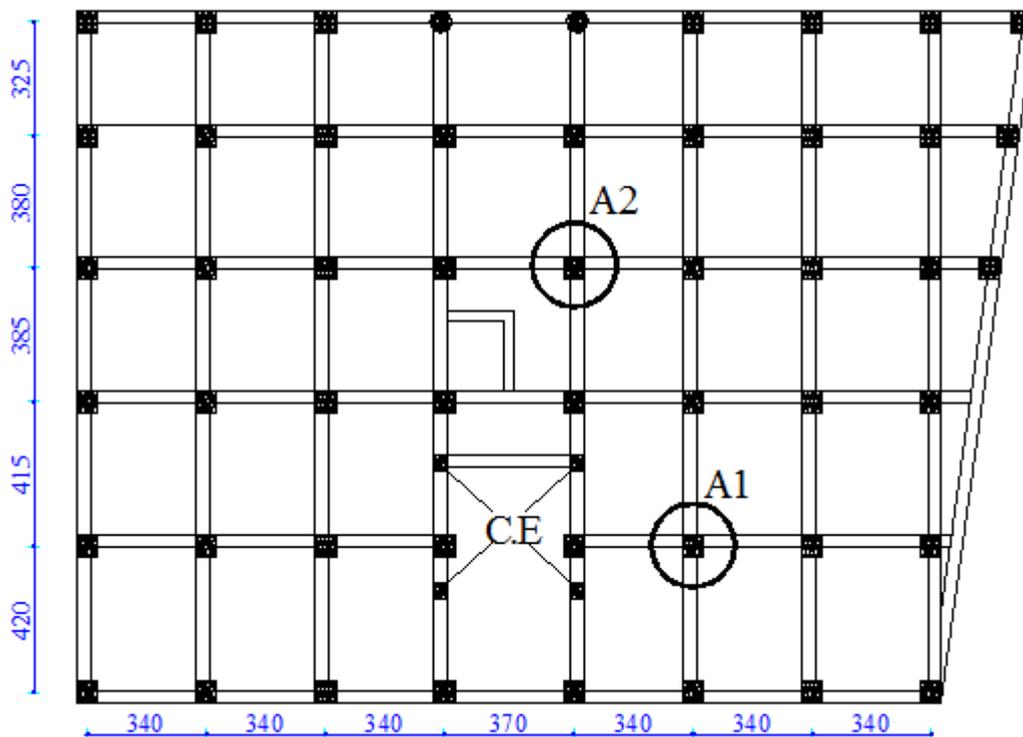


Fig II.8 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.

✓ Poids propre des poteaux

Tableau II.16 : Evaluation des poids propre des poteaux.

étages	S.Sol	E/sol	RDC	1 ^{er}	2, 3et 4 ^{ème}	5, 6et 7 ^{ème}	8,9 et10 ^{ème}
S (cm ²)	(55x55)	(55x55)	(50x50)	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)
P(Kn)	16.71	23.14	28.68	21.25	15.49	12.24	7.37

II.9.1. Poteau A1

1. Poids des poutres

Les poutres principales (30x35)

$$PP = 0.3 \times 0.35 \times 4.275 \times 25 = 11.221 \text{ Kn}$$

Les poutres secondaires (0.3x0.3)

$$PS = 0.3 \times 0.3 \times 3.4 \times 25 = 7.65 \text{ Kn}$$

Poids total des poutres est de 18.871 Kn

2. Surfaces afférentes

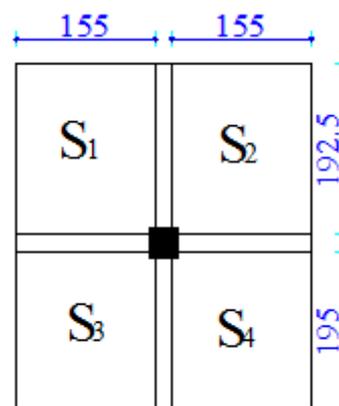
$$S1 = (1.55 \times 1.925) = 2.994 \text{ m}^2$$

$$S2 = (1.55 \times 1.925) = 2.994 \text{ m}^2$$

$$S3 = (1.55 \times 1.95) = 3.11 \text{ m}^2$$

$$S4 = (1.55 \times 1.95) = 3.11 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 12.208 \text{ m}^2$$



FigII.9: Surface afférente pour A1.

3. Poids des planchers

Tableau II.17 : Evaluation des charges des plancher.

Planchers	Terrasse	Etage courants	Etage service	Etage commercial	Etage stockage
G(Kn)	71.90	64.09	64.09	64.09	75.08
Q(Kn)	1	1.5	2.5	5	5

4. Descente de la charge du Poteau A₁

Tableau II.18 : Descente de charge du premier poteau central.

Niveau	Désignation	G (Kn)	Q (Kn)
N13	Plancher T- inaccessible Poutres P+S Poteaux (35x35)	71.90	12.208
		18.871	/
		9.35 } X	/
N12	Venant de N13 Planchers étages courants X	100.121	30.52
		64.09	
		28.22 } Y	

N11	Venant de N12 Y	192.432 92.311	47.00
N10	Venant de N11 Plancher étage courant Poutres P+S Poteaux (40x40)	284.743 64.09 18.871 12.24	} S 61.65
N9	Venant de N10 S	379.944 95.201	
N8	Venant de N9 S	475.145 95.201	85.456
N7	Venant de N8 Plancher étage courant Poutres P+S Poteaux (45x45)	570.346 64.090 18.871 15.49	} S' 94.612
N6	Venant de N7 S'	668.797 98.451	
N5	Venant de N6 S'	767.248 98.451	112.924
N4	Venant de N5 Plancher étage courant Poutres P+S Poteaux (50x50)	865.699 64.090 18.871 21.250	122.08
N3	Venant de N4 Plancher étage service Poutres P+S Poteaux (50x50)	969.910 64.090 18.871 28.680	139.171
N2	Venant de N3 Plancher RDC Poutres P+S Poteaux (55x55)	1081.551 64.090 18.871 23.141	175.306
N1	Venant de N2 Plancher E/S Poutres P+S Poteaux (55x55)	1187.653 75.08 18.871 16.713	210.588
Total		1298.317	210.588

$$Nu=1.35G+1.5Q=2068.61Kn$$

II.9.2. Poteau A2

1. Poids des poutres

Les poutres principales (30×35)

$$PP = 0.3 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.631 Kn$$

Les poutres secondaires (30×30)

$$PS = 0.3 \times 0.3 \times 3.55 \times 25 = 7.987 Kn$$

Poids total des poutres est de 18.618 Kn

2. Surface afferente

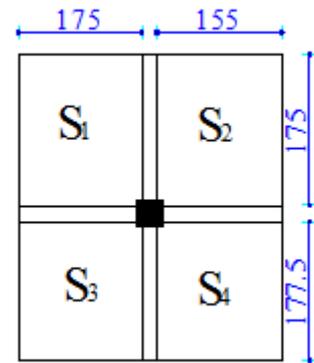
$$S1 = (1.75 \times 1.75) = 2.975 m^2$$

$$S2 = (1.75 \times 1.55) = 2.55 m^2$$

$$S3 = (1.75 \times 1.775) = 3.10 m^2$$

$$S4 = (1.55 \times 1.775) = 2.75 m^2$$

$$S_{aff} = 8.4 m^2 (CC)$$



FigII.10: Surface afferente pour A2.

3. Poids des planchers

Tableau II.19 : Evaluation des charges des planchers.

Planchers	Terrasse1	Terrasse2	Etage courants	Etage service	Etage commercial	Etage stockage
G (Kn)	17.52	67.772	62.39	62.39	62.39	69.95
Q (Kn)	1	1	1.5	2.5	5	5

4. Descente de la charge du Poteau A2

Tableau II.20 : Descente de charge du deuxième poteau central.

Niveau	Désignation	G (Kn)	Q (Kn)
N14	Plancher T- inaccessible1 Poutres P+S Poteaux (35x35)	17.522 9.15 9.35	2.975
N13	Venant de N14 Plancher T- inaccessible2 Poutres P+S Poteaux (35x35)	36.022 67.772 18.618 9.35	22.75
N12	Venant de N13 Plancher étage courant X	131.762 62.396 27.986	38.390
N11	Venant de N12 Plancher étage courant X	222.144 62.396 27.986	52.325

N10	Venant de N11 Plancher étage courant Poutres P+S Poteaux (40x40)	312.526 62.396 18.618 12.24 } Y	64.553
N9	Venant de N10 Y	405.78 93.254	75.075
N8	Venant de N9 Y	499.034 93.254	92.421
N7	Venant de N8 Plancher étage courant Poutres P+S Poteaux (45x45)	592.288 62.396 18.618 15.49 } S	100.66
N6	Venant de N7 S	688.792 96.504	109.086
N5	Venant de N6 S	785.296 96.504	117.50
N4	Venant de N5 Plancher étage service Poutres P+S Poteaux (50x50)	881.8 62.396 18.618 21.25	125.97
N3	Venant de N4 Plancher RDC Poutres P+S Poteaux (50x50)	984.064 62.396 18.618 28.68	141.61
N2	Venant de N3 Plancher E/S Poutres P+S Poteaux (55x55)	1093.758 62.396 18.618 23.14	174.89
N1	Venant de N2 Plancher S-S Poutres P+S Poteaux (55x55)	1197.912 69.956 18.618 16.713	207.36
TOTAL		1303.199	207.36

$$Nu=1.35G+1.5Q=2070.368Kn$$

II.9.3. Les vérifications nécessaires

1. Poteau du sous sol

a) L'effort normal ultime

On a : $N_u = 2070.368 \text{ Kn}$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% .

tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc $N_u = 1.1 \times 2070.368 \text{ KN} = 2277.404 \text{ Kn}$

b) Vérification a la compression simple

$$\frac{N}{B} \leq \frac{\sigma_{bc}}{\gamma_b} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2277.404}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.151 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

c) Vérification au flambement (Critère de la stabilité de forme)

D'après le CBA93 (article B.8.2.1) on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

A_s : section d'armature.

B_r : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

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

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 2.21 = 1.54 \text{ m.}$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times (0.55^3)}{12} = 0.0076 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0076}{0.3025}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.54}{0.158} = 9.746 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{9.746}{35} \right)^2} = 0.837$$

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq \frac{2277.404 \times 10^{-3}}{0.837 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.123 \text{ m}^2$$

Nous avons :

$$B_r = (55-2) \times (55-2) \times 10^{-4} = 0.280 \text{ m}^2$$

0.280 > 0.123.....donc le poteau ne risque pas de flamber

d) Vérification des conditions du RPA 99/version 2003

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

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

2. Les autres poteaux

a) Vérification a la compression simple

Tableau II.21 : Résultats des vérifications à la compression simple.

Poteau	S.S et E/S	RDC et Etage 1	Etages 2,3 et 4	Etage 5,6 et 7	Etage 8,9 et 10
Nu(Kn)	2277.404	1857.88	1311.135	1032.042	550.437
B _{cal} (m ²)	0.151	0.123	0.087	0.068	0.036
B _{adop} (m ²)	0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225

b) Vérification au flambement

Tableau II.22 : Résultats des vérifications au flambement.

poteau	S.S	E/S	RDC	Etage 1	Etage 2,3 et4	Etage 5,6 et7	Etage 8,9et10
Nu(Kn)	2277.40	2067.64	1857.88	1669.18	1311.13	1032.04	550.43
B _{adop} (m ²)	0.3025	0.3025	0.25	0.2500	0.2025	0.1600	0.1225
l ₀ (m)	2.21	3.06	4.59	3.40	3.06	3.06	3.06
l _f (m)	1.547	2.142	3.213	2.358	2.142	2.142	2.142
I.10 ⁻³ (m ⁴)	7.625	7.625	5.208	5.208	3.417	2.133	1.25
i (m)	0.158	0.158	0.144	0.144	0.129	0.115	0.101
Λ	9.791	13.550	22.312	16.375	16.604	18.55	21.207
A	0.837	0.825	0.786	0.814	0.813	0.804	0.791
B _{r cal} (m ²)	0.123	0.113	0.107	0.093	0.073	0.058	0.031
B _{r adop} (m ²)	0.280	0.280	0.230	0.230	0.184	0.144	0.108

c) Vérification des critères du RPA99 Version 2003

D'après les règlements d RPA99 version 2003

1- Min (b₁, h₁) ≥ 30 cm

2- Min (b₁, h₁) ≥ h_e/20

3- 1/4 ≤ b₁/ h₁ ≤ 4 avec h_e la hauteur libre d'étage

Sous sol=2.06m

E/S=2.86m

RDC=4.39m

1^{er} étage =3.20m

Etage courant=2.86m

d) Les sections des différents poteaux

Tableau II.23 : Vérification des critères du RPA pour les poteaux.

Niveaux	Section ($b_1 \times h_1$)	Condition n°			
		1	2	3	observation
Sous sol	55x55	$55 > 30$	$55 > 10.3$	$0.25 < 1 < 4$	Vérifiée
E/S	55x55	$55 > 30$	$55 > 14.3$	$0.25 < 1 < 4$	Vérifiée
RDC	50x50	$50 > 30$	$50 > 21.9$	$0.25 < 1 < 4$	Vérifiée
Etage 1	50x50	$50 > 30$	$50 > 16$	$0.25 < 1 < 4$	Vérifiée
Etage 2,3 et 4	45x45	$45 > 30$	$45 > 14.3$	$0.25 < 1 < 4$	Vérifiée
Etage 5,6 et 7	40x40	$40 > 30$	$40 > 14.3$	$0.25 < 1 < 4$	Vérifiée
Etage 8,9 et 10	35x35	$35 > 30$	$35 > 14.3$	$0.25 < 1 < 4$	Vérifiée

II.10. Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, on a opté pour les sections suivantes :

Les poutres

-Principales : 30×35 (cm^2)

-Secondaires : 30×30 (cm^2)

Les poteaux

-Sous sol, Entresol : 55×55 (cm^2)

-RDC, étage 1 : 50×50 (cm^2)

-Etage 2,3 et 4 : 45×45 (cm^2)

-Etage 5,6 et 7 : 40×40 (cm^2)

-Etage 8,9 et 10 : 35×35 (cm^2).

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse seulement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003....).

III.2. Méthodes de calculs des poutrelles

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

III.2.1. Méthode forfaitaire

Le **BAEL91** (Art.L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions sont vérifiées :

1. Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
3. Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
4. La fissuration est peu nuisible.

1. Exposée de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge Q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) Moment sur appuis

- **Appui de rive**

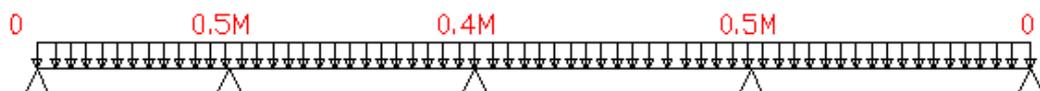
Sur les Appuis de rive les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

- **Appuis intermédiaires**

- ✓ **Poutres à deux travées**

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6 \times M_0)$

- ✓ **Poutres à plus de deux travées**



Ces moment sont de l'ordre de : $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

b) Moment en Travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes:

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

- ✓ Si c'est une travée de rive..... (a)
- ✓ Si c'est une travée intermédiaire.....(b)

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

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

c) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

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

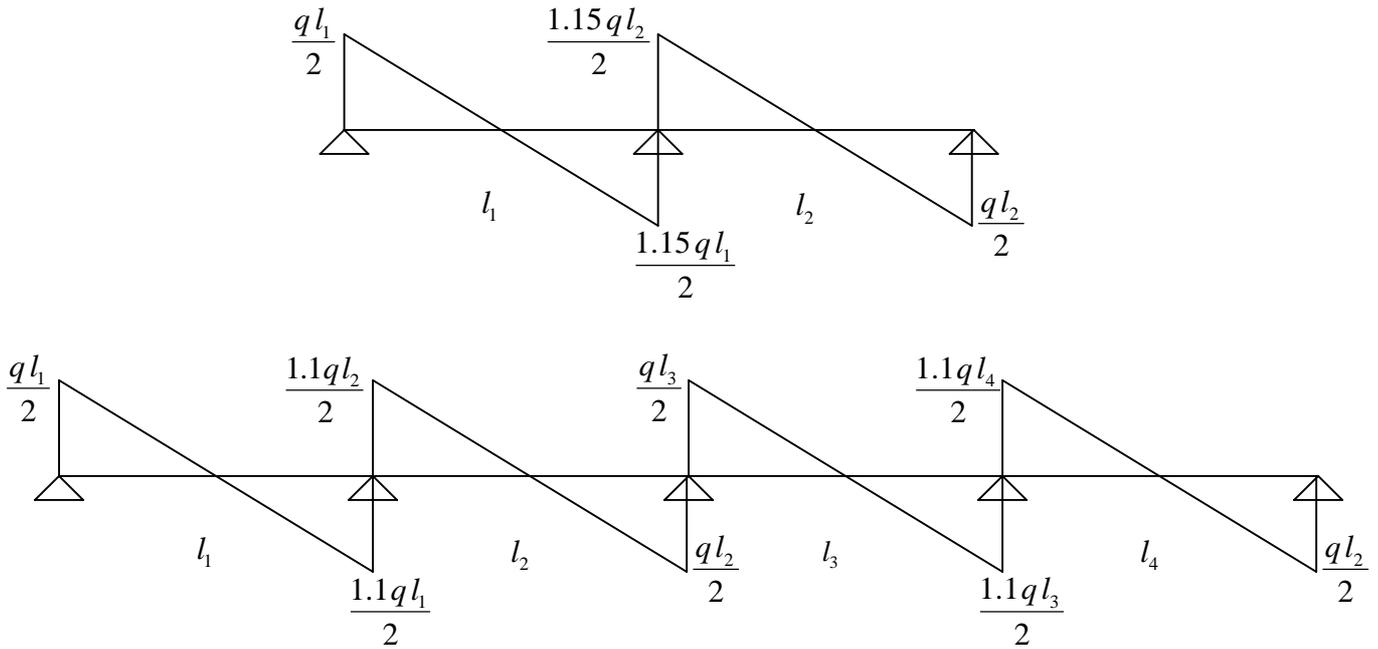


Fig III.1 : Evaluation des efforts tranchants.

III.2.2. Méthode de CAQUOT

1. Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

2. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

a) Moment en appuis

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

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

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

b) Moment en travée

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

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

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

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

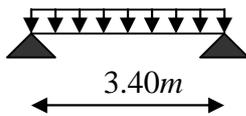
c) L'effort tranchant

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

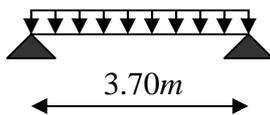
III.3 Etude des poutrelles

Dans notre structure on a plusieurs types de poutrelles dans les différents planchers des étages on distingue :

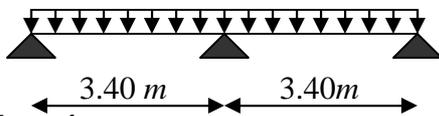
Type 1 :



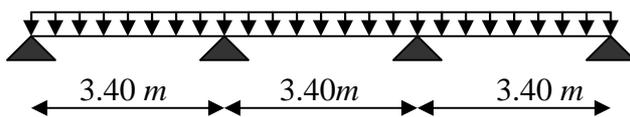
Type 2 :



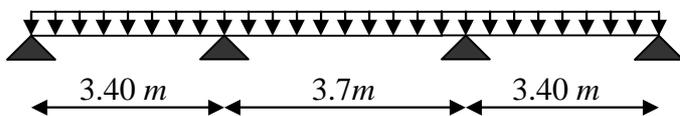
Type 3 :



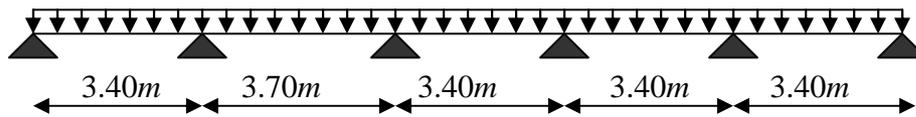
Type 4 :



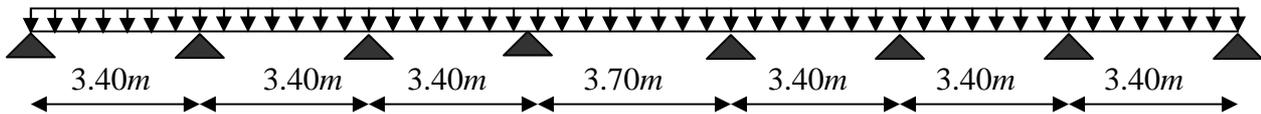
Type 5 :



Type 6 :



Type 7 :



III.3.1. Vérifications des conditions de BAEL

• 1^{ère} condition

-Plancher terrasse inaccessible

$G=5.89\text{KN/m}^2$; $Q=1\text{Kn/m}^2 \Rightarrow 1\text{Kn/m}^2 \leq \min(2 \times 5.89; 5\text{Kn/m}^2)$ vérifiée

-Plancher terrasse accessible

$G=5.90\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{Kn/m}^2 \Rightarrow 1.5\text{Kn/m}^2 \leq \min(2 \times 5.90; 5\text{Kn/m}^2)$ vérifiée

-Plancher étage courant

$G=5.25\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{Kn/m}^2 \Rightarrow 1.5\text{Kn/m}^2 \leq \min(2 \times 5.25; 5\text{Kn/m}^2)$ vérifiée

-Plancher RDC

$G=5.25\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{Kn/m}^2 \Rightarrow 2.5\text{Kn/m}^2 \leq \min(2 \times 5.25; 5\text{Kn/m}^2)$ vérifiée

-Plancher E.sol

$G=5.25\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{Kn/m}^2 \Rightarrow 5\text{Kn/m}^2 \leq \min(2 \times 5.25; 5\text{Kn/m}^2)$ vérifiée

• 2^{ème} condition

Type 3 : $0.8 \leq \frac{3.4}{3.4} \leq 1.25$ vérifiée

Type 4 : $0.8 \leq \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.4} \leq 1.25$ vérifiée

Type 5 : $0.8 \leq \frac{3.4}{3.7}; \frac{3.7}{3.4} \leq 1.25$ vérifiée

Type 6 : $0.8 \leq \frac{3.4}{3.7}; \frac{3.7}{3.4}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.4} \leq 1.25$ vérifiée

Type 7 : $0.8 \leq \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.7}; \frac{3.7}{3.4}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.4} \leq 1.25$ vérifiée

• 3^{ème} condition

Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.

• 4^{ème} condition

La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer dans notre cas la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

III.3.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = b \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$; $p_s = b \times q_s$

Tableau III.1 : charges et surcharges sur les poutrelles.

Désignation	G(Kn/m ²)	Q(Kn/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (Kn ² /m)	p _u (Kn/m)	q _s (Kn ² /m)	p _s (Kn/m)
Terrasse inaccessible	5.89	1	9.441	6.142	6.89	4.478
Terrasse accessible	5.90	1.5	10.215	6.639	7.4	4.81
Etage courant	5.25	1.5	9.330	6.069	6.75	4.387
RDC	5.25	2.5	10.837	7.044	7.75	5.037
E.sol	5.25	5	14.587	9.481	10.25	6.662

III.3.3. Calcul des sollicitations

Pour le plancher terrasse inaccessible

Exemple : Poutrelle type 5

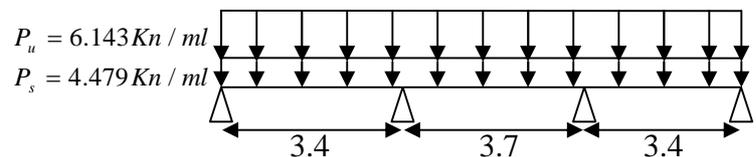


Fig III.2: Schéma statique de la

1. Calcul à l'ELU

a) Moments isostatiques

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.143 \times 3.4^2}{8} = 8.876 Kn.m$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{6.143 \times 3.7^2}{8} = 10.51 Kn.m$

Travée C-D : $M_0^{CD} = \frac{6.143 \times 3.4^2}{8} = 8.876 Kn.m$

b) Moments sur les appuis

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times 10.51 = 5.255 \text{Kn.m}$$

$$M_C = 0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.5 \times 10.51 = 5.255 \text{Kn.m}$$

c) Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.89} = 0.145$$

$$\alpha = 0.145 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.04 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.243 \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 10.51 - \frac{5.255}{2} = 6.693 \text{Kn.m} \\ M_t \geq 0.621 \times 10.51 = 6.526 \text{Kn.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 10.51 - \frac{5.255 + 5.255}{2} = 5.78 \text{Kn.m} \\ M_t \geq 0.621 \times 10.51 = 6.52 \text{Kn.m} \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 8.876 - \frac{5.255}{2} = 6.692 \text{Kn.m} \\ M_t \geq 0.621 \times 8.876 = 5.512 \text{Kn.m} \end{cases}$$

d) Les efforts tranchants

- Travée A-B

$$V_A = \frac{6.143 \times 3.4}{2} = 10.443 \text{Kn}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 11.487 \text{Kn}$$

- Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.143 \times 3.7}{2} = 12.50 \text{Kn}$$

$$V_C = 12.50 \text{Kn}$$

- Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{6.143 \times 3.4}{2} = 11.487 \text{Kn} \quad V_D = 10.443 \text{Kn}$$

1) Calcul à l'ELS

a) Moments isostatiques

Travée A-B : $M_0^{AB} = 6.472 \text{Kn.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = 7.664 \text{Kn.m}$

Travée C-D : $M_0^{CD} = 6.472 \text{Kn.m}$

b) Moments sur les appuis

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times 7.664 = 3.832 \text{Kn.m}$$

$$M_C = 0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.5 \times 8.664 = 3.832 \text{Kn.m}$$

c) Moments en travées

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 6.472 - \frac{3.832}{2} = 4.879 \text{Kn.m} \\ M_t \geq 0.621 \times 6.472 = 4.019 \text{Kn.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 7.664 - \frac{3.832 + 3.832}{2} = 4.215 \text{Kn.m} \\ M_t \geq 0.621 \times 7.664 = 4.759 \text{Kn.m} \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 6.472 - \frac{3.832}{2} = 4.879 \text{Kn.m} \\ M_t \geq 0.621 \times 6.472 = 4.019 \text{Kn.m} \end{cases}$$

d) Les efforts tranchants

- Travée A-B

$$V_A = \frac{4.479 \times 3.4}{2} = 7.614Kn$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 8.375Kn$$

- Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{4.479 \times 3.7}{2} = 9.114Kn$$

$$V_C = 9.114Kn$$

- Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{4.479 \times 3.4}{2} = 8.375Kn$$

$$V_D = 7.614Kn$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur le tableau suivant

Tableau III.2 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

Type de Planchers	Type de poutrelles	ELU					ELS					
		P_u (Kn/m)	M_0^{max} (Kn.m)	M_a^{max} (Kn.m)	M_t^{max} (Kn.m)	V^{max} (Kn)	P_s (Kn/m)	M_0^{max} (Kn.m)	M_a^{max} (Kn.m)	M_t^{max} (Kn.m)	V^{max} (Kn)	
Terrasse inaccessible	2	Type 2	6.143	10.512	0.00	10.512	8,286	4.479	7.665	0.00	7.665	11.365
	1	Type 4	6.143	8.877	4.439	7.101	8,376	4.479	6.472	3.236	4.439	11.487
		Type 5	6.143	10.512	5.256	6.693	9,115	4.479	7.665	3.833	4.879	12.501
Terrasse accessible	Type 1	6.640	9.595	0.00	9.595	8,177	4.810	6.950	0.00	6.950	11.288	
	Type 5	6.640	11.363	5.682	7.338	9,788	4.810	8.231	5.315	4.116	13.512	
Etages Courants	Type 4	6.069	8.770	4.385	7.162	8,206	4.388	6.341	3.171	5.178	11.349	
	Type 5	6.069	10.386	5.193	6.578	8,93	4.388	7.509	5.755	4.886	12.350	
	Type 7	6.069	10.386	4.385	7.162	8,206	4.388	7.509	3.171	5.178	11.349	
Etage service	Type 3	7,044	10.179	6.107	8.112	9,849	5,038	7.280	4.368	5.801	13.771	
	Type 4	7,044	10.179	5.090	8.620	9,421	5,038	7.280	3.640	6.165	13.172	
	Type 6	7,044	12.054	6.027	8.152	10,252	5,038	8.621	4.311	6.165	14.335	
	Type 7	7,044	12.054	5.090	8.620	9,421	5,038	8.621	3.640	6.165	13.172	
Etage Commercial	Type 3	9,482	13.701	8.221	11.596	13,026	6,663	9.628	5.770	8.149	18.537	
	Type 4	9,482	13.701	6.851	12.281	12,46	6,663	9.628	4.814	8.631	17.731	
	Type 7	9,482	16.226	6.851	12.281	12,46	6,663	11.402	4.814	8.631	17.731	

Sollicitation maximales

Tableau III.3 : Les sollicitations maximales des poutrelles

poutrelles	ELU	ELS
Terrasse Inaccessible 2	$M_t^{\max}=10.512 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=8.286 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 10.512=1.576 \text{ Kn.m}$	$M_t^{\max}=7.665 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=11.365 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 7.665=1.149 \text{ Kn.m}$
Terrasse Inaccessible 1	$M_t^{\max}=7.101 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-5.256 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=9.115 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 10.512=1.576 \text{ Kn.m}$	$M_t^{\max}=4.879 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-3.833 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=12.501 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 7.665=1.149 \text{ Kn.m}$
Terrasse accessible	$M_t^{\max}=9.595 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-5.682 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=13.512 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 11.363=1.70 \text{ Kn.m}$	$M_t^{\max}=6.950 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-5.315 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=9.788 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 8.231=1.234 \text{ Kn.m}$
Etages courants	$M_t^{\max}=7.162 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-5.262 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=12.350 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 10.386=1.55 \text{ Kn.m}$	$M_t^{\max}=5.178 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-5.755 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=8,206 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 7.609=1.141 \text{ Kn.m}$
Etage service	$M_t^{\max}=8.620 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-6.107 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=14.335 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 12.044=1.80 \text{ Kn.m}$	$M_t^{\max}=6.165 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=-4.368 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=10.252 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 8.621=1.293 \text{ Kn.m}$
Etage commercial	$M_t^{\max}=12.281 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=8.221 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=18.537 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 16.226=2.433 \text{ Kn.m}$	$M_t^{\max}=8.631 \text{ Kn.m}$ $M_a^{\max}=5.770 \text{ Kn.m}$ $V_u^{\max}=13.026 \text{ Kn}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 11.402=-1.710 \text{ Kn.m}$

III.3.4. Ferrailages des poutrelles

1. Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Plancher terrasse inaccessible 1

On a: $M_t^{\max} = 7.101Kn.m$; $M_a^{\max} = -5.256Kn.m$; $V = 9.115Kn$

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 59.072Kn.m$$

$$M_{tu} = 59.072 > M_t^{\max} = 7.101Kn.m$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

a) En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.101 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0238$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.3916 > \mu_{bu} = 0.0238 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa .$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0301$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 * 0.0301) = 0.177m.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{7.101 \times 10^3}{348 \times 0.177} \Rightarrow A_t = 1.14cm^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.41cm^2) > A_t$$

On ferraille avec $A_{\min} = 1.41cm^2$

On opte pour : $A_t = 3HA10 = 2.36cm^2$

b) En appui

- Appui intermédiaires $M_{appui}^{\max} = 5.256Kn.m$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.256 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.1145 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.152 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.1690 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{5.256 \times 10^3}{348 \times 0.169} \Rightarrow A_a = 0.894 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte: $A_a = 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

- **Appui de rive** $M_a^{rive} = 1.576 \text{ Kn.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.576 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0343$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Pas d'acier comprimée (A' = 0).}$$

$$\mu_{bu} = 0.0343 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A } (\xi_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0437$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.044) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.576 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.256 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte une section: $A_{rive} = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

2. Vérification à l'ELU

a) Cisaillement

$$V^{\max} = 9.115 \text{ Kn} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{9.115 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.078 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min(12; 5.71; 65) \Rightarrow \phi_t = 6mm.$$

Soit : $A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2$.

c) L'espacement

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ CBA. (ArtA.5.1.2.3)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^0$ (Flexion simple, cadres droits.)

$$f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3MPa)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10(0.695 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 280cm$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57cm \quad \text{On prend } S_t = 15cm$$

d) Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

• **L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (12.512 - \frac{5.256}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -0.573 cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Or $A_l = 3HA10 + 1HA12 = 2.36 + 1.13 = 3.49cm^2$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

• **Au niveau de l'appui de rive**

On a : $M_U = 0Kn.m$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{9.115 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.262cm^2 \Rightarrow A_l \geq 0.262cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Or $A_l = 3HA10 + 1HA10 = 2.36 + 0.79 = 3.15cm^2$

e) Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{9.115 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.595MPa < \tau_u = 3.3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

3. Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

• **En travée**

$$M_{tser}^{max} = 4.879Kn.m$$

$$A_s = 2.36cm^2$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$H = b.h_0^2 + 30.A'(h_0 - d') - 30.A(d - h_0)$$

$$A'=0 \Rightarrow H=48.8cm^3 > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section en rectangulaire bxh.

$$b \times y^2 - 30A_s \times (d - y) = 0 \qquad 0.65 \times y^2 - 30 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$y = 0.0391m$$

✓ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.0391^3}{3} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0391)^2 = 0.8323 \times 10^{-4} m^4$$

$$I = 8323.04cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.879 \times 10^{-3}}{0.8323 \times 10^{-4}} \times 0.0391 = 2.29 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **En appuis**

$$M_{ser}^{max} = 3.833Kn.m$$

$$A_s = 1.13cm^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b.h_0^2 + 30.A'(h_0 - d') - 30.A(d - h_0)$$

$$A'=0 \Rightarrow H=565.4cm^3 > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section en rectangulaire bxh.

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \qquad \Rightarrow \frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 1.13) \times y - 15 \times 0.113 \times 18 = 0$$

$$y = 0.0323m$$

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

$$\Rightarrow \frac{10 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 1.13 \times (18 - 3.232)^2$$

$$\Rightarrow I = 3810.01 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

b) Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

c) Evaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{1}{16}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

• Evaluation des moments en travée

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

✓ **Propriété de la section**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 18516.5 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}\right) \times 0.013} = 3.281 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 10.5 = 1.301$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser}}{A(d - y/2)} = \frac{3.753 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0391/2)} = 95.283 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gj} = 15 \times \frac{M_{gser}}{A(d - y/2)} = \frac{4.912 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0391/2)} = 124.698 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pj} = 15 \times \frac{M_{pser}}{A(d - y/2)} = \frac{5.740 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0391/2)} = 145.872 \text{ MPa}$$

• **Calcul des inerties fictives**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 95.283 + 2.1} = 0.482$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 124.698 + 2.1} = 0.574$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 145.872 + 2.1} = 0.623$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18516.5 \times 10^{-4}}{1 + 3.253 \times 0.482} = 0.7929 \times 10^{-4} m$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18516.5 \times 10^{-4}}{1 + 3.253 \times 0.574} = 0.7098 \times 10^{-4} m$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 18516.5 \times 10^{-4}}{1 + 3.253 \times 0.623} = 0.6728 \times 10^{-4} m$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18516.5 \times 10^{-4}}{1 + 1.301 \times 0.574} = 1.165 \times 10^{-4} m$$

• **Calcul des flèches**

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.50 = 2.925 Kn / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.89 = 3.828 Kn / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.89 + 1) = 4.478 Kn / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.925 \times 3.70^2}{8} = 3.753 Kn.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.828 \times 3.70^2}{8} = 4.912 Kn.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.478 \times 3.70^2}{8} = 5.740 Kn.m$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} = \frac{3.753 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 32164.2 \times 0.7929 \times 10^{-4}} = 1.996 mm$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} ; f_{gi} = \frac{4.912 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 32164.2 \times 0.7098 \times 10^{-4}} = 2.919 mm$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} ; f_{pi} = \frac{5.740 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 32164.2 \times 0.6728 \times 10^{-4}} = 3.602 mm$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} ; f_{gv} = \frac{4.912 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 10721.4 \times 1.165 \times 10^{-4}} = 5.334 mm$$

• **La flèche totale Δf**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (5.334 - 1.996 + 3.602 - 2.919) = 4.025 mm$$

$$\Delta f = 4.025 mm < f_{adm} = 7.4 mm \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

4. Le résumée de ferrailage de toutes les poutrelles

Tableau III.4 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

Plancher		Ferrailage longitudinal				Ferrailage tras	
		M(Kn.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _t	S _t (cm)
Terrasse inaccessible 2	Travée	10.512	0.875	0.24	1HA12=1.13	2Ø6	15
	Appuis	0	0	0	0		
	Appuis	1.576	1.533	1.569	3HA10=2.36		
Terrasse inaccessible 1	Travée	7.101	1.14	1.13	3HA10=2.36	2Ø6	15
	Appuis Inter	5.256	0.894	0.21	1HA12=1.13		
	Appuis de rive	1.576	0.256	0.21	1HA10=0.79		
Terrasse accessible	Travée	9.595	0.248	0.241	1HA10=0.79	2Ø6	15
	Appuis Inter	5.682	0.862	0.241	1HA12=1.13		
	Appuis de rive	1.704	1.397	1.569	3HA10=2.36		
Etage Courant	Travée	7.162	0.227	0.241	1HA10=0.79	2Ø6	15
	Appuis Inter	5.622	0.795	0.241	1HA12=1.13		
	Appuis de rive	1.557	1.039	1.569	3HA10=2.36		
Etage service	Travée	8.620	0.264	0.241	1HA10=0.79	2Ø6	15
	Appuis Inter	6.107	0.931	0.224	1HA12=1.13		
	Appuis de rive	1.808	1.254	1.569	3HA10=2.36		
Etage Commercial	Travée	12.281	0.357	0.21	1HA10=0.79	2Ø6	15
	Appuis Inter	8.221	1.282	0.241	1HA10=1.57		
	Appuis de rive	2.433	1.795	1.569	3HA10=2.36		

5. Vérification des armatures longitudinal au cisaillement

Tableau III.5 : Vérification au cisaillement

	Armature longitudinale		Jonction table nervure	Effort tranchant	
	Aux appuis			Le béton	Cisaillement
poutrelles	App rive	App int	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\tau_u = 3.3Mpa$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 .a$ $V_u \leq 108Kn$	$\frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau} = 3.3$
	$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$			
Terrasse Inaccessible2	$A_l = 3.15cm^2$ $A_l \geq 0.359cm^2$ <i>verifiée</i>	$A_l = 3.49cm^2$ $Al \geq -0.573cm$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.816Mpa$ <i>Vérifiée</i>	$V_u = 12.501Kn$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.694Mpa$ <i>Vérifiée</i>
Terrasse inaccessible1	$A_l = 3.15cm^2$ $A_l \geq 0.326cm^2$ <i>verifiée</i>	/	$\tau_u = 0.742Mpa$ <i>vérifiée</i>	$V_u = 11.365Kn$ <i>vérifiée</i>	$\tau_u = 0.631Mpa$ <i>vérifiée</i>
Terrasse accessible	$A_l = 3.15cm^2$ $A_l \geq 0.387cm^2$ <i>verifiée</i>	$A_l = 3.49cm^2$ $Al \geq -0.619cm$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.882Mpa$ <i>vérifiée</i>	$V_u = 13.512Kn$ <i>vérifiée</i>	$\tau_u = 0.750Mpa$ <i>vérifiée</i>
Etage courants	$A_l = 3.15cm^2$ $A_l \geq 0.388cm^2$ <i>verifiée</i>	$A_l = 3.49cm^2$ $Al \geq -0.578cm$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.806Mpa$ <i>vérifiée</i>	$V_u = 12.350Kn$ <i>vérifiée</i>	$\tau_u = 0.666Mpa$ <i>vérifiée</i>
Etage service	$A_l = 3.15cm^2$ $A_l \geq 0.412cm^2$ <i>verifiée</i>	$A_l = 3.49cm^2$ $Al \geq -0.671cm$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.935Mpa$ <i>vérifiée</i>	$V_u = 14.335Kn$ <i>vérifiée</i>	$\tau_u = 0.796Mpa$ <i>vérifiée</i>
Etage commercial	$A_l = 3.15cm^2$ $A_l \geq 0.532cm^2$ <i>verifiée</i>	$A_l = 3.49cm^2$ $Al \geq -1.646cm$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 1.210Mpa$ <i>vérifiée</i>	$V_u = 18.537Kn$ <i>vérifiée</i>	$\tau_u = 1.030Mpa$ <i>vérifiée</i>

6. Vérification des poutrelles à l'ELS

Tableau III.6 : Vérification des poutrelles à l'ELS.

Etage	q _{ser} (Kn/ml)		M _{ser} (Kn.m)		L (m)	Δf (cm)	f _{adm}	OBS
Terrasse inaccessible 2	q _{jser}	2.925	M _{jser}	3.753	3.70	0.402	0.74	vérifiée
	q _{gser}	3.828	M _{gser}	4.912				
	q _{pser}	4.478	M _{pser}	5.740				
Terrasse inaccessible 1	q _{jser}	2.925	M _{jser}	3.753	3.70	0.402	0.74	Vérifiée
	q _{gser}	3.828	M _{gser}	4.912				
	q _{pser}	4.478	M _{pser}	5.740				
Terrasse accessible	q _{jser}	2.925	M _{jser}	3.754	3.70	0.437	0.74	Vérifiée
	q _{gser}	3.835	M _{gser}	4.921				
	q _{pser}	4.81	M _{pser}	6.173				
Etages courants	q _{jser}	1.852	M _{jser}	2.376	3.70	0.466	0.74	Vérifiée
	q _{gser}	3.412	M _{gser}	4.379				
	q _{pser}	4.387	M _{pser}	5.630				
Etages service	q _{jser}	1.852	M _{jser}	2.376	3.70	0.535	0.74	Vérifiée
	q _{gser}	3.412	M _{gser}	4.379				
	q _{pser}	5.037	M _{pser}	6.646				
Etages commercial	q _{jser}	1.852	M _{jser}	2.376	3.70	0.711	0.74	Vérifiée
	q _{gser}	3.412	M _{gser}	4.379				
	q _{pser}	6.662	M _{pser}	8.550				

7. Vérification des contraintes

Tableau III.7 : Vérification des contraintes dans le béton

	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$
Terrasse inaccessible2	$\sigma_b = 3.29 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
Terrasse inaccessible1	$\sigma_b = 3.60 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
Terrasse accessible	$\sigma_b = 3.27 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
Etages courants	$\sigma_b = 2.43 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
Etage service	$\sigma_b = 2.90 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
Etage commercial	$\sigma_b = 4.06 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

8. Schémas de ferrillages des poutrelles aux différents niveaux

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible (1+2), Terrasse accessible Etages courants Etage service			
Etage commercial			

Fig.III.3 : Schéma de ferrillage des poutrelles des plancher.

III.4. Etude de la dalle de compression

III.4.1. Armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.4.2. Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'où on opte : un treillis soudé **TS ϕ_5 150x150**

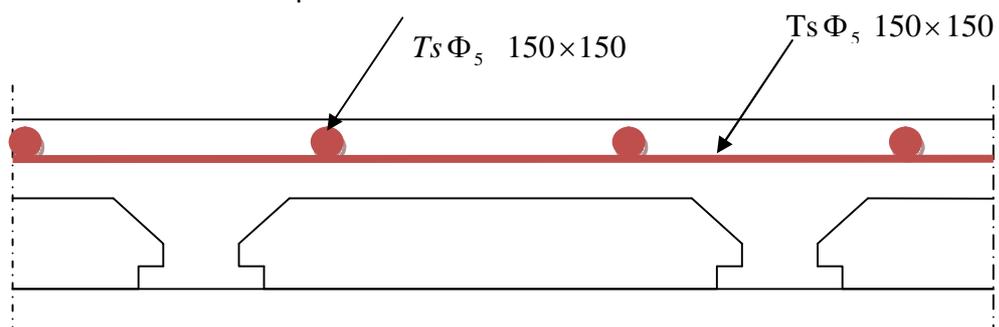


Fig III.4 : Schéma de ferrillage de la dalle de compression.

III.5. Etudes des dalles pleines

III.5.1. Etude de la dalle pleine sur 4 appuis

1. Type 1 e=15cm

Cette dalle pleine correspond à la dalle de l'ascenseur

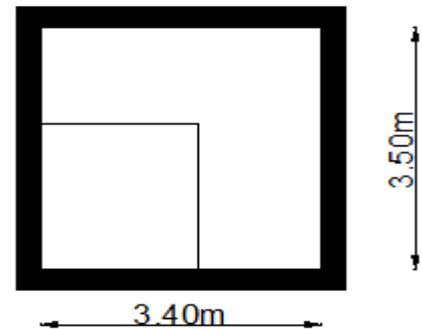


Fig. III.5 : dalle sur 4 appuis.

$L_x / L_y = 0.97 > 0.4$

a) ELU

$q = 1.35 * (6.15) + 1.5 * (1.5) = 10.55 \text{Kn/m}$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 4.78 \text{Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4.45 \text{Kn.m} \end{cases} \quad \text{BAEL 91(article IV.2)}$$

En travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3.58 \text{Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.34 \text{Kn.m} \end{cases}$$

En appui

$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = 2.39 \text{Kn.m}$

• Ferrailages en flexion simple

Tableau III.8 : Ferrailage de dalle sur 4 appuis

Sens		M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)
Travée	x-x	3.58	0.0149	0.0180	0.129	0.799	4HA10=3.14
	y-y	3.34	0.0175	0.0175	0.129	0.744	4HA10=3.14
Appuis	y-y x-x	2.39	0.0100	0.0125	0.129	0.530	4HA8=2.01

• **Espacement des armatures**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

• **Vérifications**

✓ **la condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.217cm^2 > A_{cal} \\ A_{\min}^y = 1.200cm^2 > A_{cal} \end{cases} \quad \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_u = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.115} = 0.108MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

b) L'ELS

Q = 7.65KN/m

• **Contrainte de compression du béton**

En travée

Sens x-x

$M_{t\ ser} = 3.08 Kn.m$

$A_x = 3.14cm^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

$\Rightarrow y = 3.05cm$

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

$I = 5.608.10^{-5} m^4$

$\sigma_{bc} = 1.68MPa \leq \sigma_{adm} = 15MPa$.

Sens y-y

$M_{t\ ser} = 2.94 Kn.m$

$A_y = 3.14cm^2$

$y = 3.05cm$.

$I = 5.608.10^{-5} m^4$

$\sigma_{bc} = 10.60 \leq 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$

En appuis

$Ma^{ser}=1.23KN.m; A_a=2.01cm^2.$

$y = 3.06cm; I = 5.60 \times 10^{-5} m^4$

$\sigma_{bc} = 0.64MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens x-x

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.40} = 0.044 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ *Non vérifiée.*

2) $\frac{h}{l} = 0.044 > \frac{Mt}{20 * M_0} = 0.0425 \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 2.43 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\begin{cases} M_j^x = 2.35Kn.m \\ M_g^x = 2.8Kn.m \\ M_p^x = 3.49Kn.m \end{cases}$$

$f_{gv} = 0.92mm ; \Delta f_t = 0.74mm < 6.8mm \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

Sens y-y

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.5} = 0.0428 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ *Non vérifiée.*

2) $\frac{h}{l} = 0.0428 > \frac{Mt}{20 * M_0} = 0.0425 \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.115} = 2.74 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\begin{cases} M_j^y = 2.24KNm \\ M_g^y = 2.68KNm \\ M_p^y = 3.3KNm \end{cases}$$

$f_{gv} = 0.93mm ; \Delta f_t = 0.74mm < 7mm \dots\dots\dots$ *Vérifiée.*

c) Schéma de ferrailage

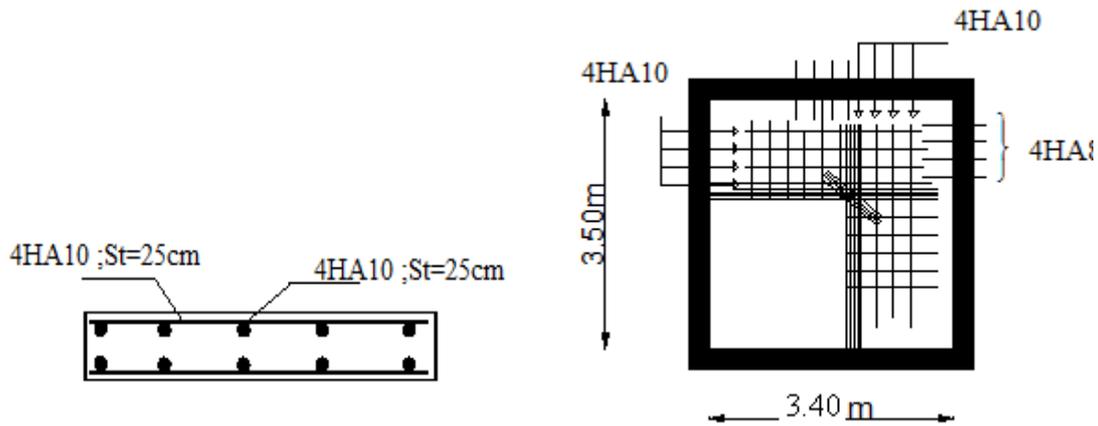


Fig. III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

2. 2^{ème} type e=15cm

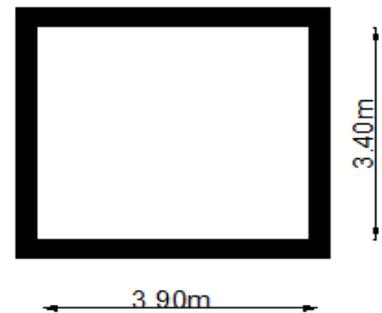


Fig. III.7 : Dalle sur 4 appuis.

$L_x=3.40m ; L_y=3.90m$

$$\rho = \frac{3.40}{3.90} = 0.87 > 0.4$$

Donc la dalle travail suivant les deux sur sens.

a) ELU

$$P_u = 1,35xG + 1,5 * Q = 15.802KN/m^2.$$

• Ferrailages en flexion simple

Tableau III.9 : ferrailage de la dalle sur 04 appuis.

Sens		Mt (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (Cm ² /ml)	A _{min} (Cm ² /ml)	Aadp (cm ² / ml)	St (cm)
Travée	x-x	7.08	0.0295	0.0375	0.128	1.59	1.296	4HA10= 3.14cm ²	25
	y-y	4.73	0.0197	0.0249	0.128	1.05	1.2	4HA8= 2.01cm ²	25
Appui	x-x	4.72	0.0197	0.0249	0.128	1.05	1.296	4HA8= 2.01cm ²	25
	y-y								

✓ Vérification de l'effort tranchant

Selon le CBA93 (A.5.1.1) $\bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

$V_u^{\max} = 22.53 \text{ Kn}$; $\tau_u = 0.166 \text{ MPa}$.

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Vérifiée}$

b) ELS

$P_s = G + Q = 11.15 \text{ KN/m}^2$.

• Les contraintes dans le béton

$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant

Tableau III.10 : les vérifications des contraintes dans le béton.

	Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	A (cm^2)	σ_{bc}	Observation
Travée	x-x	5.664	3.14	3.09	Vérifiée
	y-y	4.336	2.01	2.36	
Appuis	x-x	3.776	2.01	2.06	
	y-y				

• Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• Etat limite de déformation

BAEL 91(Article B-6-3)

Selon X

1. $\frac{h}{l} = \frac{15}{340} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$

2. $\frac{h}{l} = \frac{15}{340} = 0.044 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$

3. $\frac{A_s}{b * d} = 0.00243 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifié}$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

Selon X

$$M_{jser} = 1.680kn.m$$

$$M_{gser} = 2.756kn.m$$

$$M_{pser} = 4.997kn.m$$

$$f_{gv} = 1,1640mm \ ; \ \Delta f_t = 1,275mm < 6,8mm \dots\dots\dots c'est vérifiée$$

Selon Y

$$1. \frac{h}{l} = \frac{15}{405} = 0.037 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots non vérifié$$

$$2. \frac{h}{l} = \frac{15}{405} = 0.029 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0745 \dots\dots\dots non vérifié$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0,00164 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots vérifié$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

Selon Y

$$M_{jser} = 1.122kn.m$$

$$M_{gser} = 1.840kn.m$$

$$f_{gv} = 1,286mm \ ; \ \Delta f_t = 1,276mm < 8,1mm \dots\dots\dots vérifiée$$

c) Schéma de ferrailage

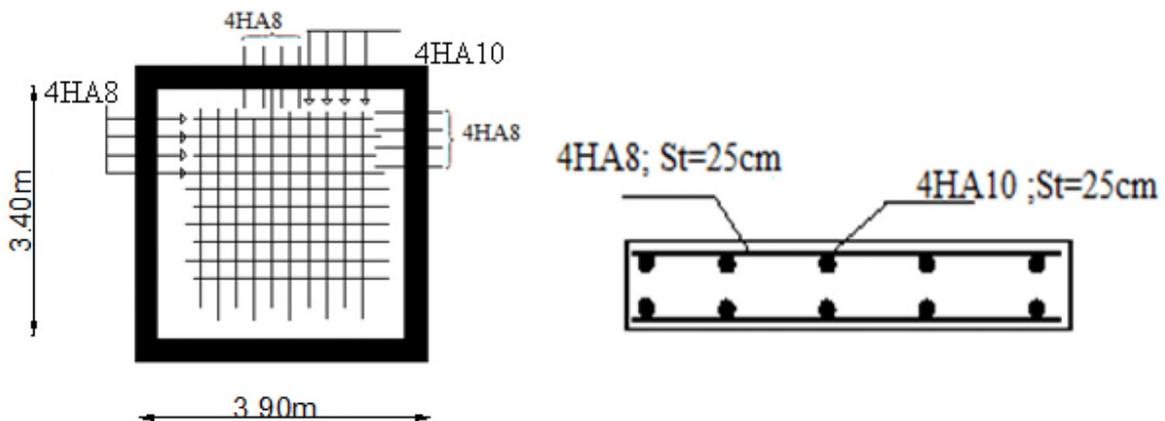


Fig. III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.5.2. Dalle sur trois appuis (balcon)

On à: $L_y = 3.10m$; $L_x = 1.30m$

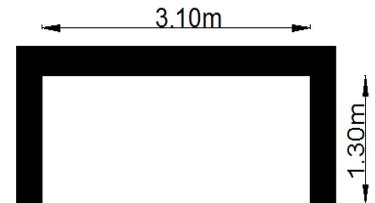


Fig. III.9 : Dalle sur 3 appuis.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.10}{2} = 1.55m > L_x = 1.30m$$

Donc :

$$M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

1. ELU

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.40 + 1.5 \times 3.5 = 11.19 Kn / m^2$$

- Ferrailages en flexion simple

Tab III.11 : Ferrailage de dalle sur 3 appuis

Sens		Mt (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	11.49	0.0809	0.105	0.095	3.45	1.22	5HA10=3.95cm ²	20
	y-y	4.34	0.039	0.050	0.086	1.27	0.96	4HA8=2.01cm ²	25
Appui	x-x	5.4	0.038	0.048	0.098	1.58	1.22	4HA8=2.01cm ²	25
	y-y								

- L'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$.

$$\rho \geq 0.4$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.22 \times 10^{-3} Mn$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{3} = 6.39 \times 10^{-3} Mn$$

$$\tau_{ux} = \frac{6.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.064MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. ELS

$P = G + Q = 4.4 + 3.5 = 7.9Kn/m^2$.

• Les contraintes

Tableau III.12 : les vérifications des contraintes.

	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
x-x	8.11	3.95	2.9	3799.7	6.189	15	200.31	201.6
y-y	3.07	2.01	2.02	1660.7	3.734	15	188.004	201.6
Appuis	3.81	2.01	2.17	2189.2	3.77	15	201.42	201.6

• Etat limite de déformation

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens x-x

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.40} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.085 > \frac{Mt}{20 * M_0} = 0.0425$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{3.95 * 10^{-4}}{1 * 0.10} = 3.95 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.12}{3.1} = 0.0387 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$ Non vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.0378 < \frac{Mt}{20 * M_0} = 0.0425$ Non vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-4}}{1 * 0.088} = 2.28 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\begin{cases} M_j^y = 0.25KNm \\ M_g^y = 0.25KNm \\ M_p^y = 0.45KNm \end{cases}$$

$f_{gv} = 0.070mm$; $\Delta f_t = 0.065mm < 6.2mm$ vérifiée

3. Schéma de ferrailage

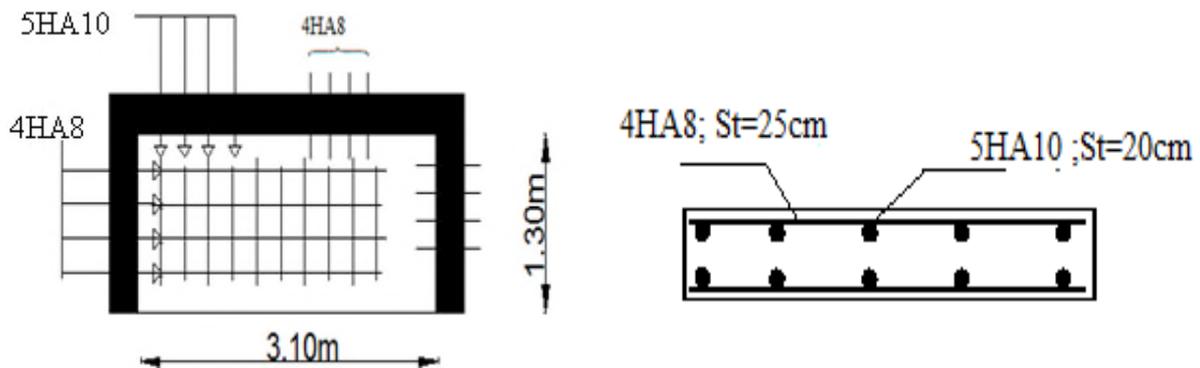


Fig. III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

III.5.3. Dalle sur deux appuis : e=15cm.

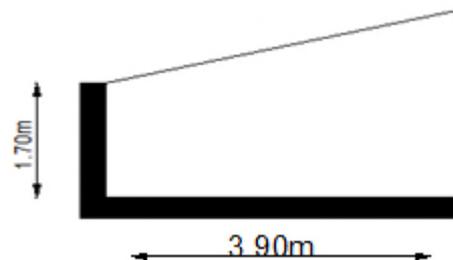


Fig. III.11 : dalle sur 2 appuis.

$$l_x = 1.70m$$

$$l_y = 3.90m$$

$$\rho = \frac{1.70}{3.90} = 0.43 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens, donc elle se calcule comme une dalle}$$

sur quatre appuis.

1. L'ELU

$$q_u = 1.35 \cdot 6.15 + 1.5 \cdot 1.5 = 10.55 \text{ Kn/m}^2$$

- Ferrailages en flexion simple

Tableau III.13 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	2.786	0,0116	0,014	0,129	0.62	1.58	4HA10= 3.14	25
	y-y	0.696	0,0029	0,003	0,129	0,15	1.2	4HA10= 3.14	25
Appui	y-y x-x	0.98	0,0041	0,005	0,129	0,21	1.58	4HA8= 3.14	25

• L'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$.

Sens x-x : $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 5.97 KN$.

Sens y-y : $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 4.81 Kn$

$\tau_u = \frac{5.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0459 MPa \leq \tau_{adm} = 1.25 MPa \dots\dots\dots$ vérifiée.

2. ELS

$P = G + Q = 6.15 + 1.5 = 7.65 Kn/m^2$.

• Les contraintes

Tableau III.14 : les vérifications des contraintes.

	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
x-x	2.06	3.14	3.36	6742.6	1.03	15
y-y	0.61	3.14	3.36	6742.6	0.30	15
Appui	0.72	3.14	3.36	6742.6	0.36	15

• Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• Etat limite de déformation

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_a} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.70} \geq \frac{2.063}{20 \times 2.42} \\ \frac{3.14}{100 \times 13} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0882 \geq 0.0426 \\ 2.43 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans le sens x-x..

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{4.05} \leq \frac{0.61}{20 \times 0.72} \\ \frac{3.14}{100 \times 11.5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.037 < 0.0423 \\ 1.37 \times 10^{-2} \geq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification est nécessaire.

$$f_{gv} = 0.23mm ; \Delta f_t = 0.186mm < 8.1mm \dots\dots\dots vérifiée$$

3. Schéma de ferrailage

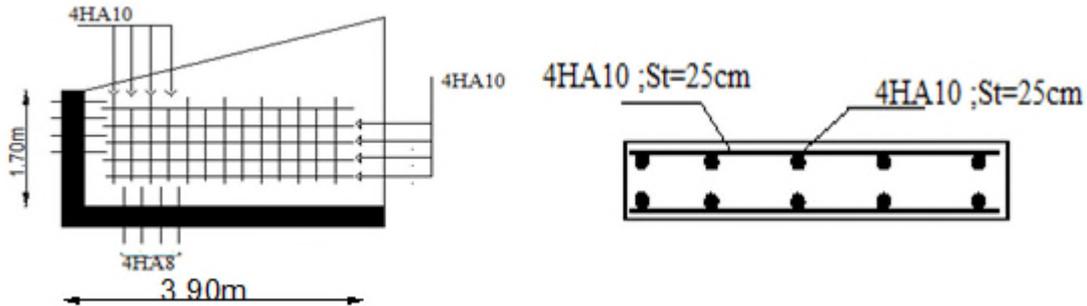


Fig. III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

III.5.4. Dalle en console

(Balcon) avec $e=12cm$

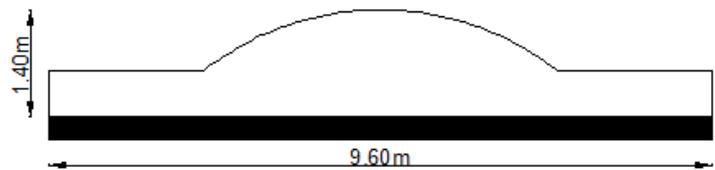


Fig. III.13 : Dalle en console.

$$L_x=1.40m ; L_y=9.60m$$

1. ELU

$$q_u=1.35*4.40+1.5*3.5=11.19Kn/m^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = \frac{11.19 \times 1.40^2}{2} = 10.96Kn.m$$

$$V_u = q_u \times l_x = 11.19 \times 1.40 = 15.66Kn$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (bxh).

Avec $b=100cm$; $h=12cm$; $d=10cm$;

- **Ferraillages en flexion simple**

Tableau III.15 : Ferrailage de dalle en console

$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
10.96	0.077	0.100	0.096	3.28	1.21	4HA10=3.14

• Calcul des armatures transversales

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } : A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Vérification

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{ct28}}{f_e} = 1.21 \text{ cm}^2 < A_s \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ L'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{15.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow (15.56 \times 10^{-3} - \frac{10.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.10}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -3.05 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. ELS

$$q_s = 4.40 + 3.5 = 7.9 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l_x^2}{2} = \frac{7.9 \times 1.4^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 7.74 \text{ Kn.m}$$

• Les contraintes

Tableau III.16 : les vérifications des contraintes.

	M_{ser} (Kn.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
x-x	7.74	3.14	2.63	3160.6	6.432	15	190.77	201.6

• Etat limite de déformation

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens x-x

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.4} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.0857 > \frac{Mt}{20 * M_0} \Rightarrow 0.0857 > 0.05 \dots\dots\dots$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.1} = 3.14 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3. Schéma de ferrailage

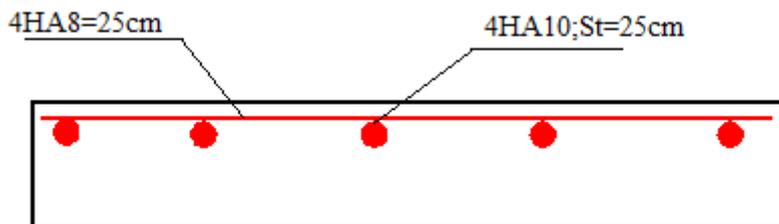


Fig. III.14 : Schéma de ferrailage de dalle en console.

III.6. Etude de l'acrotère

III.6.1. Evaluation des charges et surcharges

Poids propre: $G = 2.99 \text{ Kn/ml}$

$W_p = 2.99 \text{ Kn/m}$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.99 = 1.435 \text{ Kn/ml}$

• **Calcul de centre de gravité de la section**

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$X_G = 6.58 \text{ cm}; Y_G = 44.95 \text{ cm}$

III.6.2. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 2.99 \text{ KN}; N_Q = 0; N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$M_G = 0$

$M_Q = Q \times h = 1 \times .9 = 0.9 \text{ Kn.m}$

$M_F = F_p \times Y_G = 1.435 \times 0.4495 = 0.645 \text{ Kn.m}$

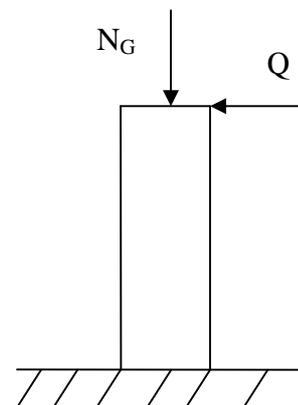


Fig III.15 : Schéma statique de l'acrotère.

• **Combinaisons d'action**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

Tableau III.17 : Les sollicitations de calcul

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (Kn)	2.99	4.036	2.99
M (Kn . m)	1.545	1.35	0.9

III.6.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

1. Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{4.036} = 0.334m \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15 m \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.334m

$$e_a = \max(2cm, \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2cm, \frac{90}{250}) = 2m$$

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

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.9 = 1.8m$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10cm$

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

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.8}{0.1} = 18 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.334}{0.1}) = 66.8$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.8^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.019$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.334 + 0.02 + 0.019 = 0.373m$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 4.036Kn$

$$M_u = N_u \times e = 4.036 \times 0.373 = 1.50Kn.m$$

2. ELU

$$N_u = 4.036Kn$$

$$M_u = 1.50 Kn.m$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.50}{4.036} = 0.373 cm$$

$$e_G = 0.373m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 cm \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.62 Kn.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0214$$

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

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.59 cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.59 - \frac{4.036 \times 10^{-3}}{348} = 0.474 cm^2$$

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.008 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 cm^2$$

$$A < A_{\min} \text{ Donc on prend } A_{\min} = 0.97 cm^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 cm^2/ml$$

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ T6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

c) L'espace

Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

d) Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.35 \times W_p \Rightarrow 1.35 \times 2.99 \Rightarrow V_u = 4.036 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{4.036 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.05 \text{ MPa}$$

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

3. ELS**a) Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{ser}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 0.8 \times \pi \Rightarrow \sum \mu_i = 10.084 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.99 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.084 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_{ser} = 0.411 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2.84 \text{ MPa}; \text{ avec } \psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) Etat limite de compression du béton

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

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

$$50y^2 + 15(2.01) - 15 \times 2.01 \times 8 = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 241.2 = 0 \Rightarrow y = 1.91\text{cm}$$

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

$$I = \frac{1}{3}(0.0191)^3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.0191)^2 \Rightarrow I = 1.35 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.25\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c) Etat limite d'ouverture

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.9 \times 10^{-3}}{1.35 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.0191) = 60.9\text{MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.6\text{MPa}$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

III.6.4. Schéma de ferrailage

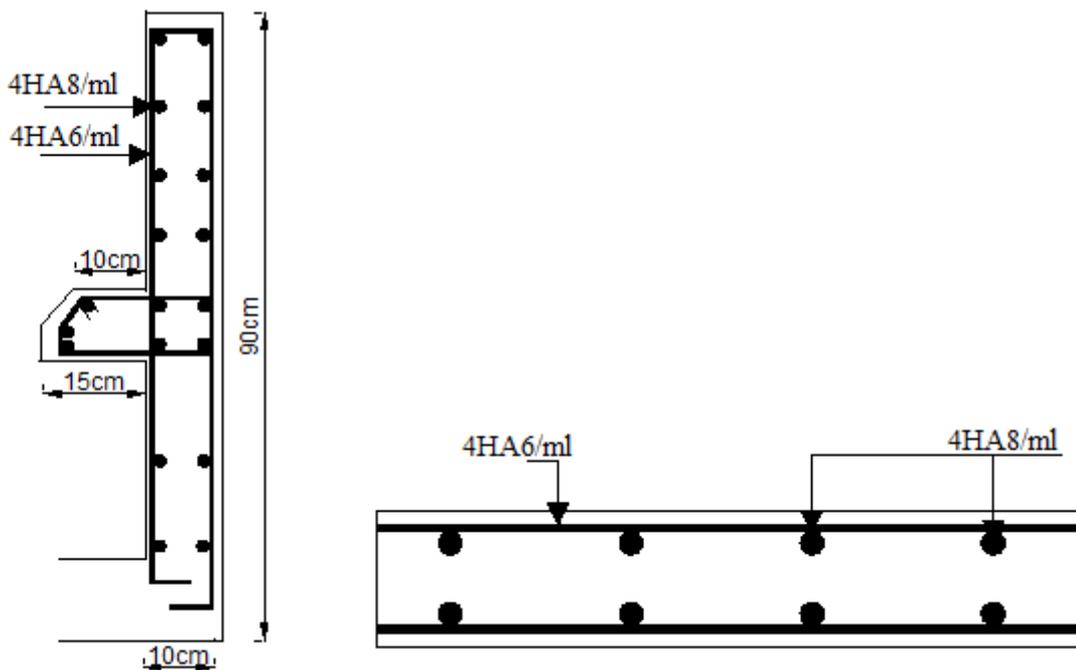


Fig III.16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Étude de la dalle de l'ascenseur

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

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe 04)

La course maximale = 32m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 Kn

PM : La charge due à la machine = 15 Kn

FC : Poids de la cuvette = 102 Kn

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = L = 380 \text{ cm}$

$TS = L = 210 \text{ cm}$

III.7.1. Évaluation des charges et surcharge

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 Kn

$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ Kn}$

Poids propre de la dalle et des revêtements

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

$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ Kn/m}^2$

$Q = 1 \text{ Kn/m}^2$

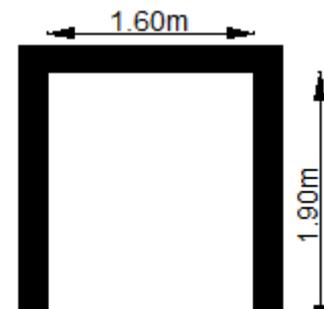


Fig III.17: Cage d'ascenseur.

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ Kn/m}^2$

$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ Kn/m}^2$

III.7.2. Charges uniformément répartis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.60}{1.90} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

1. Les sollicitations

a) l'ELU : ($v = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 1.28 \text{Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.86 \text{Kn.m}$$

• Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 1.08 \text{Kn.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.73 \text{Kn.m}$$

• Moment en appuis

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.384 \text{Kn.m}$$

2. Ferrailage

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

Le diamètre des barres utilisées doit être :

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

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1.4 + 2\right) = 16 \text{ cm}$$

Tableau III.18: Ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	M _t (Kn.m)	M _a (Kn.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	1.08	0.38	0.178	0.062	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens yy	0.73	0.38	0.131	0.062	4HA10=3.14	4HA10=3.14

3. Vérification à l'ELU

a) Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$

En travée

$$\text{Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$$

$$\Rightarrow A_x = 0.257\text{cm}^2 \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.84}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.728\text{cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 0.186\text{cm}^2 \leq \rho_a bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$$

$$\Rightarrow A_x = 0.09\text{cm}^2 \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.84}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.728\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

b) Espacement des armatures

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

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

c) Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{9.735 \times 1.6}{3} = 5.19\text{Kn.}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{9.735 \times 1.6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.84}{2}} = 5.48\text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.034\text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{ MPa}$$

4. Vérification à l'ELS

a) État limite de compression du béton

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

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

$$q_s = G + Q = 7.1\text{ KN/m}$$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 1.06 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.81 \text{ Kn.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.90 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.69 \text{ Kn.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.32 \text{ Kn.m}$$

b) Calcul des contraintes

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$; $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tableau III.19: Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (Kn.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travée	X-X	0.90	3.14	3.60	10524.92	0,307	15
	Y-Y	0.69	3.14	3.43	8787.15	0,269	15
Appui	X-X	0.32	3.14	3.60	10524.92	0,109	15
	Y-Y						

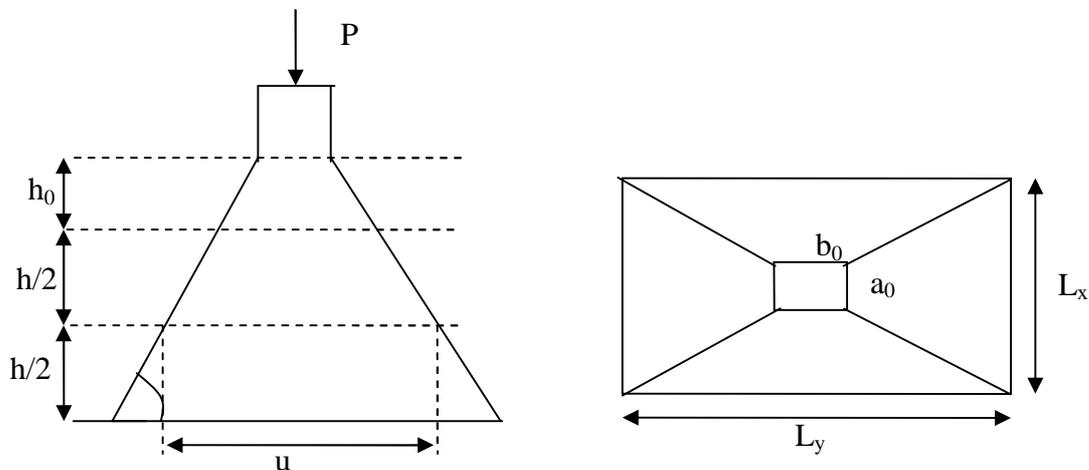


fig III.18 : L'ascenseur.

III.7.3. Cas de charges concentrées

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcul le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

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

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD** (Annexe 03)

1. ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.60}{1.90} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110}{160} = 0.68$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110}{190} = 0.57$$

a) Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35P = 139.45Kn$$

$$M_1=0.082$$

$$M_2=0.055$$

$$M_{x1} = 0.082 \times 139.45 = 11.43 \text{Kn.m}$$

$$M_{y1} = 0.055 \times 139.45 = 7.66 \text{Kn.m}$$

• **Moment dû aux poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 ; M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0.0586 \times 9.73 \times 1.6^2 = 1.46 \text{Kn.m}$$

$$M_{y2} = 0.7655 \times 1.46 = 1.11 \text{Kn.m}$$

• **La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.43 + 1.46 = 12.89 \text{Kn.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.66 + 1.11 = 8.77 \text{Kn.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 12.89 = 10.95 \text{Kn.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 8.77 = 7.45 \text{Kn.m.}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 12.89 = 3.86 \text{KN.m.}$$

b) Le ferrailage

Tableau III.20: Ferrailage de la dalle de local des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a calculé (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens xx	10.95	3.86	1.83	0.64	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	7.45	3.86	1.35	0.64	5HA8=2.51	5HA8=2.51

c) Vérification à l'ELU

• **Vérification de condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée

$$\text{Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 1.78 \text{cm}^2 \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.84}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.72 \text{cm}^2.$$

Donc on ferraille avec A_x .

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 1.30cm^2 \leq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2$.

Donc on ferraille avec A_{min} .

En appui

$$A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_a = 0.62cm^2 \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.72cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{min} .

• **Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440cm$$

$$q_u = 139.45KN \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 660Kn \dots\dots\dots vérifiée.$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{2.2 + 1.1} = 42.25Kn.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{42.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.24MPa < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa.$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = 2cm$$

$$\phi_{max} = 10mm \leq 20mm$$

• **Espacement des armatures**

Sens xx : $S_t = 25 cm \leq \min (3 h , 33 cm) = 33 cm$; Soit : $S_t = 20cm$.

Sens yy: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t=20\text{cm}$.

2. L'ELS ($\nu = 0.2$)

a) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = 103.3 \text{Kn}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.082 + 0.2 \times 0.055) \times 103.3 = 9.60 \text{Kn.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = (0.055 + 0.2 \times 0.082) \times 103.3 = 7.37 \text{Kn.m}$$

b) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{Kn/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0586 \times 7.1 \times 1.6^2 = 1.06 \text{Kn.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7655 \times 1.065 = 0.81 \text{Kn.m}$$

c) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.60 + 1.06 = 10.66 \text{Kn.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.81 = 8.18 \text{Kn.m}$$

d) Vérifications des contraintes

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 10.66 = 9.06 \text{Kn.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 8.18 = 6.95 \text{Kn.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 10.66 = 3.20 \text{Kn.m}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A'=0$.

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Tableau III.21 : Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	$Y (cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	Xx	9.06	2.51	3.26	9375.511	3.15	15
	Yy	6.95	2.51	3.11	7715.16	2.80	15
Appui	/	3.20	2.51	3.26	9375.511	1.11	15

III.7.4. Schéma de ferrailage

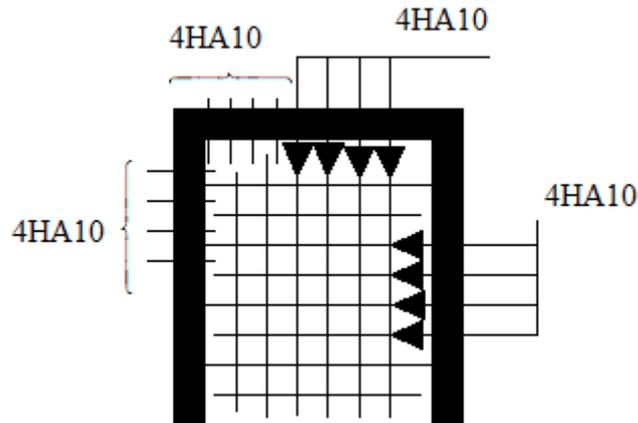


Fig. III.19 : Schéma de ferrailage de dalle du local des machines.

III.8. Etude des escaliers

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

III.8.1. Etude du 1^{er} type

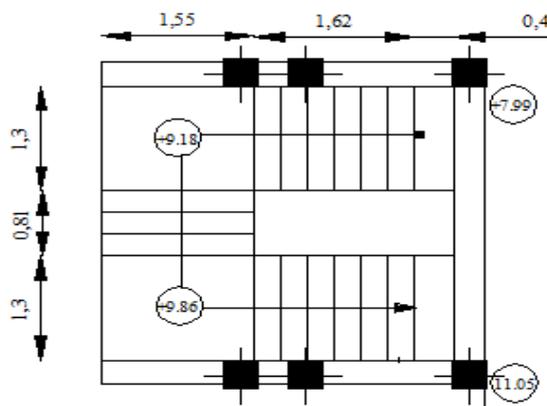


Fig III.20: Vue en plans de l'escalier du 1^{er} type (étages courants).

III.8.1.1. Pour la 1^{ère} volée et 3^{ème} volée

1. Les chargements

G_v : poids propre de la volée ; G_p : poids propre de palier.

$$G_v = 8.427 \text{ Kn/m}^2 ; G_p = 4.98 \text{ Kn/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

2. Les Combinaisons de Charges

ELU: $q_u = 1.35 \times G_v + 1.35 \times Q$

ELS: $q_s = G_v + Q$

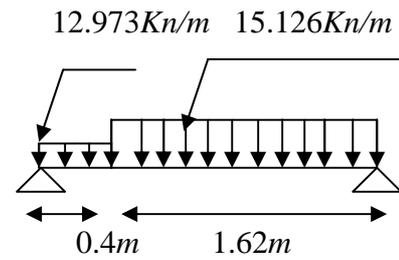


Fig III.21 : Schéma de la volée(I).

Tableau III.22 : Évaluation des charges

	q_v (Kn/m)	q_p (Kn/m)
l'ELU	15.126	12.973
l'ELS	10.927	7.48

3. Les sollicitations

Tableau III.23: sollicitation de l'escalier type 1 (volée 1)

	M_o (Kn.m)	M_t^{max} (Kn.m)	M_a^{max} (Kn.m)	V_{max} (Kn)
ELU	7.617	5.712	3.80	15.19
ELS	5.436	4.62	2.17	14.571

4. Ferrailage

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Ferrailage d'escalier type 1 (volée 1)

	M_u (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	5.712	0.028	0.035	0.118	1.39	1.45	4HA10=3.14
En appuis	3.80	0.018	0.023	0.118	0.921	1.45	4HA8=2.01

5. Les armatures de répartition

a) En appuis

$$A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml$$

b) En travée

$$A_r^t = \frac{A_{s/l}}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/ml$$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$.

$A_r^t = 4\text{HA}8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$.

6. Vérifications

a) L'ELU

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.126 < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

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

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 2.01 + 3.16 = 5.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.17 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 15.19 \times 10^{-3}}{400}$$

$A_l = 5.17 \text{ cm}^2 > 0.43 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Espacement des armatures**

✓ Armatures longitudinales

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3\text{ h}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

✓ Armatures transversales

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4\text{ h}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

b) L'ELS

- Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.25 : Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type 1

Localisation	M _{ser} (Kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
En travée	4.62	2.93	4737.81	2.859	15	Vérifiée
En appui	2.17	2.40	3239.42	1.61	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation

D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{2.02} = 0.069 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4.07}{10 \times 5.436} = 0.0748 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

D'où la nécessité de la vérification de la flèche, définie par :

$$\Delta f \leq f_{adm} \text{ tel que :}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi} .$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \quad \text{Portée} \leq 5\text{m.}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} \quad \text{Portée} > 5\text{m.}$$

Pour notre cas : $l < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{202}{500} = 0,404cm$

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$.

Tel que

f_{gv} et f_{gi} : flèches due a l'ensemble des charges permanentes totales.

f_{ij} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

f_{qi} : flèche due aux charges permanentes supportée par l'élément considéré

✓ **Évaluation des moments**

Tableau.III.26 : Évaluation des moments.

	J (Kn/m²)	g (Kn/m²)	q (Kn/m²)
Paillasse	6.467	8.427	10.927
Palier	3,50	4.98	7,48
M_{ser}	2.70	3.537	4.62

✓ **Calcul de λ_i et λ_v**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.16 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 0,0026$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = \frac{0,05 * 2,1}{(2 + 3) * 0,0026} = 7.97 \text{ et } \lambda_v = 0,4 * \lambda_i = 3.18$$

✓ **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{2.70 \times 10^{-3} \times (0,12 - 0,0293)}{4737.81 \times 10^{-8}} = 77.65MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{3.537 \times 10^{-3} \times (0,12 - 0,0293)}{4737.81 \times 10^{-8}} = 101.551MPa$$

$$\sigma_{sq} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{4.62 \times 10^{-3} \times (0,12 - 0,0293)}{4737.81 \times 10^{-8}} = 132.662MPa$$

✓ Interties fictive (I_f)

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4 * 0,0026 * 77.65 + 2,1} = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4 * 0,0026 * 101.551 + 2,1} = 0$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4 * 0,0026 * 132.662 + 2,1} = 0$$

$$I_0 = bh^3/12 + 15A_s (h/2 - d'')^2$$

$$I_0 = 164518.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1,1 * 164518.3}{1 + 8.04 * 0} = 18097.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1,1 * 164518.3}{1 + 8.04 * 0} = 18097.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1,1 * 164518.3}{1 + 8.04 * 0} = 18097.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1,1 * 164518.3}{1 + 3.23 * 0} = 18097.01 \text{ cm}^4$$

✓ Evaluation des flèches

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa} ; E_v = \frac{1}{3} * E_i = 10721,4 \text{ Mpa} ;$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ij}}} = \frac{2.70 * 10^{-3} * 2.02^2}{10 * 32164,2 * 18097.01 * 10^{-8}} = 1.89 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ig}}} = \frac{3.537 * 10^{-3} * 2.02^2}{10 * 32164,2 * 18097.01 * 10^{-8}} = 2.45 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ip}}} = \frac{4.62 * 10^{-3} * 2.02^2}{10 * 32164,2 * 18097.01 * 10^{-8}} = 3.23 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_v * I_{f_{gv}}} = \frac{3.573 * 10^{-3} * 2.02^2}{10 * 10721,4 * 18097.01 * 10^{-8}} = 7.37 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6.24 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta f (=0,0624 \text{ cm}) < f_{adm} (=0,404 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

7. Schéma de ferrailage

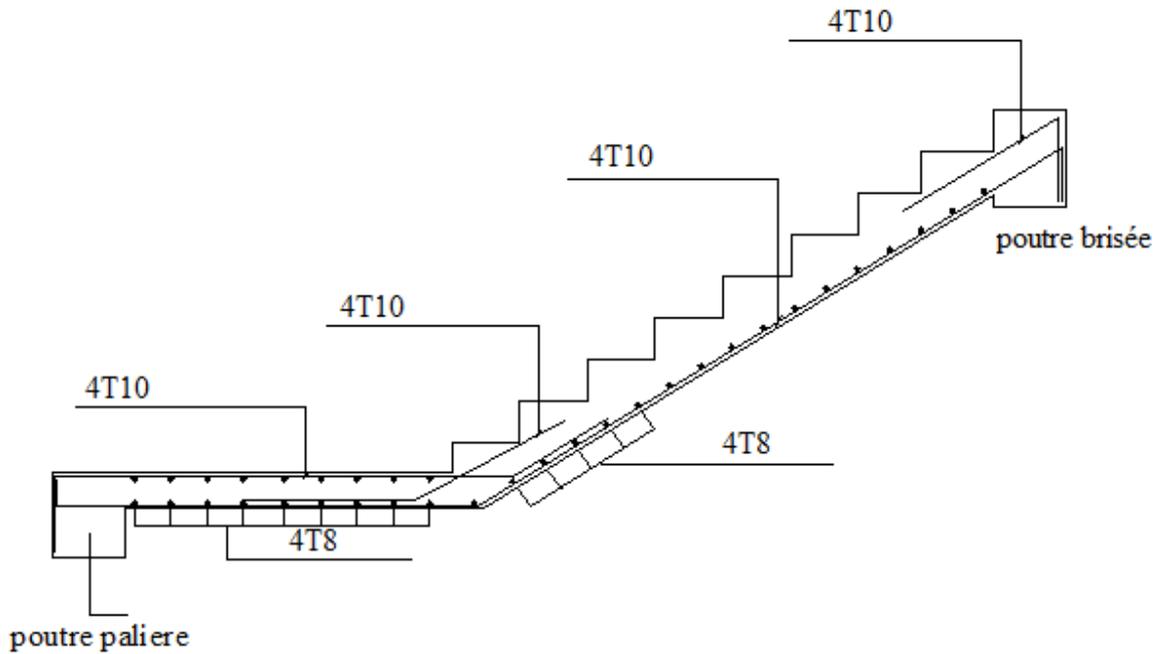


Fig III.22 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (volée 1 et 3.)

III.8.1.2. Pour la 2^{ème} volée

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

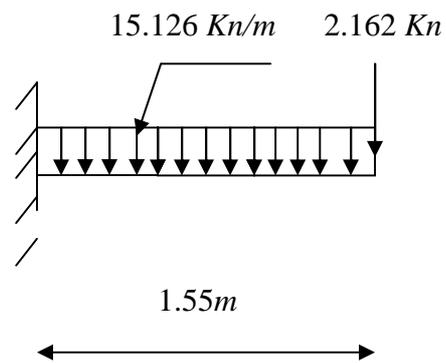


Fig III.23 : Schémas de la volée 2.

1. Les chargements

$$G = 8.427 \text{ Kn/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2.$$

$$P_u = 2.91 \text{ Kn/m} \quad ; \quad q_u = 15.126 \text{ Kn/m}^2$$

2. Les sollicitations

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_U \times l = 22.69 \text{Kn.m}$$

$$V_U = q_U \times l + P_u = 26.36 \text{Kn}$$

3. Ferrailage

a) Armatures principales

Tableau III.27: Ferrailage d'escalier type 1 (volée 2)

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{min}(cm^2)$	A_{adop} (cm^2/ml)
En appuis	22.69	0.111	0.147	0.113	5.77	1.45	4HA14=6.16

b) Armatures de répartition

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{cm}^2/m$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm^2/ml ; St=25cm.

4. vérifications

a) L'ELU

• Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.219 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2.$$

$A_{min} = 1,45 \text{cm}^2 < A_S = 6.16 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

• Calcul des espacements

$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm}$ On adopte $S_t = 25 \text{cm}$

b) L'ELS

• **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.87cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8039.4cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.94MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de flèche la flèche**

BAEL 91 (A 6.5.2)

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,55} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-4}}{0.12} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

3. $\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.55} = 0.090 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.8.1.3. Pour le palier de repos

Il sera étudié comme une console encastree dans la poutre brisée :

1. Les chargements

$$G_p = 4.98Kn/m^2$$

$$Q = 2.5Kn/m^2$$

$$q_u = 10.473Kn/m^2$$

$$P_u = 2.91Kn$$

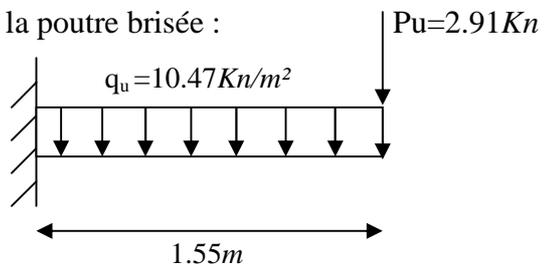


Fig III.24 : Schéma statique du palier de repos.

2. Les sollicitations

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = 17.104Kn.m$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 19.151Kn.m$$

3. Ferrailage

a) Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

Tableau III.28: Ferrailage d'escalier type 1 (Palier de repos)

M_u (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
17.104	0.083	0.109	0.114	4.28	1.45	4HA12=4.52

b) Les armatures transversales

$A_t = \frac{A}{4} = 1.13cm^2$. On choisit des 4T8 = $2.01cm^2$; St=25cm.

4. Vérification

a) L'ELU

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1/400 = 1,45 cm^2 / ml$.

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

- **Calcul des espacements**

$S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ On adopte $S_t = 25cm$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$\tau_u = \frac{19.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.159MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots$ vérifiée.

b) L'ELS

$q_{Ser} = 7.48Kn / m^2$

$p_{Ser} = 2.192Kn$

$M_S = 12.33Kn.m$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.41 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6324.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• Vérification de la flèche

BAEL 91 (A 6.5.2)

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,55} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

3. $\frac{h}{l} = \frac{0,14}{1,55} = 0,090 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

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

5. Schéma de ferrailage

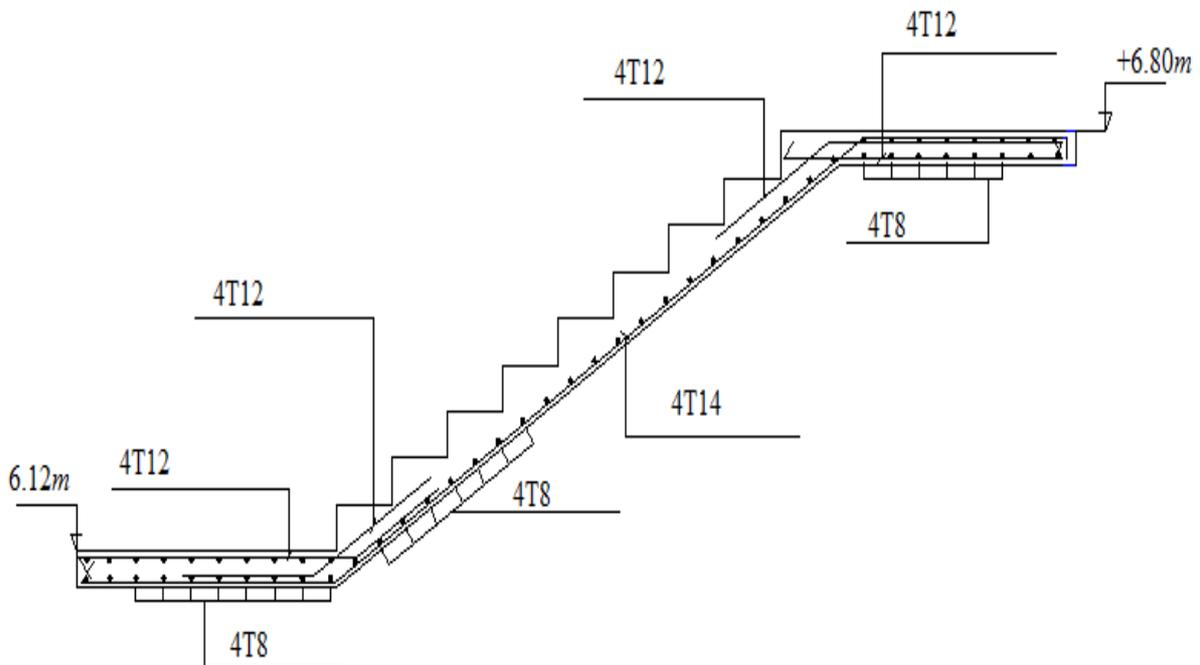


Fig III.25 : Schéma de ferrailage de l'escalier type1 (volée2 et palier).

III.8.2. Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée est une poutre noyée dans le palier et la volée pour reprendre les sollicitations de la flexion due à son poids propre et la torsion due au couple de torsion.

1. Pré dimensionnement

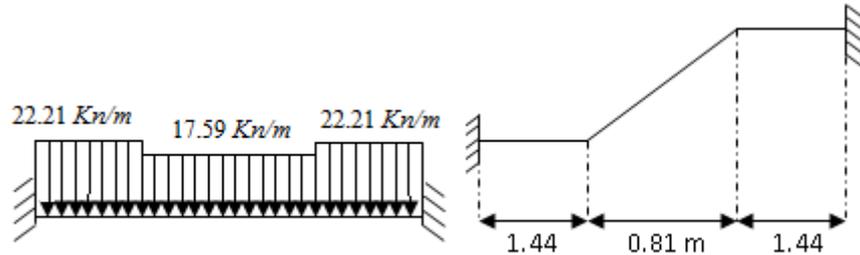


Fig.III.26:Charge revenant a la poutre brisée

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

Soit h = 35 cm

Le RPA préconise : $\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases}$

• Charges revenant à la poutre brisée :

$\text{tg } \alpha = 0.68/0.81 = 0,84$

Poids de la poutre : $G = 0,30 \cdot 0,35 \cdot 25 = 2.625 \text{ Kn/m}$

Au niveau de la volée $G = 2.625 / \cos \alpha = 3.427 \text{ Kn/m}$

Poids du palier : $G_{p1} = 1,445 \cdot 4.98 = 7.196 \text{ Kn/m}$

$G_{p2} = 1,445 \cdot 4.98 = 7.196 \text{ Kn/m}$

Poids de mur : $G_m = 1.445 \cdot 2,67 = 3.858 \text{ Kn/m}$

Poids de la volée : $G_v = 0.81 \cdot 8.427 = 6.825 \text{ Kn/m}$

✓ À l'ELU :

$Q_u = 1,35G + 1,5Q$

$Q_{up1} = 1,35 \cdot (7.196 + 2.625 + 3.858) + 1,5 \cdot 2,5 = 22.21 \text{ Kn/m}$

$Q_{up2} = 1,35 \cdot (7.196 + 2.625 + 3.858) + 1,5 \cdot 2,5 = 22.21 \text{ Kn/m}$

$Q_{uv} = 1,35 \cdot (6.825 + 3.427) + 1,5 \cdot 2,5 = 17.590 \text{ Kn/m}$

✓ À l'ELS :

$Q_s = G + Q$

$Q_{sp1} = (7.196 + 2.625 + 3.858) + 2,5 = 16.179 \text{ Kn/m}$

$Q_{sp2} = (7.196 + 2.625 + 3.858) + 2,5 = 16.179 \text{ Kn/m}$

$Q_{sv} = (6.825 + 3.427) + 2,5 = 12.752 \text{ Kn/m}$

• Calcul à la flexion

✓ Calcul à l'ELU :

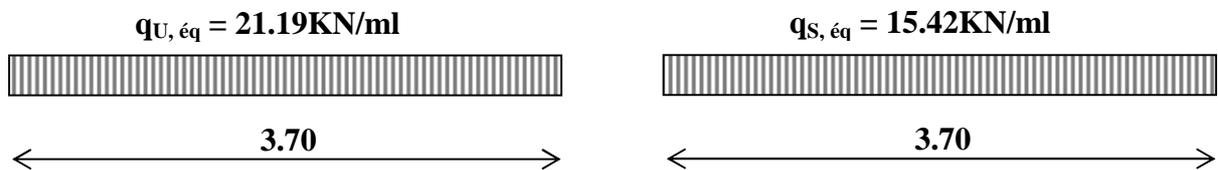
Calcul de « q » équivalente

$$q_{U, \text{éq}} = \frac{(22.21 * 1.445) * 2 + 0.81 * 17.590}{3.70} = 21.19 \text{Kn/m}$$

$$\Rightarrow q_{U, \text{éq}} = 21.19 \text{KN/m}$$

$$q_{S, \text{éq}} = \frac{(16.179 * 1.445) * 2 + 12.752 * 0.81}{3.70} = 15.42 \text{Kn/m}$$

$$\Rightarrow q_{S, \text{éq}} = 15.42 \text{KN/m}$$

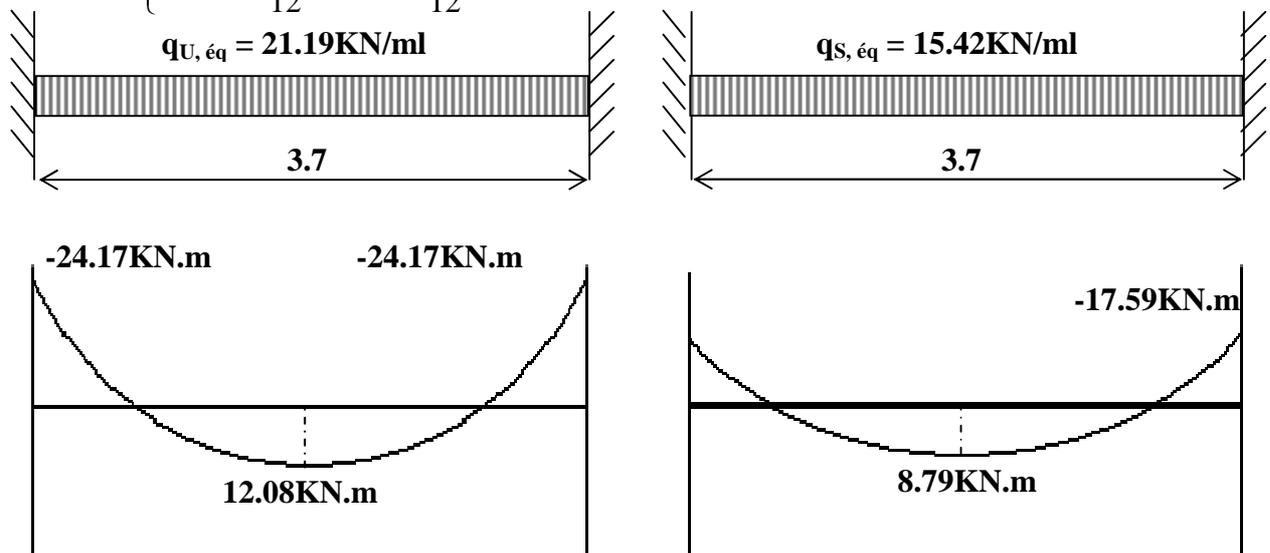


Calcul des moments

La poutre est bi-encastée, et les moments ont comme suit :

$$A \text{ L'ELU} \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U \times l^2}{24} = \frac{21.19 \times 3.7^2}{24} = 12.08 \text{Kn.m} \\ M_U^a = \frac{q_U \times l^2}{12} = \frac{21.19 \times 3.7^2}{12} = 24.17 \text{Kn.m} \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELS} \begin{cases} M_S^t = \frac{q_S \times l^2}{24} = \frac{15.42 \times 3.7^2}{24} = 8.79 \text{Kn.m} \\ M_S^a = \frac{q_S \times l^2}{12} = \frac{15.42 \times 3.7^2}{12} = 17.59 \text{Kn.m} \end{cases}$$



$M_{\max} = 12.08 \text{ Kn.m}$

$M_a = -24.17 \text{ Kn.m}$

Valeurs des armatures longitudinales dans la poutre palière :

Tableau.III.29 : Armatures longitudinales dans la poutre brisée.

	M_u (KN.m)	M	α	z	As (cm ²)
Travée	12.08	0,0261	0,0331	0.325	1.06
Appuis	-24.17	0.052	0.0676	0,321	2.16

• **Vérification à l'ELU : [BAEL91]**

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

$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \times f_{t28} / f_e.$

$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \frac{2,1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2.$

$A^t = 1.06 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots N'est pas vérifiée.$

Alors on ferraille avec $A_{\min} = 1.195$

$A^a = 2.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots Vérifiée.$

✓ **Vérification au cisaillement**

$V_u = 39.20 \text{ KN}$

$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \longrightarrow$ Fissuration Peu Nuisible

$\tau_u = V^{\max} / \text{bd} = \frac{39.20 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0,33} = 0.395 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}.$

Pas risque de cisaillement. (L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis)

L'influence sur le béton

$V \leq V^{\max} = 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$

Tel que : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 33 = 29.7 \text{ cm}$

$V = 39.20 \text{ KN} \leq V^{\max} = 594.74 \text{ Kn}$

L'influence sur les armatures tendues il faut vérifier que:

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$39.20 - \frac{24.17}{0,9 \times 0,33} < 0 \dots\dots\dots Vérifiée.$$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification à l'ELS : [BAEL91]**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_t^{ser} = 8.79 \text{ Kn.m}$$

$$M^a = -17.59 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Fissuration peu nuisible \Rightarrow pas de vérification à faire

✓ **Etat limite de déformation**

1. $\frac{h_t}{l} > 1/16.$

2. $\frac{h_t}{l} > M_t/10 \times M_o.$

3. $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Vérification :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{35}{370} (= 0,094) > \frac{1}{16} (= 0,0625) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.094 > M_t/10 \times M_o = 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0020 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les 03 conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification à la flèche est inutile.

• **Calcul à la torsion**

La poutre est soumise a trois moment de torsion uniformément reparties due aux différentes parties d'escaliers

$$M_1 = M_3 = 3.80 \text{ Kn.m par mètre (due aux différentes charges de la volée 1 et 3)}$$

$$M_{p1} = M_{p2} = 17.104 \text{ Kn.m par mètre (due aux différentes charges du palier 1 et 2)}$$

$$M_2 = 22.69 \text{ Kn.m par mètre (due aux différentes charges de la volée 2)}$$

$$M_t^{max} = 2 \times M_{p1} \times 1.445 + M_2 \times 0.81 - 2 \times M_1 \times 1.62 = 15.49 \text{ Kn.m}$$

✓ **Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{M_t}{2.e.\Omega} \quad \text{Avec } \Omega : \text{aire de contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.}$$

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{15.49 \times 10^{-3}}{2 \times 0,05 \times 7.5 \times 10^{-2}} = 2.06 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa}$$

• **Ferraillage**

La section d'armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{At \cdot fe}{St \cdot \gamma_s} = \frac{At \cdot fe}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega}$$

✓ **Armatures longitudinales**

$$\frac{At \cdot fe}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow At = \frac{Mt \cdot \mu \cdot \gamma}{2 \cdot fe \cdot \Omega} \quad \text{Avec } \mu : \text{périmètre de } \Omega$$

$$\mu = 2 \cdot [(b-e) + (h-e)] = 110 \text{ cm}$$

$$A = 2.34 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversals:**

$$\frac{At \cdot fe}{St \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow At = \frac{Mt \cdot St \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot fe} \quad \text{On prend } St = 20 \text{ cm}$$

$$At = 0,38 \text{ cm}^2$$

on adopte : $At = 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$

✓ **Conclusion**

La section de ferraillage totale (A^{2t}) est calculée en flexion + torsion qui est donnée par:

En appuis

$$At = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } At = 3T12 + 3T10 = 5.76 \text{ cm}^2$$

En travée

$$At = 3.53 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } At = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

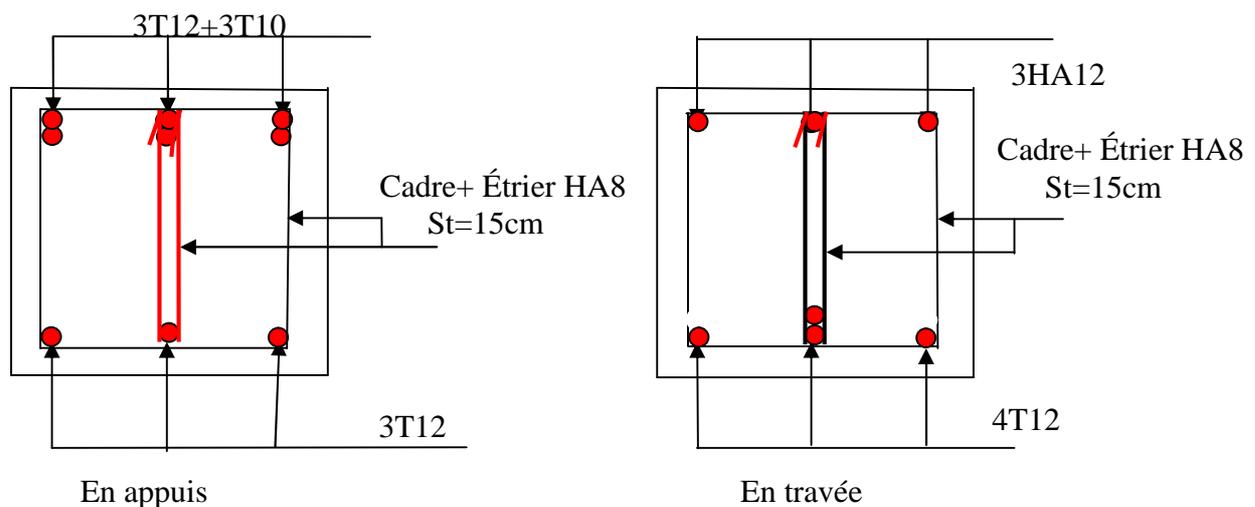


Fig III.28: Schéma de ferraillage de la poutre brisée.

III.8.3. Etude de 2^{ème} type d'escalier

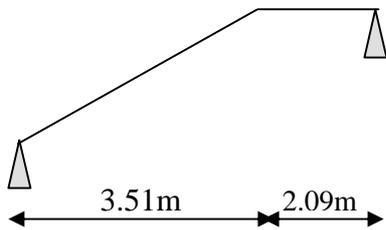


Fig III.29 : Schéma statique.

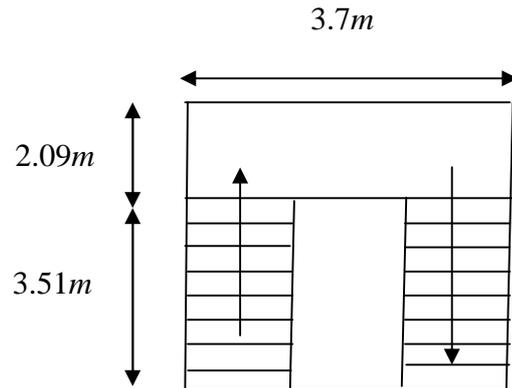


Fig III.30 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées.

1. Les chargements

$$G_{palier} = 6.20 \text{ Kn} / \text{m}^2 ; G_{volée} = 10.125 \text{ Kn} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

2. Les sollicitations

a) L'ELU

• Palier

$$q_p = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ Kn/m.}$$

• Volée

$$q_v = 1.35 \times 10.125 + 1.5 \times 2.5 = 17.418 \text{ Kn/m.}$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 46.03 \text{ Kn}; R_B = 39.763 \text{ Kn.}$$

$$x = 2.68 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} (2.68) = 62.64 \text{ K.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times M^{\max} = 46.96$$

$$M_a = 0.5 \times M^{\max} = 31.30 \text{ Kn.m.}$$

$$V_{\max} = 46.703 \text{ Kn.}$$

b) L'ELS

• Palier : $q_s = 6.20 + 2.5 = 8.7 \text{ Kn.m.}$

• Volée : $q_s = 10.125 + 2.5 = 12.625 \text{ Kn.m.}$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 33.819 \text{ Kn}; R_B = 28.677 \text{ Kn.}$$

$$x = 2.68 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} (2.68) = 45.29 \text{ Kn.m.}$$

$$M_t = 0.85 \times M^{\max} = 38.50 \text{ Kn.m}$$

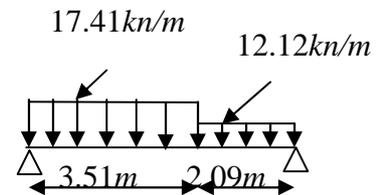


Fig III.31 : Chargement affecté à la 1^{ère} volée.

$$M_a = 0.4 * M_{max} = 18.11 \text{ Kn.m.}$$

$$V_{max} = 33.819 \text{ Kn.}$$

3. ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm.} \\ d = 18\text{cm.} \\ e = 20\text{cm.} \end{array} \right.$$

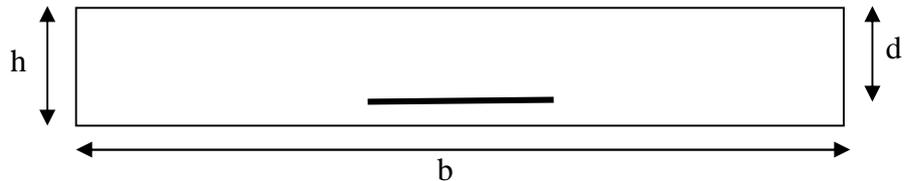


Fig 32: Section à ferrillée.

Les calculs de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.30 : Ferrailage de la 1^{ère} et 2^{ème} volée.

	M (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adopté} (cm^2)$
En travée	46.96	0.102	0.135	0.170	7.92	6HA14 = 9.24
En appuis	31.30	0.068	0.088	0.173	5.18	5HA12=5.65

On adopte: $S_t=15\text{cm}$ (en travée).

$S_t=20\text{cm}$ (en appui)

4. Les armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow \text{En travée: } A_r = 9.24 / 4 = 2.31\text{cm}^2.$$

$$\text{En appui: } A_r = 5.65 / 4 = 1.41\text{cm}^2.$$

Donc, on adopte : 4HA10/ml = 3.16cm² en travée ; $S_t=25\text{cm}$.

$$4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{cm}^2 \text{ en appui ; } S_t=25\text{cm}.$$

5. Vérification

a) L'ELU

- condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 0,23.1.0,18.2,1/400 = 2.173\text{cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ vérifiée.

• l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{46.70 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.259MPa < \bar{\tau} \text{ vérifiée}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Avec : $M_u = 46.96Kn.m$

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left[46.70 \times 10^{-3} - \frac{46.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right] \times \frac{1.15}{400} = -7 \times 10^{-4} m^2$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

• Espacement des barres

-armatures principales : $S_{t \max} \leq \min (3.h, 33 \text{ cm}) = 33cm \text{ vérifiée.}$

-armatures secondaires : $S_{t \max} \leq \min (4.h, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée.}$

c) L'ELS

• Etat limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

• Etat limite de compression du béton

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifie la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

Tableau III.31 : Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type 2

	Mser(Kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	38.50	3.68	11381	12.46	15	vérifiée
Appuis	18.118	3.00	7683.7	7.09	15	vérifiée

• Etat limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots(1) \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots(2) \\ A / b.d \leq 4,2 / f_e \dots\dots(3) \end{cases}$$

On a : h=20cm; L=560cm.

(1) $\Leftrightarrow h/l=20/560=0.0357 < 1/16=0.0625$.

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$l \geq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{560}{1000} + 0.5 = 1.06cm$.

Evaluation de la flèche :

$M_j^y = 19.171Kn.m$

$M_g^y = 30.191Kn.m$.

$M_p^y = 38.502Kn.m$

On utilise le logiciel de calcul SOCOTEC on trouve :

$\Delta f_i=3.854mm < 10.6mm$ Donc la flèche est vérifiée.

6. Schéma de ferrailage

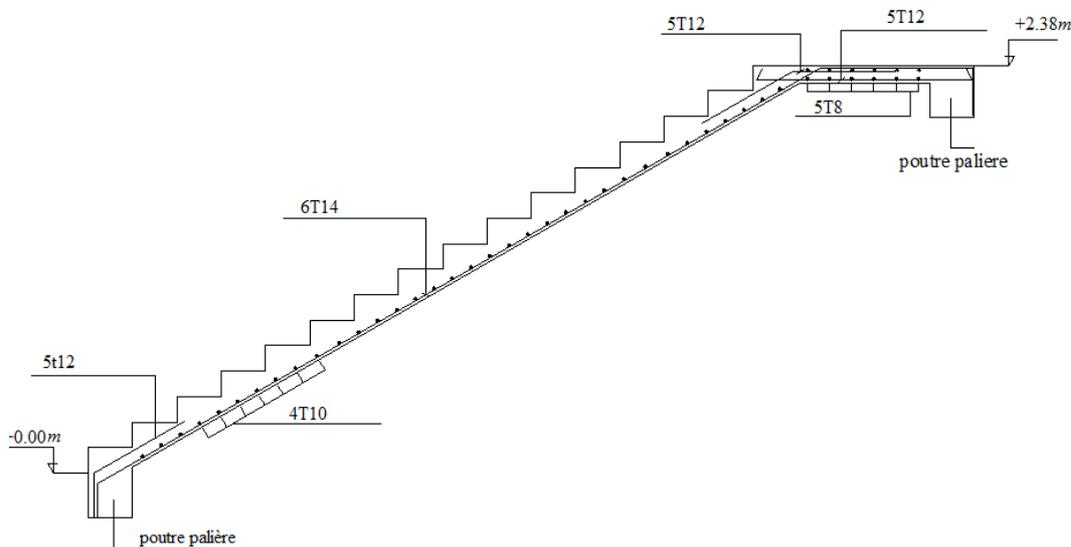


Fig III.33: Schéma de ferrailage de l'escalier type2 (volée1).

III.4. Calcul de la poutre palière :

1. Pré dimensionnement :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}.$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

a) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

- **Poids propre de la poutre :** $G_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- **Réaction: à L'ELU:** $R_B = 39.763 \text{ Kn/m}$.

à L'ELS: $R_B = 28.677 \text{ Kn/m}$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$Q_u = 39.763 + 1.35 \times 2.625 = 43.306 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_s = 28.677 + 2.625 = 31.302 \text{ Kn/ml}$$

- **Schéma statique:**

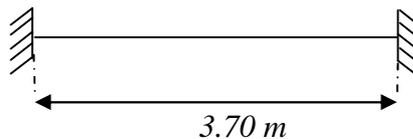


Fig III.34 : Chargement affecté à la poutre palière

La poutre est supposée bi-encastree ; les sollicitations sont comme suite :

En travée : $M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{43.306 \times 3.7^2}{24} = 24.702 \text{ Kn.m}$

$$M_{ser} = \frac{31.302 \times 3.7^2}{24} = 17.855 \text{ Kn.m}$$

En appuis : $M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{43.306 \times 3.7^2}{12} = 49.404 \text{ Kn.m}$

$$M_{ser} = \frac{31.302 \times 3.7^2}{12} = 35.710 \text{ Kn.m}$$

b) Ferrailage :

$$M^t = 0.85 \times 24.702 = 21.00 \text{ Kn.m}$$

$$M^a = -0.5 \times 49.404 = -24.70 \text{ Kn.m}$$

Tableau.III.32 : Armatures longitudinales dans la poutre palière.

	M_u (KN.m)	b(m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
travée	21.00	0.30	0.33	0.045	0.058	0.322	1.87
appuis	24.70	0.30	0.33	0.053	0.068	0.320	2.21

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times 2.1}{400} = 1.195 \text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{adoptée} > A_{\min}$)

• **Effort tranchant**

$$V_{u \max} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{43.306 \times 3.7}{2} = 80.116 \text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{80.116 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.81 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

Donc c'est vérifié

✓ **Armatures transversales**

Soit St=15cm

• **Flexion simple**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times b \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.76 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.18 \text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24.702}{17.855} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.441 > \alpha = 0.058$$

Appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{49.404}{35.710} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.441 < \alpha = 0.068$$

Donc la vérification de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

• **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0.094 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2-) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{0.75M_0}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3-) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.87 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.0018 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Il ne sera pas donc nécessaire de vérifier la flèche.

c) Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est le moment à l'appui.

Donc $M_t = 30.31 \text{ Kn.m}$

• **Contrainte de cisaillement ultime de torsion**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.10 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 6.59 \text{ cm}^2$$

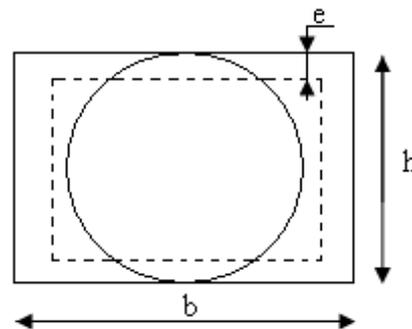


Fig III.35: Section creuse équivalente.

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a $V_u = 80.105 \text{ KN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{80.105 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.33} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{31.30 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 4.17 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 4.26MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa$ n'est pas vérifiée

Les dimensions de la section transversale sont insuffisantes pour transférer les contraintes de cisaillement résultantes.

Solution :

On augmente la section de la poutre palière à (b=35cm et h=35cm).

On aura :

$$e = 5.83cm ; \Omega = 850.88cm^2$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tr}}{2 * \Omega * e} = 3.05MPa$$

$$\tau_v = \frac{V_{max}}{b * d} = 0.693MPa$$

$$\tau_u = 3.12MPa < 3.25MPa \dots\dots\dots vérifiée.$$

Conclusion

Le calcul le plus défavorable est celui de la torsion → le ferrailage de la poutre palière se fera à la torsion.

• **Calcul des armatures**

✓ **Les armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{M_{tr} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$U = 2 * ((h - e) + (b - e)) = 2 * ((35 - 5.83) + (35 - 5.83)) = 116.68cm$$

$$A_l = \frac{30.31 * 1.1668 * 1.15}{2 * 850.69 * 10^{-4} * 400} = 5.98cm^2$$

Appui $A_l = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 5.2cm^2 \Rightarrow$ On opte pour 6HA12= 6.78cm²

Travée $A_l = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.86cm^2 \Rightarrow$ On opte pour 6HA12= 6.78cm²

✓ **Les armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{L,min}; \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1.2; 3.5)$$

$$\phi \leq 1cm$$

On opte pour $\Phi_t = 8mm$ et on prend $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

✓ Vérification de l'espacement des armatures transversales

Calcul de S_t :CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2})$, avec:

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 29.7 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} \rightarrow S_{t2} \leq 19.37 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

Exigences du RPA : Article (7.5.2.2)

- Zone nodale: $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12 * \phi_l) \\ \text{Avec } \phi_l : \text{Le petit diamètre des armatures longitudinale} \\ S_t \leq \min(8.75; 12 * 1.4) = 8.75 \text{ cm} \\ \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm.} \end{array} \right.$

- Zone courante: $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \\ \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'encastrement.

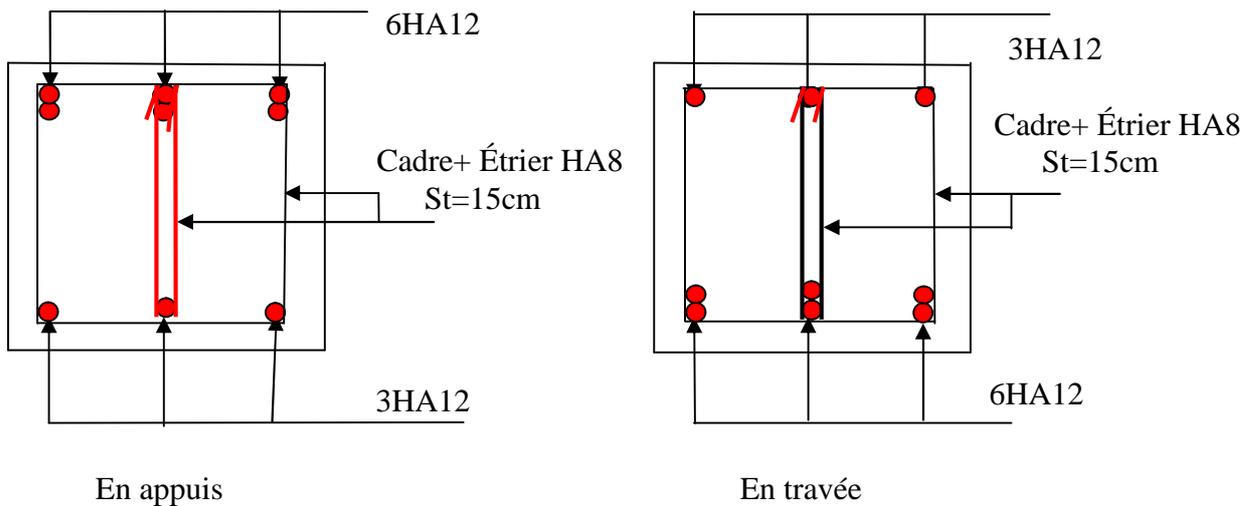


Fig III.36: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.9. Calcul des chaînages

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceignent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux.

III.9.1. Dimensionnement

Les dimensions minimales des chaînages sont :

- 1) $h \geq 15cm$ (Article 9.3.3)
- 2) $b \geq \frac{2}{3} \times e$ (e : épaisseur de mur)

Soit :

$h = 30cm$
 $b = 30cm$

III.9.2. Calcul des sollicitations

1. ELU

$G=1.35 \times (2.25 + 7.369) = 12.986 Kn/ml$
 $M_U = (G \times \frac{l^2}{8}) = (12.986 \times \frac{3.4^2}{8}) = 18.76 Kn.m$

2. ELS

$G=2.25+7.369=9.62 Kn/ml$
 $M_{els}=13.90 Kn.m$

III.9.3. Ferrailage

$M_t=0,85 \times M_U=15.94 Kn/ml$
 $M_a=0,3 \times M_U=5.628 Kn/ml$

1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 : Résumé des résultats de ferrailage.

	M(Kn.m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{s\,cal} (cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Entravée	15.94	0.28	0.0478	0.061	0.273	1.67	3HA12=3.39
En appui	5.628	0.28	0.0288	0.0366	0.275	1.02	3HA10=2.36

2. Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 0.30 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.014cm^2 / ml$
 $A_{min} = 1.014 cm^2/ml < A_{s\,cal}$

$$\sigma_{bc} = 4.36MPa \leq 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification l'état d'ouverture des fissures

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 201.6MPa) = 201.6MPa$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{11.815 \times 10^{-3}}{19041.1 \times 10^{-8}} \times (28 - 7,03).10^{-2} = 195.139MPa < 201.6MPa$$

2. En appuis

a) Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s . y - 15 A_s . d = 0$$

$$\Rightarrow y = 5.84cm$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 . A_s (d - y)^2 = 13335.4cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.82MPa \leq 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification l'état d'ouverture des fissures

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 201.6MPa) = 201.6MPa$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{4.17 \times 10^{-3}}{13335.4 \times 10^{-8}} \times (28 - 5.84).10^{-2} = 103.93MPa < 201.6MPa$$

c) Vérification l'état limite de déformation

On vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0882 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Leftrightarrow 0.0882 > 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ (MPa)} \Leftrightarrow 0.004 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

III.9.5. Schéma de ferrailage

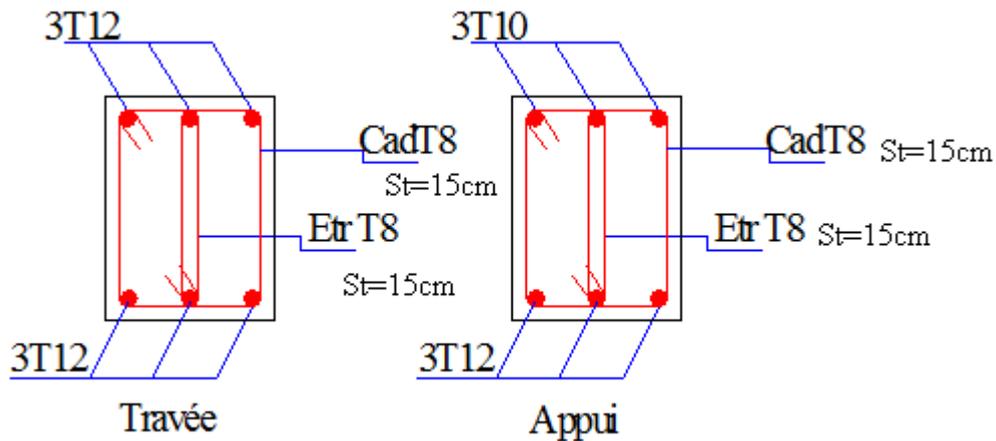


Fig.III.37: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.10. Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Après on passe au quatrième chapitre concernant l'étude dynamique de la structure.

IV.1. Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (**RPA99**/version 2003).

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99**/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du **RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer

les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale**

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

✓ A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

✓ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :

$$R = 5$$

✓ Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec : } \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1 : Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d’exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q = 1.2$

✓ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d’habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

✓ W_{Qi} : Charges d’exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.30$; et des niveaux à usage d’habitation et bureau donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$W = \sum W_i = 62601.99Kn$$

✓ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

RPA99 (Formule 4-6)

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

$$h_N = 41.65m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (41.65)^{3/4} = 0.82 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

RPA99 (Formule 4-7)

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24.1m, \quad L_y = 19.25m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.76s \\ T_y = 0.85s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.76 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.82 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.76} \right)^{2/3} = 1.539 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.82} \right)^{2/3} = 1.468 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.76 = 0.988s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.82 = 1.066s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.539 \times 1.2}{5} \times 62601.99 = 3416.65Kn$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.468 \times 1.2}{5} \times 62601.99 = 3320.29Kn$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Form4-13)}$$

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins

25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel **SAP2000** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le **RPA** de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.5.1. la disposition des voiles adoptée

Pour avoir un bon comportement de la structure et limitée les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testée dans le but d'aboutir a un système de contreventement mixte satisfaisant a la fois, une bonne répartition des charges entre portique et voiles et les contraintes architecturales de la structure

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit.

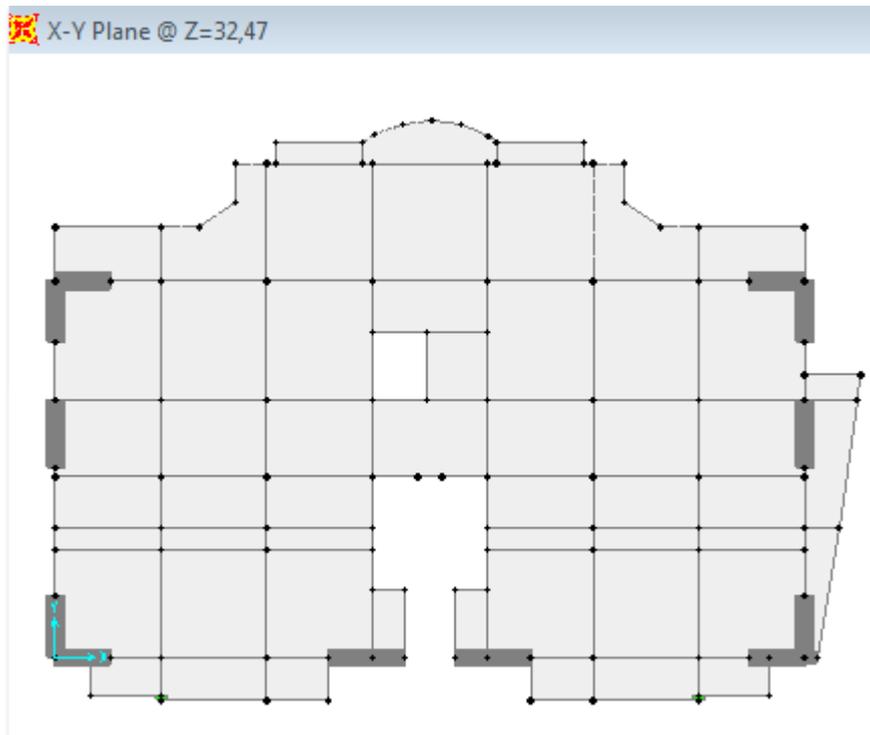


Fig. IV.1: Disposition des voiles.

IV.5.2. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Mode de vibration et taux d participation des masses.

Mode	période	Individual mode (percent)			Cumulative sum (percent)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.840	7,28E-01	6,62E-05	2,36E-06	7,28E-01	6,62E-05	2,36E-06
2	0.806	4,62E-05	7,44E-01	1,74E-06	7,28E-01	7,44E-01	4,10E-06
3	0.613	8,50E-04	5,28E-05	1,11E-08	7,29E-01	7,44E-01	4,11E-06
4	0.274	1,18E-01	4,40E-05	8,75E-06	8,47E-01	7,44E-01	1,29E-05
5	0.262	3,70E-05	1,19E-01	3,90E-05	8,47E-01	8,63E-01	5,19E-05
6	0.198	4,10E-04	3,63E-07	2,10E-06	8,47E-01	8,63E-01	5,40E-05
7	0.149	3,58E-02	1,23E-05	4,11E-06	8,83E-01	8,63E-01	5,81E-05
8	0.140	3,79E-06	3,89E-02	1,35E-05	8,83E-01	9,02E-01	7,16E-05
9	0.106	2,62E-03	3,84E-05	7,09E-06	8,85E-01	9,02E-01	7,87E-05
10	0.101	1,01E-02	9,51E-07	2,20E-04	8,96E-01	9,02E-01	3,00E-04
11	0.093	9,67E-06	1,43E-02	7,00E-02	8,96E-01	9,17E-01	7,03E-02
12	0.091	1,59E-07	2,74E-03	5,57E-01	8,96E-01	9,19E-01	6,27E-01
13	0.086	6,87E-03	1,28E-05	1,20E-04	9,02E-01	9,19E-01	6,27E-01

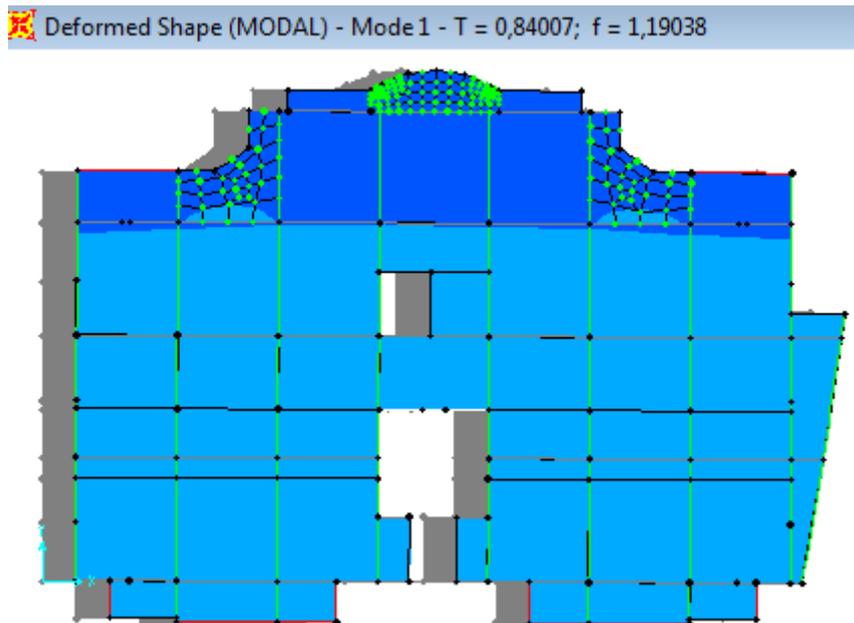


Fig IV.2 : 1^{er} mode de déformation (translation suivant x)

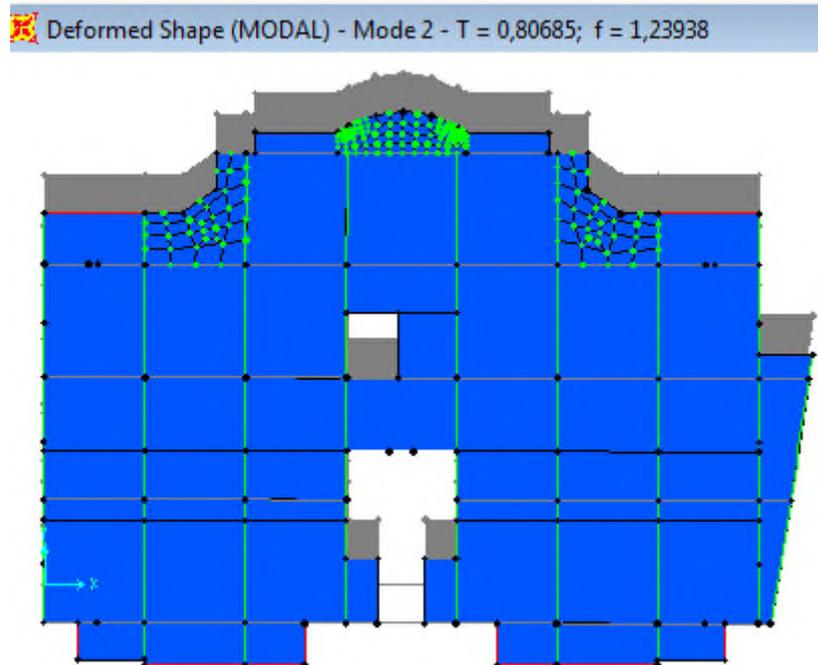


Fig IV.3 : 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y)

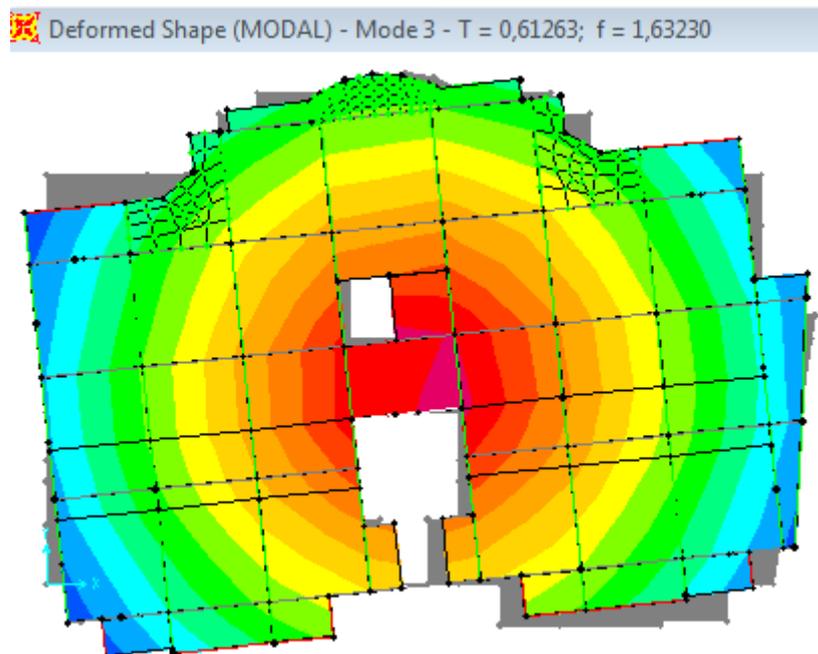


Fig IV.4 : 3^{ème} mode de déformation (rotation suivant z)

IV.5.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

IV.5.3.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, 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 a leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction a tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcule sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : les résultats d'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E. sol	62158,4	7648,85	89,04289	10,95711
RDC	51659,7	9319,04	84,71757	15,28243
1^{er} étage	44733,5	8657,1	83,78535	16,21465
2^{ème} étage	39178,5	8055,94	82,94479	17,05521
3^{ème} étage	34558,1	7237,7	82,68318	17,31682
4^{ème} étage	30145,1	6385,25	82,52067	17,47933
5^{ème} étage	25635,1	5633,99	81,98223	18,01777
6^{ème} étage	21344	4739,18	81,83049	18,16951
7^{ème} étage	17117,2	3779,98	81,91153	18,08847
8^{ème} étage	12827,5	2884,33	81,64227	18,35773
9^{ème} étage	8700,98	1900,86	82,07051	17,92949
10^{ème} étage	4588,91	905,376	83,5215	16,4785

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4 : les résultats d'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (Kn)	Voiles (Kn)	P (%)	V (%)	Portiques (Kn)	Voiles (Kn)	P (%)	V (%)
E. sol	17506,50	21184	45,247	54,752	25675,647	9866,557	72,239	27,760
RDC	22136,47	15848,35	58,277	41,722	20346,147	15414,16	56,895	43,104
1 ^{er} étage	25157,14	9513,514	72,560	27,439	25585,114	7717,648	76,825	23,174
2 ^{ème} étage	23650,28	9862,289	70,571	29,428	25392,004	8779,708	74,307	25,692
3 ^{ème} étage	21552,34	9932,287	68,453	31,546	21946,301	10031,00	68,630	31,369
4 ^{ème} étage	20313,96	8834,67	69,690	30,309	20767,693	8797,513	70,243	29,756
5 ^{ème} étage	18224,04	8161,711	69,067	30,932	17272,822	9416,429	64,7182	35,281
6 ^{ème} étage	16407,23	6833,07	70,598	29,401	15527,239	7890,082	66,3066	33,693
7 ^{ème} étage	14403,07	5251,746	73,280	26,719	13240,331	6476,206	67,1534	32,846
8 ^{ème} étage	10891,82	4738,806	69,682	30,317	10378,655	5238,047	66,4586	33,541
9 ^{ème} étage	8551,287	2708,758	75,943	24,056	7874,569	3287,68	70,5464	29,453
10 ^{ème} étage	6722,453	970,108	87,389	12,610	6067,886	643,15	90,4165	9,5834

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée sauf le dernier étage.

On remarque que le taux des charges reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20% exigée par le RPA 99/version 2003.

IV.5.3.2. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV-8}) \quad \text{Art (7.4.3.1)}$$

Tel que : N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

niveaux	B (m ²)	N(Kn)	N _{rd}	Remarque
E. sol	0.65×0.60	2485.19	0.25	Vérifiée
RDC	0.60×0.60	2196.68	0.24	Vérifiée
2 ^{ème} etage	0.6×0.55	1747.83	0.21	Vérifiée
5 ^{ème} etage	0.55×0.55	1178.54	0.15	Vérifiée
8 ^{ème} etage	0.55×0.50	636.25	0.1	Vérifiée

IV.5.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_r obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	V_{dy} ((Kn)	V_{st} (Kn)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	2734.32	3416.65	2733.32	Vérifiée
y-y	2741.11	3230.29	2584.23	Vérifiée

IV.5.3.4. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

Avec : $\delta_{kx} = R \times \delta_{ekx} \quad \delta_{ky} = R \times \delta_{eky}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \quad \text{RPA99 (Article 5.10)}$

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.

Niv	Sens x-x						Sens y-y					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
41.65	2.06	10.3	9.75	0.55	306	0.18	2.02	10.10	9.75	0.35	306	0.11
38.59	1.95	9.75	9.35	0.40	306	0.13	1.95	9.75	9.30	0.40	306	0.13
35.53	1.87	9.35	8.85	0.50	306	0.16	1.86	9.30	8.80	0.50	306	0.16
32.47	1.77	8.85	8.20	0.65	306	0.21	1.76	8.80	8.20	0.60	306	0.19
29.41	1.64	8.20	7.50	0.70	306	0.22	1.64	8.20	7.50	0.70	306	0.22
26.35	1.50	7.50	6.70	0.80	306	0.26	1.50	7.50	6.70	0.80	306	0.26
23.29	1.34	6.70	5.80	0.90	306	0.29	1.34	6.70	5.80	0.90	306	0.29
20.23	1.16	5.80	4.85	0.95	306	0.31	1.16	5.80	4.80	1.00	306	0.32
17.17	0.97	4.85	3.90	0.95	306	0.31	0.96	4.80	3.80	1.00	306	0.32
14.11	0.78	3.90	2.90	1.00	306	0.32	0.76	3.80	2.80	1.00	306	0.32
11.05	0.58	2.90	1.80	1.10	340	0.32	0.56	2.80	1.75	1.05	340	0.30
7.65	0.36	1.80	0.40	1.40	459	0.30	0.35	1.75	0.40	1.35	459	0.29
3.06	0.08	0.40	0	0.40	306	0.13	0.08	0.40	0	0.40	306	0.13

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.40 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 4.59 \text{ cm} .$$

IV.5.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \qquad \text{RPA99 (Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.8 : Vérification des effets P-Δ

Hauteur (m)	h _k (cm)	P _k (Kn)	Sens xx			Sens yy		
			Δ _k (cm)	V _k (Kn)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (Kn)	θ _k
Terrasse	306	589.66	0.55	72,913	0.014	0.35	65,513	0.010
10 ^{ème} étage	306	4549.29	0.40	563,245	0.011	0.40	504,387	0.013
9 ^{ème} étage	306	4553.84	0.50	826,434	0.019	0.50	802,534	0.019
8 ^{ème} étage	306	4555.92	0.65	1115,991	0.027	0.60	1092,406	0.025
7 ^{ème} étage	306	4631.37	0.70	1375,489	0.031	0.70	1353,217	0.031
6 ^{ème} étage	306	4631.96	0.80	1599,438	0.038	0.80	1582,193	0.038
5 ^{ème} étage	306	4631.88	0.90	1792,191	0.046	0.90	1780,905	0.046
4 ^{ème} étage	306	4707.27	0.95	1967,438	0.051	1.00	1960,872	0.054
3 ^{ème} étage	306	4711.68	0.95	2125,938	0.054	1.00	2119,546	0.057
2 ^{ème} étage	306	4885.29	1.00	2271,744	0.061	1.00	2229.004	0.062
1 ^{er} étage	340	5317.27	1.10	2369,46	0.065	1.05	2270,782	0.065
RDC	459	6689.21	1.40	2633,707	0.063	1.35	2420,009	0.066
E.sol	306	7838.34	0.40	2685,098	0.030	0.40	2422.449	0.033

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1. Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2. Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l}
 1) \ 1.35G+1.5Q \\
 2) \ G+Q \\
 3) \ G+Q+E \\
 4) \ G+Q-E \\
 5) \ 0.8G+E \\
 6) \ 0.8G-E \\
 7) \ G+Q+1.2E \\
 8) \ G+Q-1.2E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1) \\ 2) \\ 3) \\ 4) \\ 5) \\ 6) \\ 7) \\ 8) \end{array}} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003)

1. Les armatures longitudinales RPA99/2003(Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser $25cm$ (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e : hauteur d'étage.

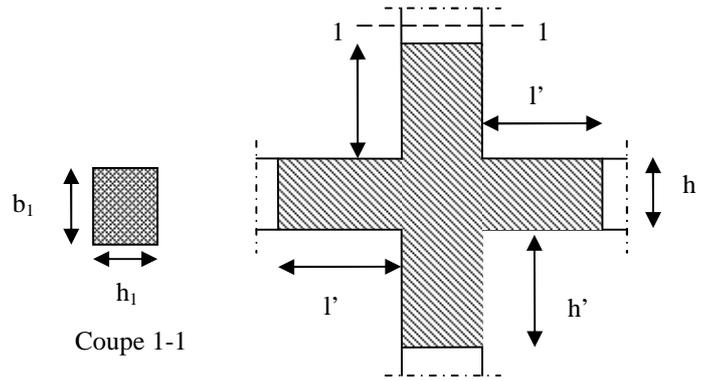


Fig.V.1 : La zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
S/sol+E /sol	65x60	31,2	156	234
	$\pi \times 30^2$	22,61	113,09	169,64
RDC, 1 ^{er} étage	60x60	28,8	144	216
	$\pi \times 27,5^2$	19	95,03	142,54
2,3et4 ^{ème} étage	60x55	26,4	132	198
	$\pi \times 22,5^2$	12,72	63,61	95,42
5, 6et7 ^{ème} étage	55x55	24,2	121	181,5
8,9et10 ^{ème} étage	55x50	22	110	165

2. Les armatures transversales

RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suiuante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_1, 15\text{cm})$ (zone nodale).

- $t \leq 15 \times \phi_1$ (zone courante). (ϕ_1 Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

Avec : $\lambda_g = lf/b_1$ ou $\lambda_g = lf/h_1$, et lf longueur de flambement du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$

- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N > 0$: effort de traction.

$N < 0$: effort de compression.

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux rectangulaires.

Section	N_{\min} , M_{corr}		M_{max} , N_{corr}		N_{max} , M_{corr}		$V_U(Kn)$
	N (Kn)	M Kn.m	M Kn.m	N (Kn)	N (Kn)	M Kn.m	
60×65	138,275	30,03	108,24	1145,83	2485,19	3,25	95,99
60×60	31,639	67,44	138,5	1336,25	2196,68	4,50	111,71
60×55	6,506	48,81	159,21	156,203	1747,83	6,94	127,75
55×55	172,426	6,92	122,53	499,475	1178,54	8,61	113,81
50×55	41,729	24,92	83,83	344,242	336,25	9,52	73,80

Tableau V.3: Sollicitations dans les poteaux circulaires.

Section	Com	N _{min} , M _{corr}		com	M _{max} , N _{corr}		com	N _{max} , M _{corr}		V _U (Kn)
		N (Kn)	M Kn.m		M Kn.m	N (Kn)		N (Kn)	M Kn.m	
$\pi \times 30^2$	5	100,12	-1,28	3	43,43	257,48	1	504,23	7,56	71,93
$\pi \times 27.5^2$	4	131,05	24,04	5	57,82	389,08	1	603,48	14,88	-21,31
$\pi \times 22.5^2$	4	1,21	14,45	4	77,01	44,94	1	75,46	29,07	45,08

V.2.3. Calcul du ferrailage

1. Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

✓ Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- N_{min} = 138,275Kn M_{cor} = 30,03Kn.m
- M_{max} = 108,24Kn.m N_{cor} = 1145.83Kn
- N_{max} = 2485,19Kn M_{cor} = 3,25Kn.m

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$$d = 0.9 h = 0.585m; d' = 0.065m$$

$$N = -2485,19Kn$$

$$M = 3,25KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 0.0013m$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_a \leq (0.337h - 0.81d')b.h.fbu \quad (I)$$

$$M_a = M + N \times (d - h/2) = 3,25 + 2485,19 \times (0.585 - 0.325) = 649,40Kn.m$$

$$(I) \Rightarrow 2485,19 \times 10^{-3} \times (0.585 - 0.065) - 649,40 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065) \times 0.39 \times 14,2$$

$$0.64 \leq 0,92 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{649,40 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.585^2 \times 14,2} = 0.223$$

$$\mu_{bu} = 0.223 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.32$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.51m \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{649,40 \cdot 10^{-3}}{0.51 \times 348} = 36,59 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -34,82 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 108,24 \text{ Kn.m}, N = 1145.83 \text{ Kn} \Rightarrow e_G = 0,094m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures

$$(I) \Rightarrow 0.189 \leq 0,92 \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 406.15 \text{ Kn} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.139 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.188 \Rightarrow z = 0.54m \Rightarrow A_1 = 21,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -11,35 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$M = 30,03 \text{ KN.m}, N = 138,275 \text{ Kn} \Rightarrow e_G = 0,217m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures

$$(I) \Rightarrow 0.005 \leq 0,92 \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 66.25 \text{ Kn} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.022 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.028 \Rightarrow z = 0.578m \Rightarrow A_1 = 3,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -0,68 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux rectangulaires.

Niveau	Section	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
S/sol, E/sol	65×60	0	0	31,2	32,68	10HA16+4HA20
RDC, 1 ^{er} étages	60×60	0	2,27	28,8	32,68	10HA16+4HA20
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	60×55	0	5,20	26,4	28,15	14HA16
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	55×55	0	0,09	24,2	28,15	14HA16
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} , étages	55x50	0	0,64	22	24,13	12HA16

Tableau V.5 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires.

Niveau	Section	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
S/sol, E/sol	π×30 ²	0	22,61	24,13	12HA16
RDC, 1 ^{er} étages	π×27.5 ²	0	19	20,11	10HA16
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	π×22.5 ²	11,82	12,72	13,85	9HA14

2. Sections des armatures transversales dans les poteaux

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux rectangulaire.

Niveau	S/Sol, E/sol	RDC	1 ^{ème} étage	2. 3. 4 ^{ème} Etage	5.6.7 ^{ème} étage	7.8.10 ^{ème} étage
Section (cm)	65×60	60×60	60×60	60×55	55×55	55×50
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
l_f (cm)	214.2	321.3	238	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.57	5.35	3.96	3.89	3.89	4.28
V_u (Kn)	95.99	111.71	111.71	127.75	113.75	73.80
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t_{\min} courante (cm ²)	2,07	2.09	3.14	3.58	3.49	1.67
A^t_{\min} nodale (cm ²)	1,38	1.16	1.74	1.99	1.49	2.26
$A^t_{adoptée}$ (cm ²)	3.08	3.08	3.66	3.66	3.66	3.14
N ^{bre} de barre	2HA10+ 3HA8	2HA10+ 3HA8	4HA10+ 1HA8	4HA10+ 1HA8	4HA10+ 1HA8	4HA10

Tableau V.7: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux circulaire.

Niveau	S/sol, E/sol	RDC	1 ^{ème} étage	2. 3. 4 ^{ème} Etage
Section (cm)	$\pi \times 30^2$	$\pi \times 27.5^2$	$\pi \times 27.5^2$	$\pi \times 22.5^2$
ϕ_l^{\max} (cm)	0.16	0.16	0.16	0.14
ϕ_l^{\min} (cm)	0.16	0.16	0.16	0.14
l_f (cm)	214.2	321.3	238	214.2
λ_g	3.57	5.84	4.32	4.76
V_u (Kn)	71.93	21.31	21.31	45.08
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15
A^t_{\min} courante (cm ²)	1.90	0.4	0.4	1.05
A^t_{\min} nodale (cm ²)	1.26	0.27	0.27	0.70
$A^t_{adoptée}$ (cm ²)	3.14	2.51	2.51	2.08
N ^{bre} de barre	4HA10	2HA10+ 2HA8	2HA10+ 2HA8	2HA10+ 1HA8

V.2.4. Vérifications

1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Selon le BAEL99(Art4.4.1) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_c}{\gamma_s} \right) \geq N_{\max} \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : longueur de flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

$$\lambda = 4 \times l_f / \emptyset \quad \text{pour les sections circulaires,}$$

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de : $l_0 = 4.59m$ et un effort normal égal à : $2196.68 Kn$.

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 3.213m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.173m \quad (\text{Rayon de giration})$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 18.550 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.804$$

$$B_r = (0.6-0.02) \times (0.6-0.02) = 0.3364 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$N_u = 0.804 \left(\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + 32.68 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} = 6145.31 \text{ Kn}.$$

On a $N_{\max} = 2196.68 \text{ Kn} < N_u = 6145.31 \text{ Kn} \dots \dots \dots$ vérifiée.

Donc pas de risque de flambement. Le tableau ci dessous résume les calculs effectués.

Tableau V.8: Justification de l'effort normal ultime pour les poteaux rectangulaire.

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	I _f (cm)	i (cm)	λ	A	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (Kn)	N _{ultime} (Kn)
S/sol, E/sol	65*60	306	214.2	18.76	11.41	0.832	32.68	3654	2485.19	6766.56
RDC	60*60	459	321.3	17.30	18.55	0.804	32.68	3364	2196.68	6145.31
1 ^{er} Etage	60*60	340	238	17.30	13.75	0.824	32.68	3364	2196.68	6269.91
2,3 et 4 ^{ème} étage	60*55	306	214.2	17.30	12.38	0.829	28.15	3074	1747,83	5698.28
5,6 et 7 ^{ème} Etage	55*55	306	214.2	15.87	13.49	0.825	28.15	2809	1178,54	5270.65
8,9 et 10 ^{ème} Etage	50*55	306	214.2	15.87	13.49	0.825	24.13	2544	336,25	4725.97

Tableau V.9: Justification de l'effort normal ultime pour les poteaux circulaire.

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	I _f (cm)	i (cm)	λ	A	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (Kn)	N _{ultime} (Kn)
S/sol, E/sol	π×30 ²	306	214.2	15	14.28	0.785	24.13	2642.08	504.23	4673.43
RDC	π×27.5 ²	459	321.3	13.75	23.36	0.75	20.11	2206.18	603.48	3641.05
1 ^{er} Etage	π×27.5 ²	340	238	13.75	17.30	0.774	20.11	2206.18	603.48	3845.32
2 et 3 ^{ème} Etage	π×22.5 ²	306	214.2	11.25	19.04	0.766	13.85	1452.20	75.46	2552.46

Du tableau ci-dessus on ne constate que $N_{max} < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

2. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

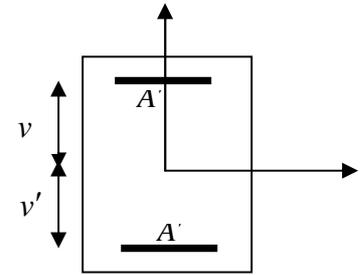


Fig.V.2: Section d'un poteau.

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tableau V.10: Vérification des contraintes dans le béton des poteaux rectangulaires.

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (Kn)	M _{ser} (Kn.m)	σ _{bc} (MPa)	Obs
S/sol, E/sol	58.5	32.68	35.40	29.60	0.0166	1808.13	31.96	5.31	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	54	32.68	32.87	27.13	0.0132	1602.227	36.24	5.34	Vérifiée
2,3 et 4 ^{ème} étage	54	28.15	32.72	27.27	0.0120	1275.59	58.45	5.45	Vérifiée
5,6 et 7 ^{ème} étage	49.5	28.15	30.20	24.80	0.0094	860.34	35.91	3.99	Vérifiée
8,9 et 10 ^{ème} Etage	49.5	24.13	30.05	24.95	0.0084	465.18	37.56	3.02	Vérifiée

Tableau V.11: Vérification des contraintes dans le béton des poteaux circulaires.

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (Kn)	M _{ser} (Kn.m)	σ _{bc} (MPa)	Obs
S/sol, E/sol	47.84	24.13	28.99	24.17	0.031	367.40	18.10	2.87	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	43.85	20.11	26.56	22.17	0.047	440.57	10.58	9.97	vérifiée
2 et 3 ^{ème} étage	35.88	13.85	21.78	18.09	0.010	51.32	17.49	5.51	vérifiée

Des tableaux ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

3. Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau V.12: Vérification des contraintes tangentielles des poteaux rectangulaire.

Niveau	Section (cm ²)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (Kn)	τ MPa	τ _{adm} MPa	Obs
S/sol, E/sol	60x65	3.57	0.04	58.5	95.99	0.27	1	Vérifiée
RDC	60x60	5.35	0.075	54	111.71	0.34	1.875	Vérifiée
1 ^{er} étage	60x60	3.96	0.04	54	111.71	0.34	1	Vérifiée
2,3 et 4 ^{ème} étage	55x60	3.89	0.04	54	127.75	0.43	1	Vérifiée
5, 6 et 7 ^{ème} étage	55x55	3.89	0.04	49.5	113.81	0.42	1	Vérifiée
8,9 et 10 ^{ème} étage	55x50	4.28	0.04	49.5	73.80	0.30	1	Vérifiée

Tableau V.13: Vérification des contraintes tangentielles des poteaux circulaire.

Niveau	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (Kn)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
S/sol, E/sol	$\pi \times 30^2$	5.10	0.075	54	71.93	0.22	1.875	Vérifiée
RDC	$\pi \times 27.5^2$	8.34	0.075	49.5	21.31	0.08	1.875	vérifiée
1 ^{er} étage	$\pi \times 27.5^2$	6.18	0.075	49.5	21.31	0.08	1.875	vérifiée
2 et 3 ^{ème} étage	$\pi \times 22.5^2$	6.80	0.075	36	45.08	0.27	1.875	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

4. Vérification de l'effort normal réduit

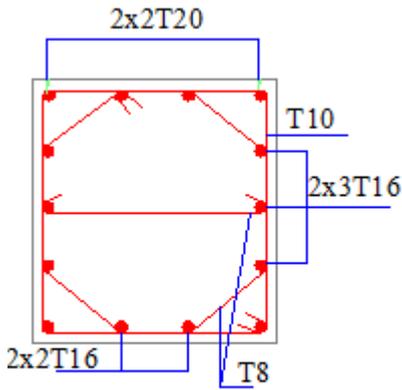
Selon le **RPA** (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_{rd}}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

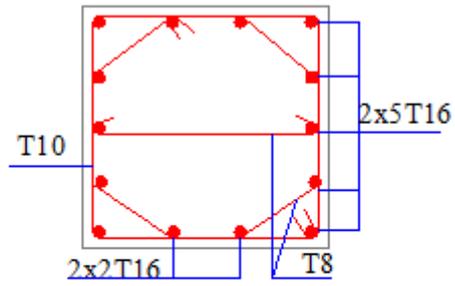
Tableau V.14: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

niveaux	B (m ²)	N(Kn)	N _{rd}	Remarque
S/sol, E/sol	0.39	2485.19	0.25	Vérifiée
RDC	0.36	2196.68	0.24	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0.33	1747.83	0.21	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0.3025	1178.54	0.15	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0.275	636.25	0.1	Vérifiée

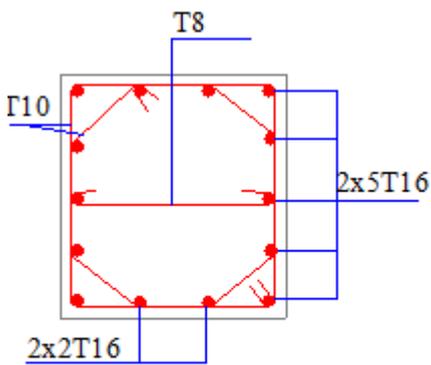
V.2.5. Schémas de ferrillages des poteaux



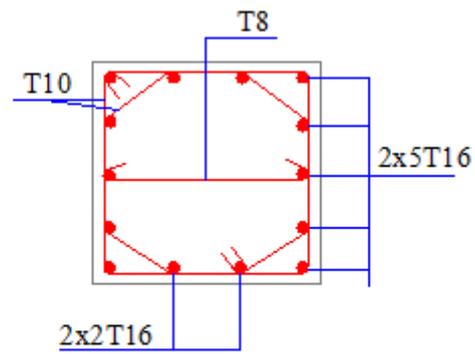
POT 65x60



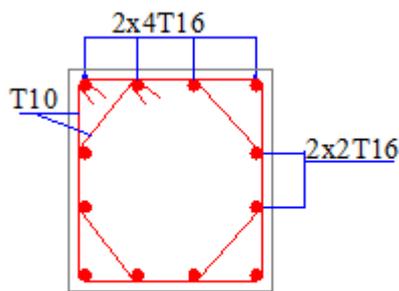
POT 60x60



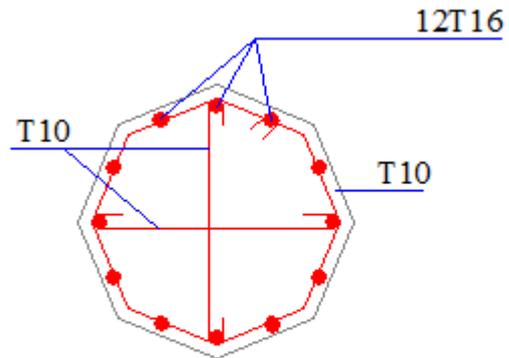
POT 60x55



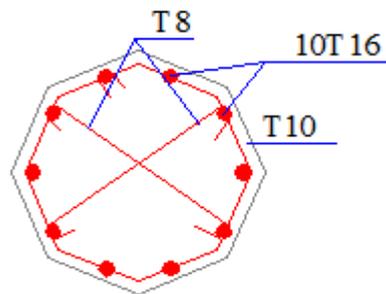
POT 55x55



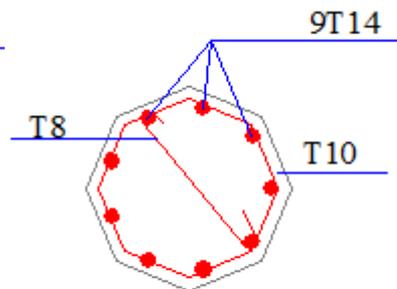
POT 55x50



POT D60



POT D55



POT D45

V.3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier dans les dimensions sont augmentées pour vérifier l'interaction :

- poutres principales (45×40),
- poutres secondaires (45×35),

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003

1. Armatures longitudinales *RPA99-2003(Art 7.5.2.1)*

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

2. Armatures transversales *RPA99/2003(Art 7.5.2.2)*

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Calcul de ferrailage

1. Armatures longitudinales

Tableau V.15 : ferrailage des poutres.

Niveau	Type	Section	Localisation	M (Kn.m)	A _{cal} (cm ²)	N ^{bre} de barres	A _{adop}	A _{min} (cm ²)
Commerce	PP	45*40	Travée	92.289	6.55	6HA12	6.79	9
			Appuis	124.08	8.97	3HA16+ 3HA12	9.42	
	PS	45*35	Travée	40.01	2.77	3HA12	3.39	7.875
			Appuis	91.385	6.53	6HA12	6.79	
Service (1 ^{er} étage)	PP	45*40	Travée	30.49	2.4	3HA14	4.62	9
			Appuis	142.15	10.38	3HA16+ 3HA14	10.65	
	PS	45*35	Travée	61.80	4.33	3HA14	4.62	7.875
			Appuis	135.35	9.97	3HA16 + 3HA14	10.65	
Etage courant	PP	45*40	Travée	24.82	2.05	3HA14	4.62	9
			Appuis	142.5	10.42	3HA16 + 3HA14	10.65	
	PS	45*35	Travée	18.04	1.79	3HA12	3.39	7.875
			Appuis	126.11	9.23	3HA16+ 3HA12	9.42	
Terrasse	PP	45*40	Travée	26.33	2.05	3HA12	3.39	9
			Appuis	73.45	5.16	5HA12	5.65	
	PS	45*35	Travée	17.50	1.79	3HA12	3.39	7.875
			Appuis	55.84	3.80	4 HA12	4.52	

2. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 4)$$

Donc on prend $\phi_l = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ Calcul des espacements des armatures transversales

$$\checkmark S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 78.5\text{cm}$$

$$\checkmark S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 38,25\text{cm}$$

$$\checkmark S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 50\text{cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\checkmark S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm} \quad \text{On adopte un espacement de 15cm en zone courante.}$$

$$\checkmark S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l\right).$$

$S_t = \min(11.5; 14.4) = 11.5\text{cm}$ on adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 90\text{cm}$.

Tableau V.16: Calcul des espacements des barres.

Espacement	Poutre principale	Poutre secondaire
S_{t1}	78.5	89.71
S_{t2}	38.25	38.25
S_{t3}	50	55.20
S_t	38.25	38.25
S_{t1RPA}	11.25	11.25
S_{t2RPA}	22.5	22.5
En zone nodale	10	10
En zone courante	15	15

V.3.3. Vérifications

1. Vérification de la section minimale de A_t

On vérifié que :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b < A_{t \text{ cal}}$$

Poutres principales et secondaires:

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2. Vérification des armatures longitudinales

Longueur de recouvrement

$$l_r \geq 40 \times \phi_l \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)}$$

$$\Phi_1 = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte: } l_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\Phi_1 = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte: } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte: } l_r = 50 \text{ cm.}$$

3. Vérifications à l'ELU

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tableau V.17 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (Mn)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.192	1.13	Vérifiée
Secondaires	0.171	1.15	Vérifiée

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \quad \text{donc : pas de risque de cisaillement}$$

b) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

• Poutres principales

✓ Appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0.9.d} \right] \Rightarrow \frac{1.15}{400} \cdot \left[192 + \frac{124.08}{0.9 \cdot 0.425} \right] = -3.8 \text{cm}^2 < 0 \quad .$$

aucune vérification à faire

✓ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \cdot 192}{400} = 5.52 \text{cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire.}$$

• Poutres secondaires

✓ Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0.9.d} \right] \Rightarrow \frac{1.15}{400} \cdot \left[192 + \frac{92.38}{0.9 \cdot 0.425} \right] = -1.95 \text{cm}^2 < 0 \quad .$$

aucune vérification à faire

✓ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \cdot 171}{400} = 4.91 \text{cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire.}$$

4. Vérifications à l'ELS

a) L'état limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

b) L'état limite de compression du béton

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

Tableau V.18: Vérification des contraintes de compression.

Poutre	Localisation	$M_{ser}(kn.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$
PP	Appui	79.25	$15.5 \cdot 10^4$	15.53	7.27	15
	Travée	23.65	$12.1 \cdot 10^4$	12.07	2.44	15
PS	Appui	67.90	$15.7 \cdot 10^4$	15.73	6.53	15
	Travée	21.53	$8.64 \cdot 10^4$	8.64	2.79	15

5. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

$$\text{Telle que : } M_r = Z \times A_s \times F_{st}$$

Avec : $Z=0.85h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$F_{st}=f_e/\gamma_s=348\text{MPa.}$$

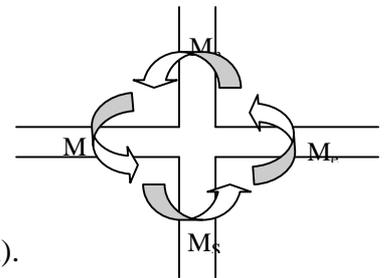


Fig.V.3: Schéma de la zone nodale.

Tableau V.19: Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Plans	Z (m)	As (cm ²)	Mr (Kn.m)
S/sol+E/sol	65×60	xx	0.5525	32.68	628.34
		yy	0.5100		580.0
RDC + Service	60×60	xx	0.51	32.68	580.0
		yy	0.51		580.0
étage 2+3+4	60×55	xx	0.51	28.15	499.6
		yy	0.4675		457.97

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

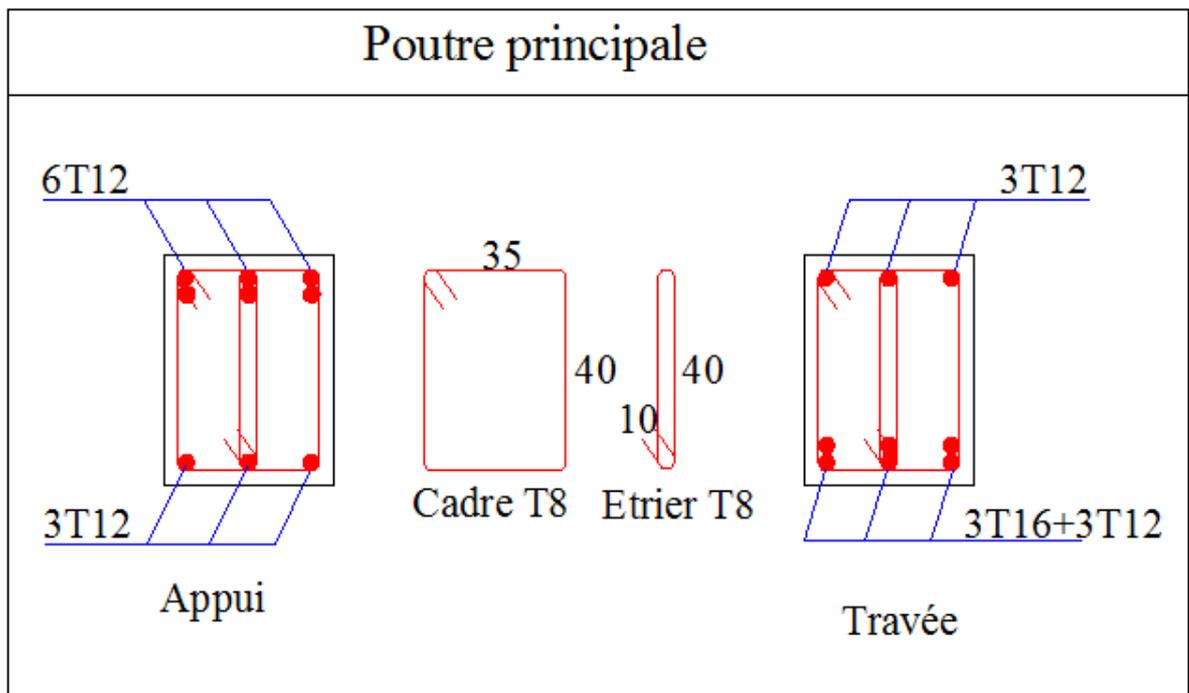
Tableau V.20: Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

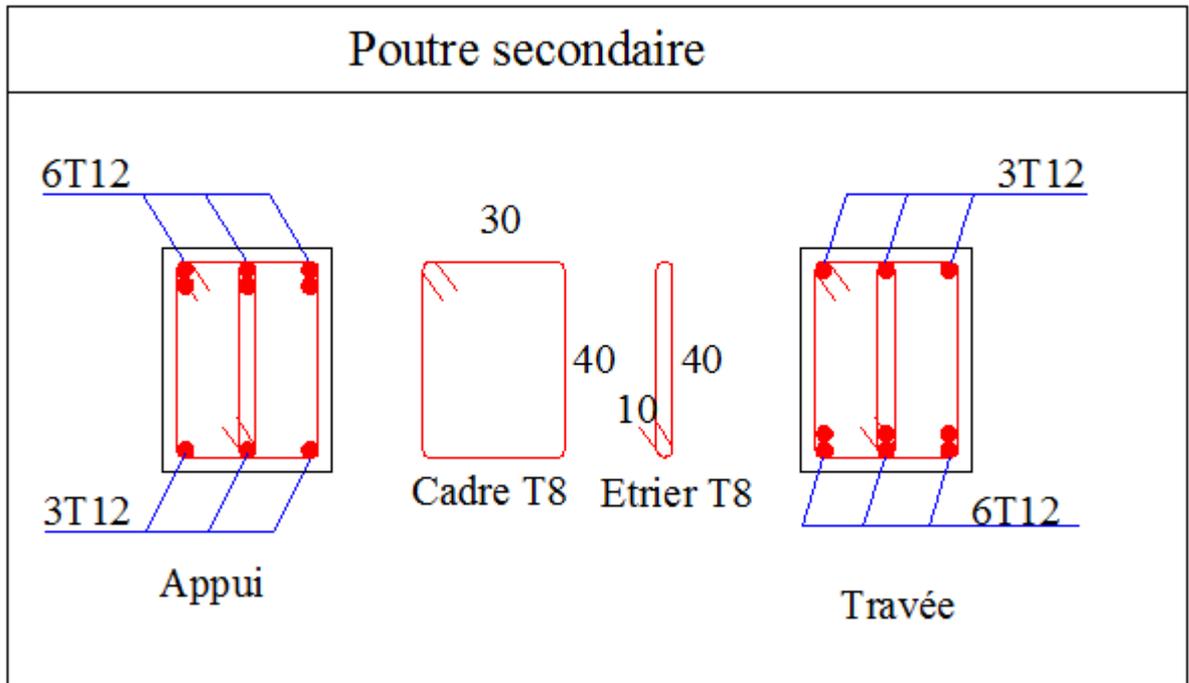
Niveau	Sens	Mw (Kn.m)	Me (Kn.m)	$1,25 \times (Mw+Me)$ (Kn.m)
Commerce	Sens yy	229.08	229.08	572.7
	Sens xx	135.5	135.5	338.76
Etage courant	Sens yy	180.67	180.67	451.68
	Sens xx	170.51	170.51	426.28

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

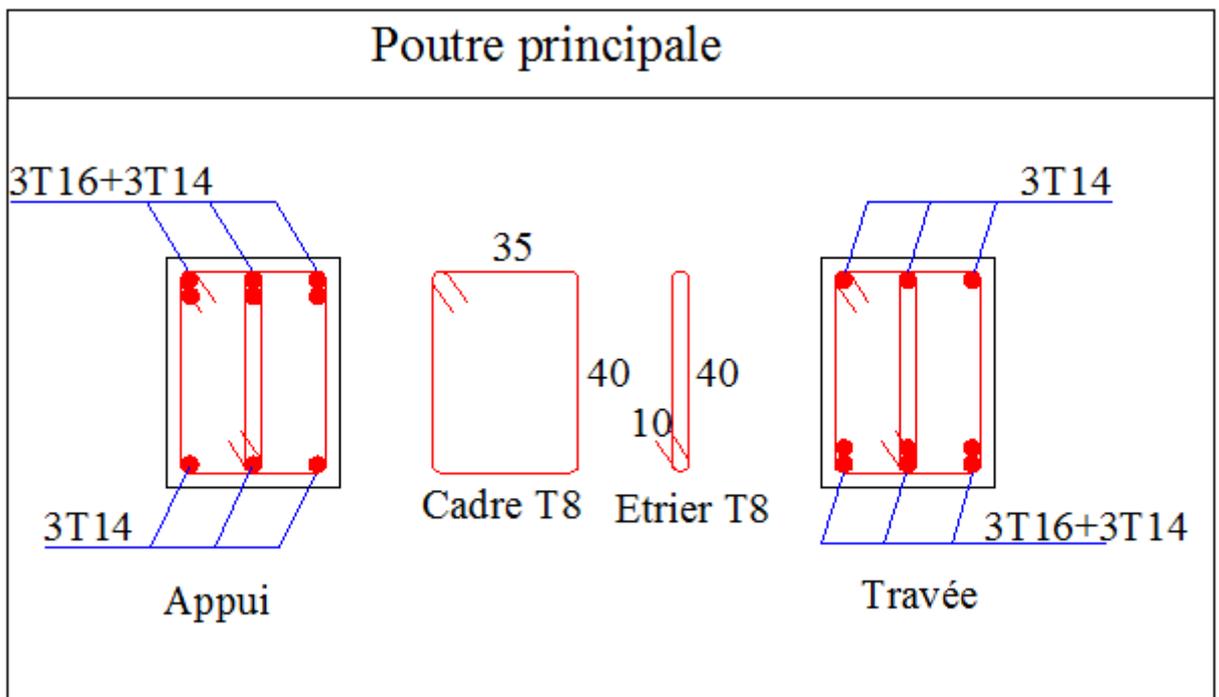
V.3.4. Schémas de ferrailage des poutres

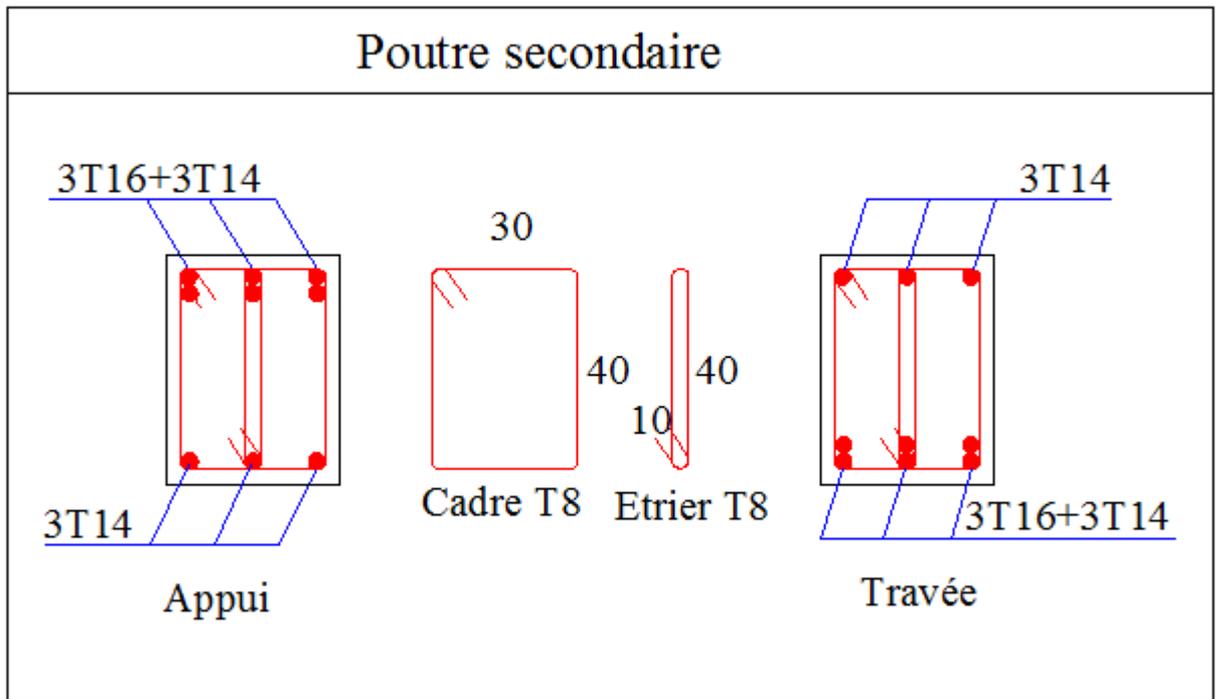
1. Etage commercial



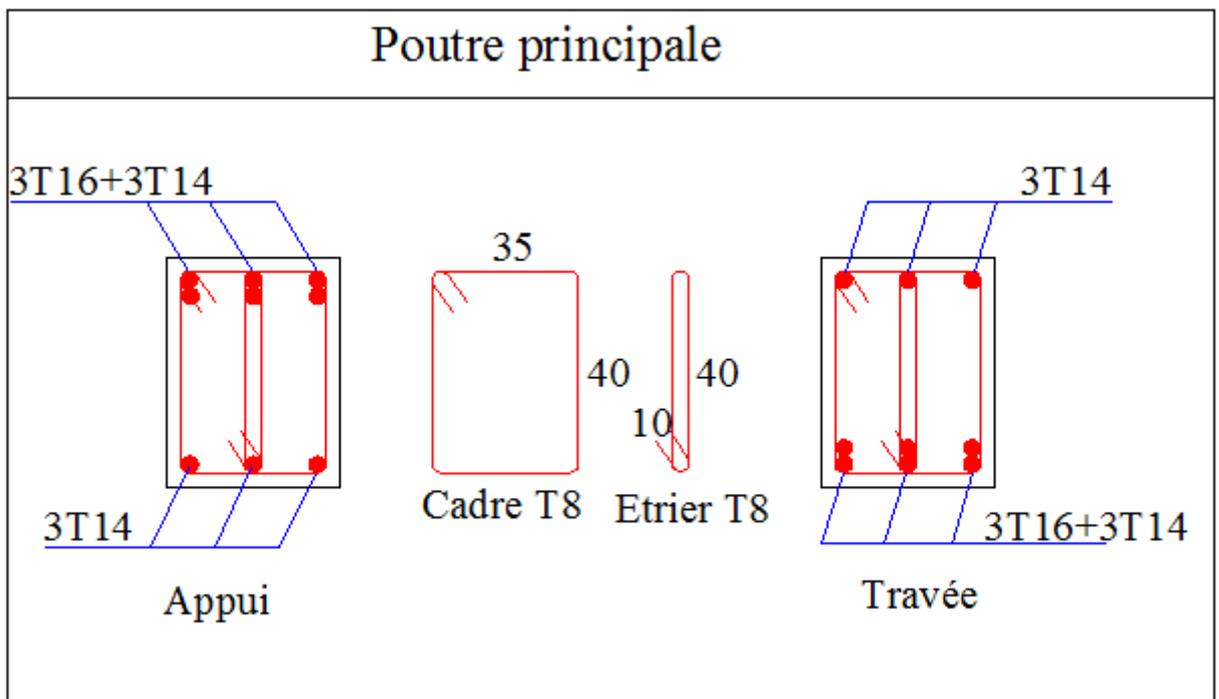


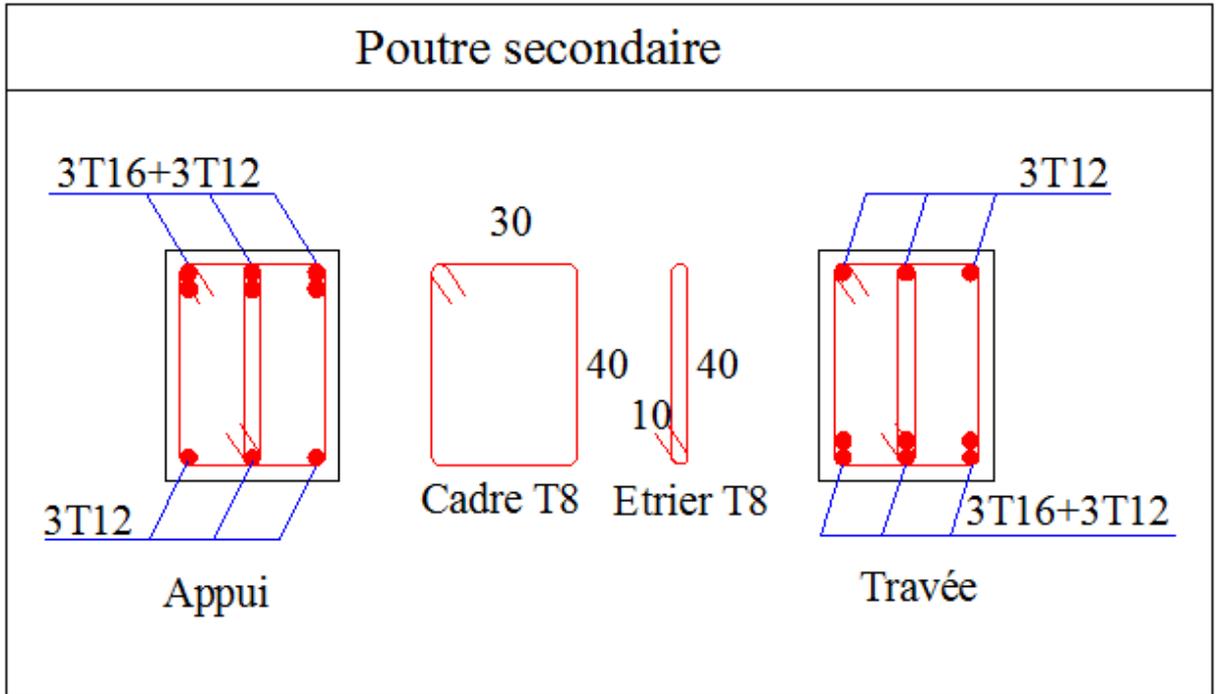
2. étage service et 1^{er} étage



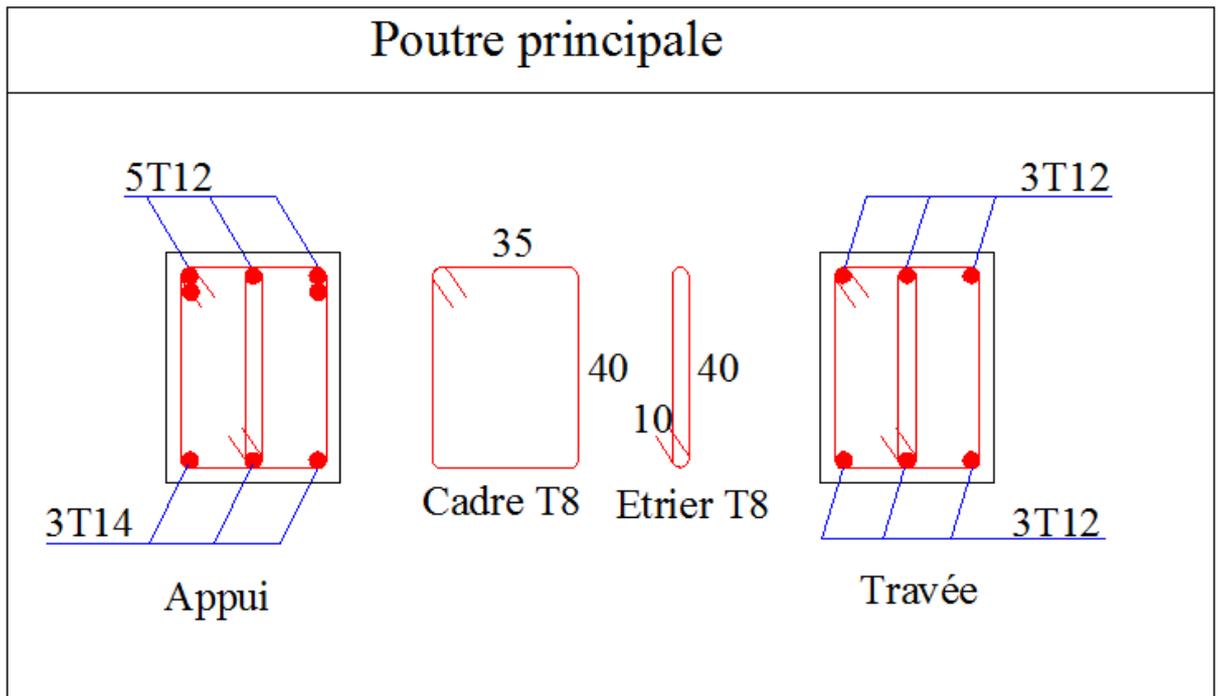


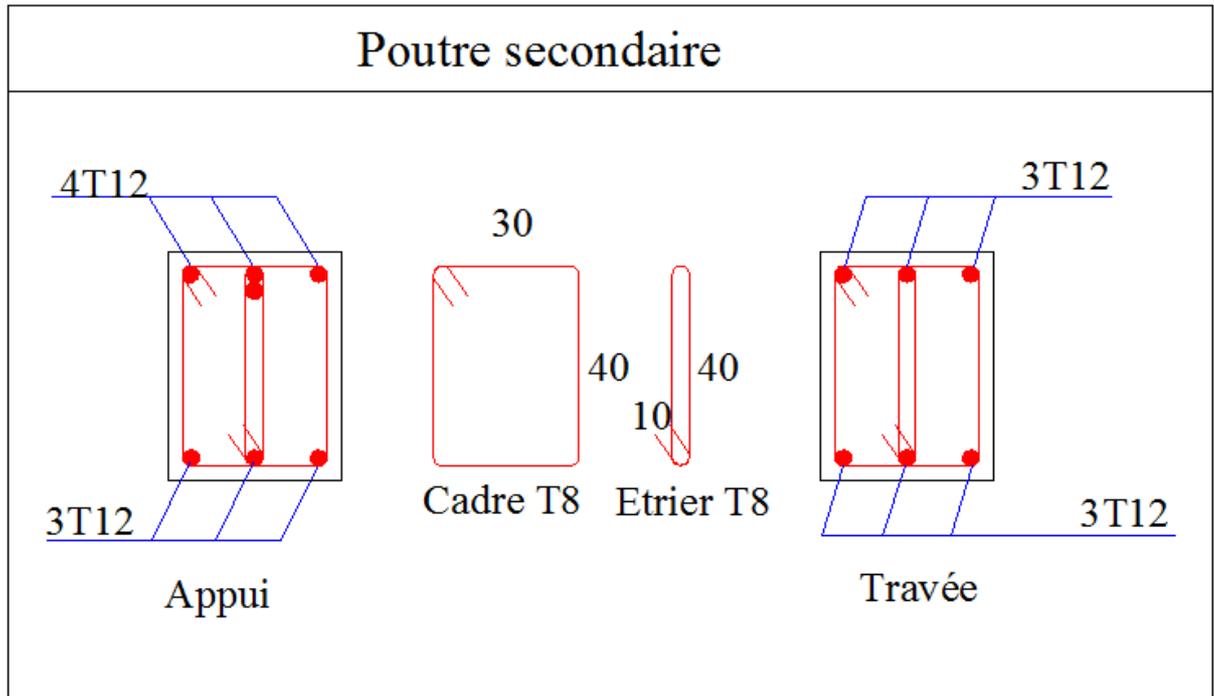
2. Etages courants





3. terrasse





V.4. Etude des voiles

Le **RPA99** version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Ces derniers sont soumis à :

- 1-des forces verticales (charges permanentes et surcharges avec un pourcentage $\leq 25\%$).
- 2-des forces horizontales (séisme).

V.4.1. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

1) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

2) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$. En plus des épingles sont prévus 4 par $1m^2$.

3) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

4) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% e \cdot h$ dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% e \cdot h$ dans la zone courante.

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5e ; 30) \text{ cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Ferrailage des voiles

1) Voiles parallèles à x-x

Tableau V.21: ferrailage des voiles Vx1.

Niveaux	S/S+E/S	RDCet 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
$L(m)$	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
$e(m)$	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
$M(Kn.m)$	426.26	352.79	474.12	349.29	64.54
$N(Kn)$	1940.17	809.58	623.27	401.20	323.73
$V(Kn)$	226.27	109.39	120.74	92.37	80.26
$\tau(MPa)$	0.96	0.47	0.69	0.53	0.46
$A_v^{\min} / face(cm^2)$	5.40	5.40	4.05	4.05	4.05
$A_{calcul}^v / face(cm^2)$	27.21	20.08	20.31	14.13	6.19
$A_{adopter}^v / face(cm^2)$	28.14	21.56	21.56	15.83	11.06
$N^{barre} / face$	14HA16	14HA14	14HA14	14HA12	14HA10
$S_t(cm)$	13	13	13	13	13
$A_{calcul}^h / face(cm^2)$	1.21	0.59	0.65	0.49	0.43
$A_h^{\min} / face(cm^2)$	9.18	13.77	6.88	6.88	6.88
$A_{adopter}^h / face(cm^2)$	11.30	15.82	7.90	7.90	7.90
$N^{barre} / face$	10HA12	14HA12	10HA10	10HA10	10HA10
$S_t(cm)$	29	30	29	29	29

Tableau V.22: ferrailage des voiles Vx2.

Niveaux	S/S+E/S	RDCet 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
$L(m)$	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
$e(m)$	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
$M(Kn.m)$	338.75	634.14	517.09	382.78	79.243
$N(Kn)$	1166.19	977.34	690.80	486.99	346.06
$V(Kn)$	150.22	174.96	130.99	100.71	97.36
$\tau(MPa)$	0.64	0.75	0.75	0.58	0.56
$A_V^{\min} / face(cm^2)$	5.40	5.40	4.05	4.05	4.05
$A_{calcul}^V / face(cm^2)$	24.38	29.24	22.31	16.17	6.87
$A_{adopter}^V / face(cm^2)$	24.64	32.16	24.64	18.08	11.06
$N^{barre} / face$	16HA16	16HA16	16HA14	16HA12	14HA10
$S_t(cm)$	12	12	12	12	13
$A_{calcul}^h / face(cm^2)$	0.81	0.94	0.77	0.53	0.52
$A_h^{\min} / face(cm^2)$	9.18	13.77	6.88	6.88	6.88
$A_{adopter}^h / face(cm^2)$	11.30	15.82	7.90	7.90	7.90
$N^{barre} / face$	10HA12	14HA12	10HA10	10HA10	10HA10
$S_t(cm)$	29	31	29	29	29

2) Voiles parallèles à y-y

Tableau V.23: ferrailage des voiles Vyl.

Niveaux	S/S+E/S	RDCet 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
$L(m)$	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
$e(m)$	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
$M(Kn.m)$	558.57	484.70	712.87	460.04	76.67
$N(Kn)$	1244.02	1013.24	778.37	496.61	345.73
$V(Kn)$	269.71	141.90	180.80	132.06	112.64
$\tau(MPa)$	0.95	0.50	0.85	0.62	0.53
$A_v^{\min} / \text{face}(cm^2)$	6.66	6.66	4.95	4.95	4.95
$A_{calcul}^v / \text{face}(cm^2)$	28.83	24.06	24.16	15.16	6.42
$A_{adopter}^v / \text{face}(cm^2)$	32.16	24.64	24.64	15.82	11.06
N^{barre} / face	16HA16	16HA14	16HA14	14HA12	14HA10
$S_t(cm)$	14	14	14	16	16
$A_{calcul}^h / \text{face}(cm^2)$	1.20	0.62	0.79	0.58	0.49
$A_h^{\min} / \text{face}(cm^2)$	9.18	13.77	6.88	6.88	6.88
$A_{adopter}^h / \text{face}(cm^2)$	11.30	15.82	7.90	7.90	7.90
N^{barre} / face	10HA12	14HA12	10HA10	10HA10	10HA10
$S_t(cm)$	29	31	29	29	29

Tableau V.24: ferrailage des voiles Vy2.

Niveaux	S/S+E/S	RDCet 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
$L(m)$	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
$e(m)$	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
$M(Kn.m)$	574.09	577.62	800.25	589.56	93.71
$N(Kn)$	1538.04	1367.30	956.03	599.78	425.47
$V(Kn)$	257.286	257.62	201.30	154.43	93.71
$\tau(MPa)$	0.90	0.90	0.94	0.72	0.60
$A_v^{\min} / face(cm^2)$	6.66	6.66	4.95	4.95	4.95
$A_{calcul}^v / face(cm^2)$	31.36	30.97	29.42	20.17	7.97
$A_{adopter}^v / face(cm^2)$	32.16	32.16	32.16	21.56	11.06
$N^{barre} / face$	16HA16	16HA16	16HA16	14HA14	14HA10
$S_i(cm)$	14	14	14	16	16
$A_{calcul}^h / face(cm^2)$	1.13	1.36	0.89	0.68	0.57
$A_h^{\min} / face(cm^2)$	9.18	13.77	6.88	6.88	6.88
$A_{adopter}^h / face(cm^2)$	11.30	15.82	7.90	7.90	7.90
$N^{barre} / face$	10HA12	14HA12	10HA10	10HA10	10HA10
$S_i(cm)$	29	31	29	29	29

V.4.3. Vérification de l'effort tranchant

Selon l'article (7.7.2) du **RPA99**

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec b_0 : épaisseur du voile et d : hauteur ultime.

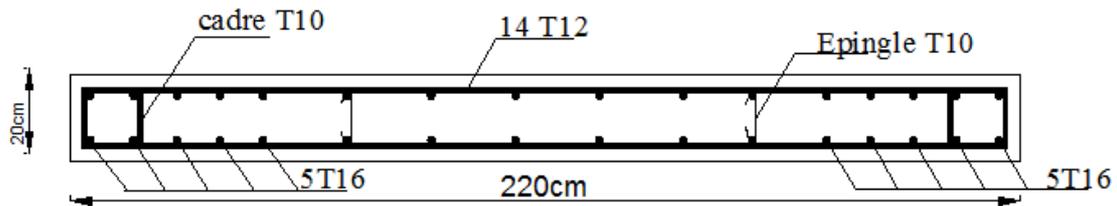
V.4.4. Exemple de schéma de ferrailage (Voile Vy2)

Fig V.4 : Schéma de ferrailage du voile Vy2 (RDC + 1^{er} étage).

V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000version14) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques algériennes. Les sections minimales exigées par le **RPA99Version2003** sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles **RPA** favorisent la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Choix du type de fondation

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

VI.3. Combinaisons d'action à considérer

D'après **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$
- 2) $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Etude des fondations

VI.4.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : N=2697.36KN

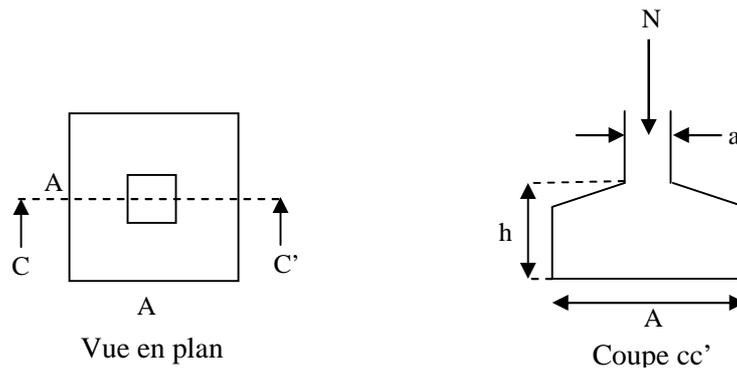


Fig VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.697}{0.2}} = 3.672 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 8 poteaux.

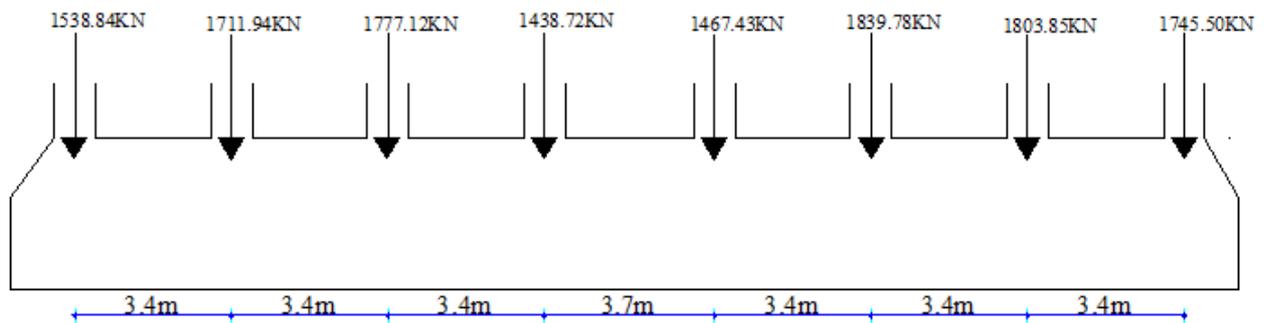


Fig VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 13323.18 \text{ Kn}$$

$$L = 24.1 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{13.32318}{0.2 \times 24.1} = 2.764 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à $2.76m$, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe au radier général.

VI.4.3. Le Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

1. Pré dimensionnement

- **La condition de coffrage**

$$ht \geq \frac{l_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{pour la nervure}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 420cm$$

En remplaçant dans la relation on obtient : $ht \geq 42cm$

On opte pour une hauteur $h_t = 70cm$

$$hr \geq \frac{l_{\max}}{20} \dots\dots \text{pour le radier}$$

$hr \geq 21cm \dots\dots$ donc on opte pour un radier de $40cm$

$$hr = 40cm$$

- **La condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 Kn/m^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ Kn/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h \geq 0.575m$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

La hauteur de la nervure $h_t = 70cm$

La hauteur du radier $h_r = 40cm$

-La surface du radier

N_s : l'effort de service de la superstructure

$$N_s = 66740.66Kn \quad ; S_{bat} = 479.43 m^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 333.7m^2$$

$$S_{rad} < S_{bat} \Rightarrow \text{le radier sans debord}$$

$$\text{On opte } S_{radier} = S_{bat} = 479.43m^2$$

2. Vérifications nécessaires

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.5 m

S : surface totale du bâtiment = 479.43m²

γ_w : Poids volumique : 10Kn/m³

$$P = 1.5 \times 1.5 \times 479.43 \times 10 = 10787.17Kn < N = 66740.66Kn \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis de l'arrivé de l'eau.

- **Vérification au poinçonnement** **CBA93 (article A.5.2.4.2)**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

Avec : $A = 0.65 + 0.7 = 1.35m$

$$B = 0.6 + 0.7 = 1.3m$$

On trouve $U_c = 5.3m$

$$N_u = 2697Kn < 0.045 \times 5.3 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3629.34Kn \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{66740.66 \times 4.20 \times 1}{2 \times 479.43} = 292.33Kn$$

$$\tau_u = \frac{292.33 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.4} = 0.81MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans le sol**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

-Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 12.48 m$$

$$Y_g = 9.83m$$

$$I_{xx} = 14999.61 m^4$$

$$I_{yy} = 25064.65 m^4$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 66740.66 + (25 \times 0.4 \times 479.43) \Rightarrow N' = 71534.96 Kn$$

Avec : $P = \gamma_b \times h_r \times S_{rad} = 4794.3 Kn$ c'est le poids propre de radier

$$\sigma_1 = \frac{71534.96}{479.43} + \frac{56291.44}{25064.65} \times 12.48 = 177.25 Kn/m^2$$

$$\sigma_2 = 121.18 Kn/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.163 MPa < \sigma_{sol} = 0.2 MPa$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx

-Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{71534.96}{479.43} + \frac{53681.74}{14999.61} \times 9.83 = 184.40 Kn/m^2$$

$$\sigma_2 = 114.02 Kn/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.166 MPa < 0.20 MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

-Dans le sens X-X

$$e = \frac{53681.74}{71534.96} = 0.75 m \leq \frac{B}{4} = 6.70 m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

-Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{56291.44}{71534.96} = 0.78 m \leq \frac{B}{4} = 4.81 m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge

favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrillage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{71534.96}{479.34} = 149.20 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{65210.06}{479.34} = 136.04 \text{ Kn/m}^2$$

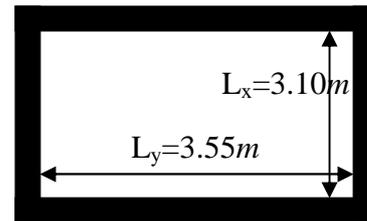


Fig VI.3: Schéma d'une dalle sur quatre appuis.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.873 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

a) ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 69.68 \text{ Kn.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 50.47 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 59.22 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 42.90 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -34.84 \text{ Kn.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -25.23 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{\max} = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{149.2 \times 3.55}{2} = 264.83 \text{ Kn}$$

b) ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 74.00 \text{ Kn.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 59.74 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 62.9 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 50.78 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -37.00 \text{ Kn.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -29.87 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.40) m^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h_r > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Tableau du ferraillage du radier.

Localisation		Moment (Kn.m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	59.2	4.80	3.4	5HA12=5.65	25
	En appuis	34.84	2.8		5HA10=3.95	25
Sens yy	En travée	42.90	3.46	3.2	5HA10=3.95	25
	En appuis	25.23	2.02		5HA10=3.95	25

- **Vérifications à l'ELS**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes.

Localisation		M_{ser} (Kn.m)	A_{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens xx	travée	62.90	5.65	7.00	82708	5.33	330.70	Non vérifiée
	Appui	37.00	3.95	5.96	60524	3.64	275.41	Non vérifiée
Sens yy	travée	50.78	3.95	5.96	60524	5.00	377.98	Non vérifiée
	appui	29.87	3.95	5.96	60524	2.94	222.33	Non vérifiée

La contrainte de l'acier σ_s , en travée et en appuis selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\sigma_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

Cour BA 3^{ème} année

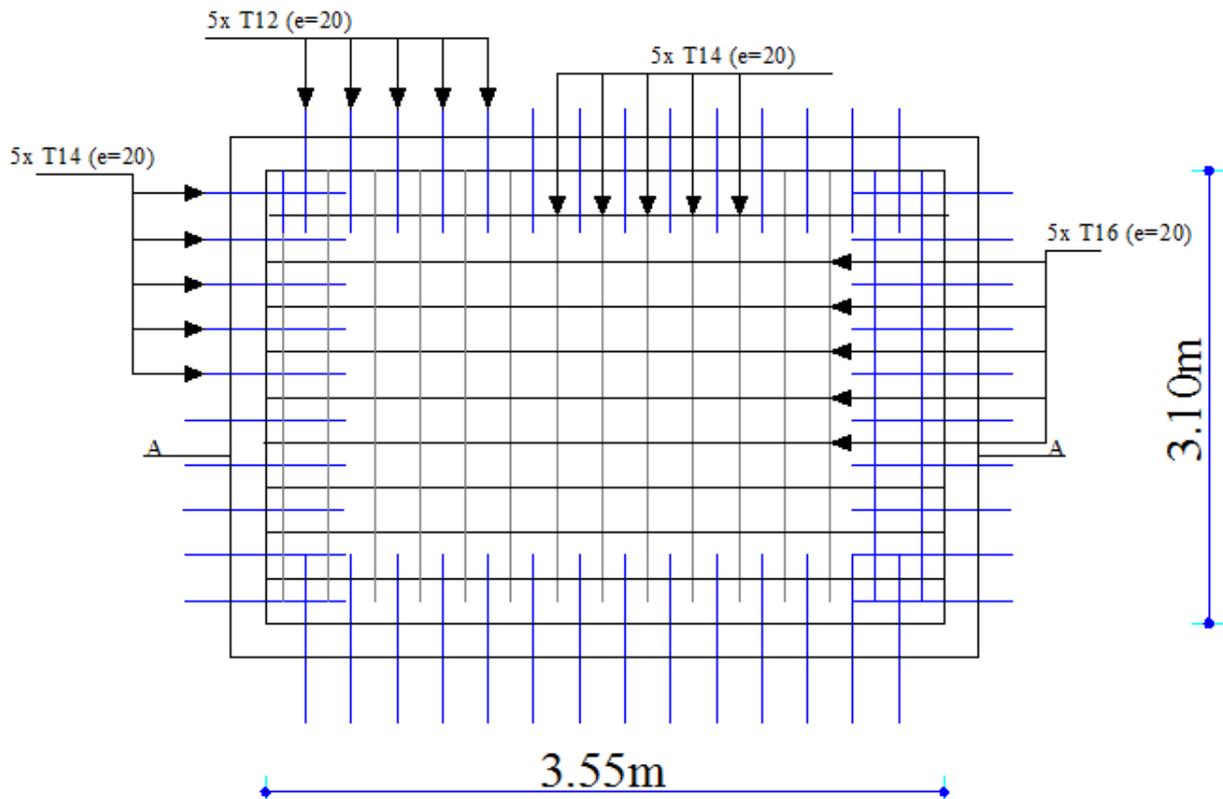
$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes nouvelles.

Localisation		M_{ser} (Kn.m)	B	α	A adm (cm ²)	Y (cm)	σ_s (MPa)	St (cm)
Sen xx	travée	62.90	0.0024	0.25	5HA16=10.05	9.18	181.87	20
Sen xx	Appui	37.00	0.0014	0.20	5HA14=7.70	8.03	144.20	20
Sen yy	travée	50.78	0.002	0.22	5HA14=7.70	8.03	197.91	20
Sen yy	Appui	29.87	0.001	0.17	5HA12=5.72	7.04	155.18	20

- Schéma de ferrailage du radier



La coupe A-A

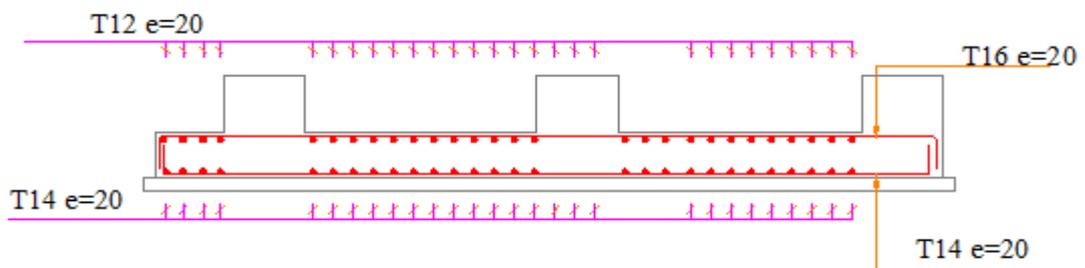


Fig VI.4 : Schémas du ferrailage du radier.

VI.4.4. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on opte le même ferrailage pour les autres nervures.

1. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges élevées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{3.55} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges

(trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

2. Calcul des sollicitations

$$q_u = 149.20 \text{ Kn/m}$$

$$q_s = 136.04 \text{ Kn/m}$$

Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel SAP2000.

-Sens transversal (x-x)

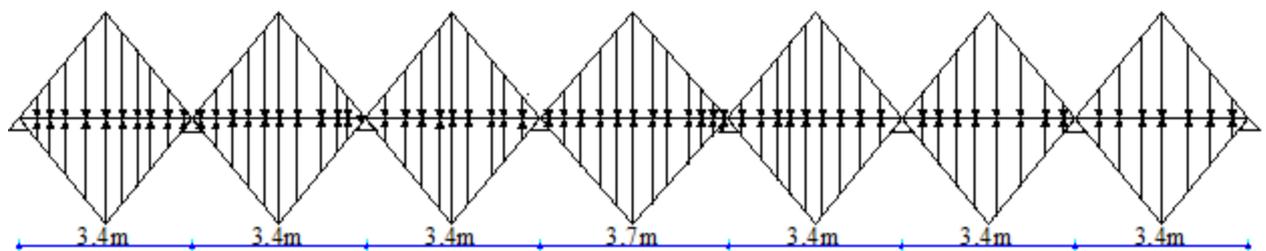


Fig VI.5 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (Kn/m)	$M_a (Kn.m)$		X (m)	$M_t (Kn.m)$
				M_g	M_d		
A-B	3.4	3.4	338.18	73.30	360.17	1.45	282.46
B-C	3.4	2.72	270.54	360.17	235.47	1.83	95.59
C-D	3.4	2.72	270.54	235.47	270.91	1.66	137.93
D-E	3.7	2.96	294.42	270.91	270.91	1.85	223.91
E-F	3.4	2.72	270.54	270.91	235.47	1.74	137.93
F-G	3.4	2.72	270.54	235.47	360.17	1.56	95.59
G-H	3.4	3.4	338.18	360.17	73.30	1.95	282.46

-Sens longitudinal (y-y)

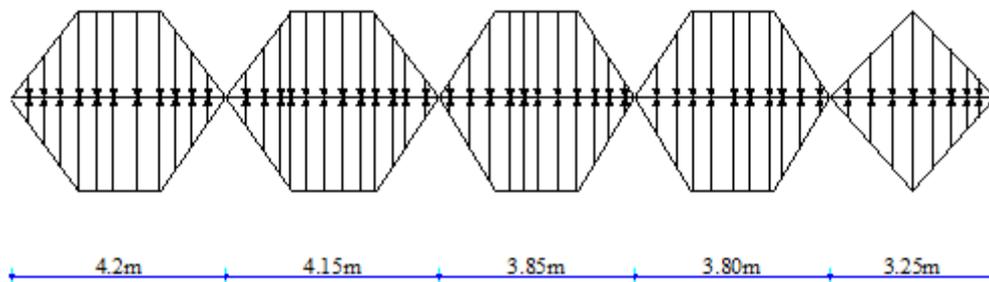


Fig VI.6 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_2' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_2 + P_2'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (Kn/m)	$M_a (Kn.m)$		X (m)	$M_t (Kn.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4.2	4.2	183.47	60.68	310.45	1.776	228.62
B-C	4.15	3.32	170.82	310.45	498.62	2.231	114.57
C-D	3.85	3.08	158.48	498.62	298.43	2.04	129.72
D-E	3.8	3.04	75.68	298.43	283.53	1.492	45.69
E-F	3.25	3.25	323.26	283.53	299.45	1.86	312.10

3. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.7m$

$h_0=0.4m$

$b_0=0.65m$

$d=0.63m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{3.55}{10}; \frac{3.1}{2})$

$b_1 \leq \min(0.35; 1.55)$

soit : $b_1 = 0.35m$

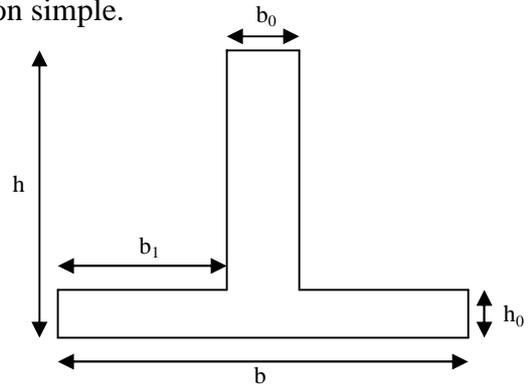


Fig.VI.7: Section de la nervure.

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.35m$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.6 : Tableau du ferrailage des nervures.

Localisation		Moment (Kn.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	A adoptée (cm ²)
Sens xx	Travée	282.46	13.14	10.27	6HA16+2HA12=14.33
	Appuis	360.17	16.84	10.27	6HA16+4HA14=18.22
Sens yy	Travée	312.10	14.54	10.27	6HA16+2HA14=15.14
	Appuis	299.45	14.27	4.94	6HA16+2HA14=15.14

4. Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$

Sens xx : $\tau_u = \frac{659.28 \times 10^{-3}}{1.35 \times 0.63} = 0.77MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa$

Sens yy : $\tau_u = \frac{601.39 \times 10^{-3}}{1.35 \times 0.63} = 0.70MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures pour les deux sens sont vérifiées.

5. Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton et les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable, donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: Vérification des contraintes.

Localisation		Ms (Kn.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sees xx	Travée	257.54	14.33	17.96	8.38	315.23
	Appuis	328.40	18.22	19.83	9.78	319.63
Sens yy	Travée	265.35	15.14	17.77	8.04	307.07
	Appuis	280.43	15.14	17.77	8.50	324.53

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) au niveau des travées et des appuis dans les deux sens sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Redimensionnement du Ferrailage et vérification des nouvelles contraintes dans l'acier des nervures

Localisation		Ms (Kn.m)	A calculée (cm ²)	β	α	A adoptée (cm ²)	σ_s (MPa)
Sens x-x	Appuis	257.54	14.33	0.005	0.34	5HA20+5HA16 =25.75	180.49
	Travée	328.40	18.22	0.007	0.38	10HA20= 31.40	190.80
Sens y-y	Appuis	265.35	15.14	0.005	0.34	5HA20+5HA16 =25.75	185.18
	Travée	280.43	15.14	0.005	0.34	5HA20+5HA16 =25.75	195.70

- Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2; 6.5; 2) = 20mm \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

- Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivante :

Armatures // L_y : $S_t = 13cm \leq \min(3 h, 33 cm) = 33 cm$

Armatures // L_x : $S_t = 15 cm \leq \min(4 h, 45 cm) = 45 cm$

6. Schémas de ferrailage de la nervure la plus sollicitée

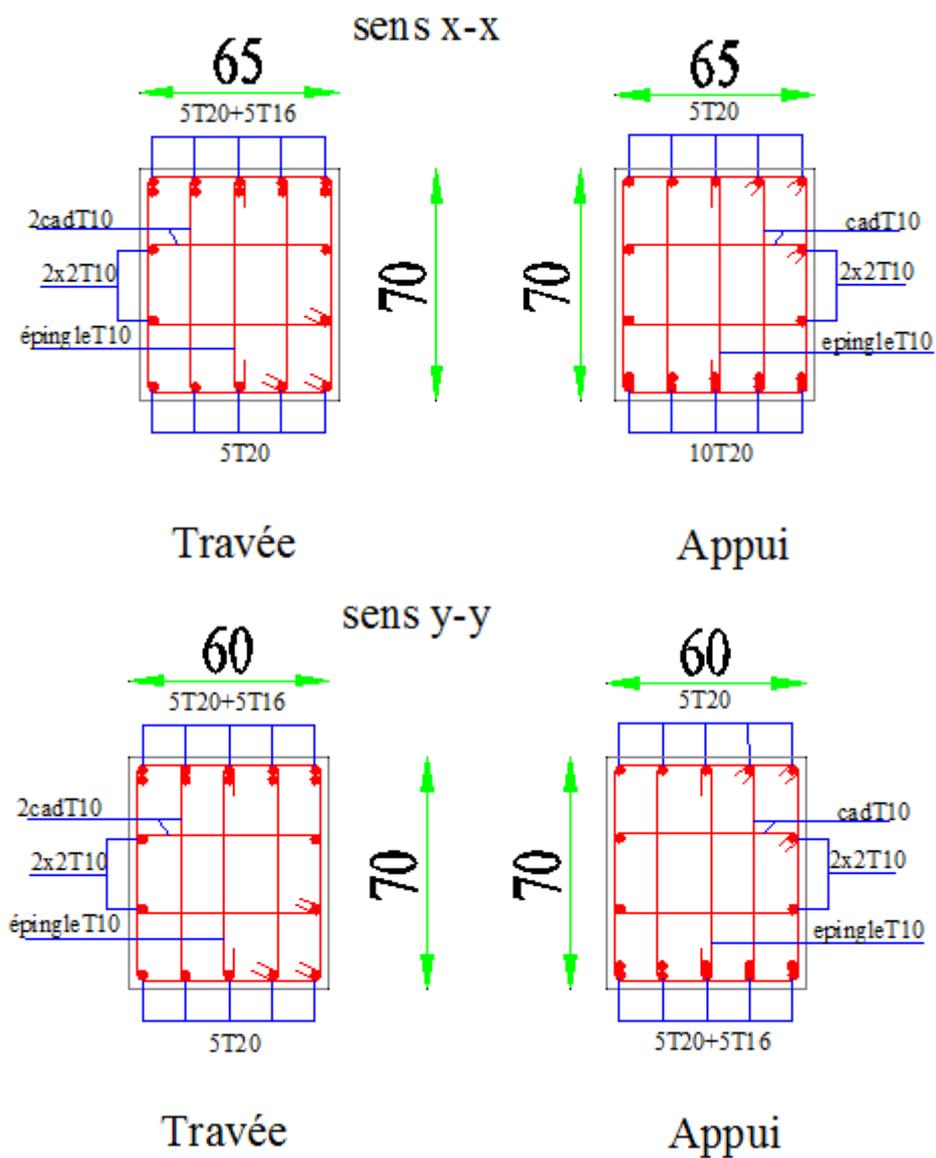


Fig VI.8 : Schémas du ferrailage des nervures.

VI.5. Etude du voile périphérique

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile sera calculé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de l'entre sol. Ce voile doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les armatures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1. Caractéristiques des voiles

- Hauteur $h=2.66m$
- Epaisseur $e=20cm$
- Largeur $L=3.05m$

VI.5.2. Caractéristiques du sol

- L'angle de frottement interne : $\varphi = 25^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma_h = 20KN/m^3$

VI.5.3. Méthode de calcul

1. Détermination des contraintes

La contrainte qui s'exerce sur la face du voile est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = q + \gamma \cdot h$$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos qui est donnée par la formule suivante :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 0.4$$

a) ELU

$$\sigma_H = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$\text{Pour } h=0 : \quad \sigma_H = 6Kn/m^2$$

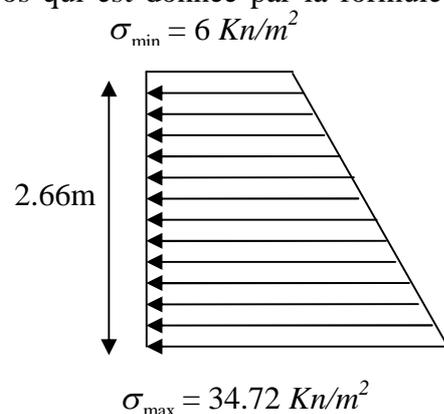


Fig.VI.9 : Répartition des contraintes sur le voile à l'ELU.

Pour $h=2.66m$: $\sigma_H = 34.72KN/m^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.54KN/m^2$$

b) ELS

$$\sigma_H = K_a(q + \gamma \times h)$$

Pour $h=0$: $\sigma_H = 4Kn/m^2$

Pour $h=2.6m$: $\sigma_H = 25.28Kn/m^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19.96Kn/m^2$$

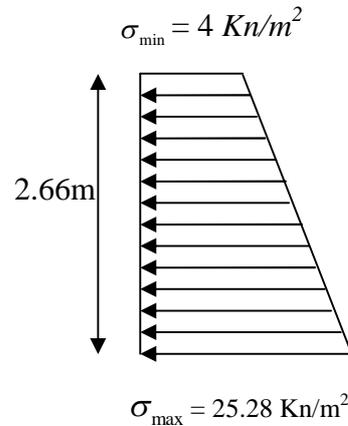


Fig.VI.10 : Répartition des contraintes sur le voile a l'ELS

2. Ferrailage du voile

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$l_x = 2.66m$$

$$l_y = 3.05m$$

$$e = 20cm$$

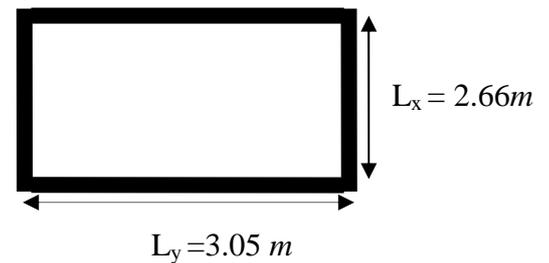


Fig.VI.11 : Le panneau le plus sollicité.

• **Calcul des sollicitations**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

a) ELU ($v = 0$)

$$\alpha = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \quad (\text{Annexe02})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 11.94Kn.m$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 8.65Kn.m$$

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 10.15Kn.m$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 7.35Kn.m$$

$$M^a = -0.5M_{0x} = -5.97Kn.m$$

b) ELS ($\nu = 0.2$)

$$\alpha = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 9.76 \text{Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 8.02 \text{Kn.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 8.30 \text{Kn.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 6.82 \text{Kn.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -4.88 \text{Kn.m}$$

- Ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.20) \text{m}^2$, et en respectant la condition

de non fragilité suivante : Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Tableau du ferrailage du voile périphérique

Localisation		Moment (Kn.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	10.15	1.97	1.7	4HA10=3.14	25
	En appuis	5.97	1.15		4HA10=3.14	25
Sens yy	En travée	7.35	1.42	1.6	4HA10=3.14	25
	En appuis	5.97	1.15		4HA10=3.14	25

3. Vérifications a l'ELS

- Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm/ml)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	travée	8.30	3.14	3.31	3.6	190.27	Vérifiée
	Appuis	-4.88	3.14	3.31	2.11	91.96	Vérifiée
Sens yy	travée	6.82	3.14	3.31	2.95	156.33	Vérifiée
	appuis	-4.88	3.14	3.31	2.11	91.96	Vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 MPa, \quad \text{fissuration nuisible.}$$

On a $V_u = \frac{q_u * L}{2} = 36.87 Kn$

$\tau_u = 0.2 MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa$ condition vérifiée.

4. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre φ6

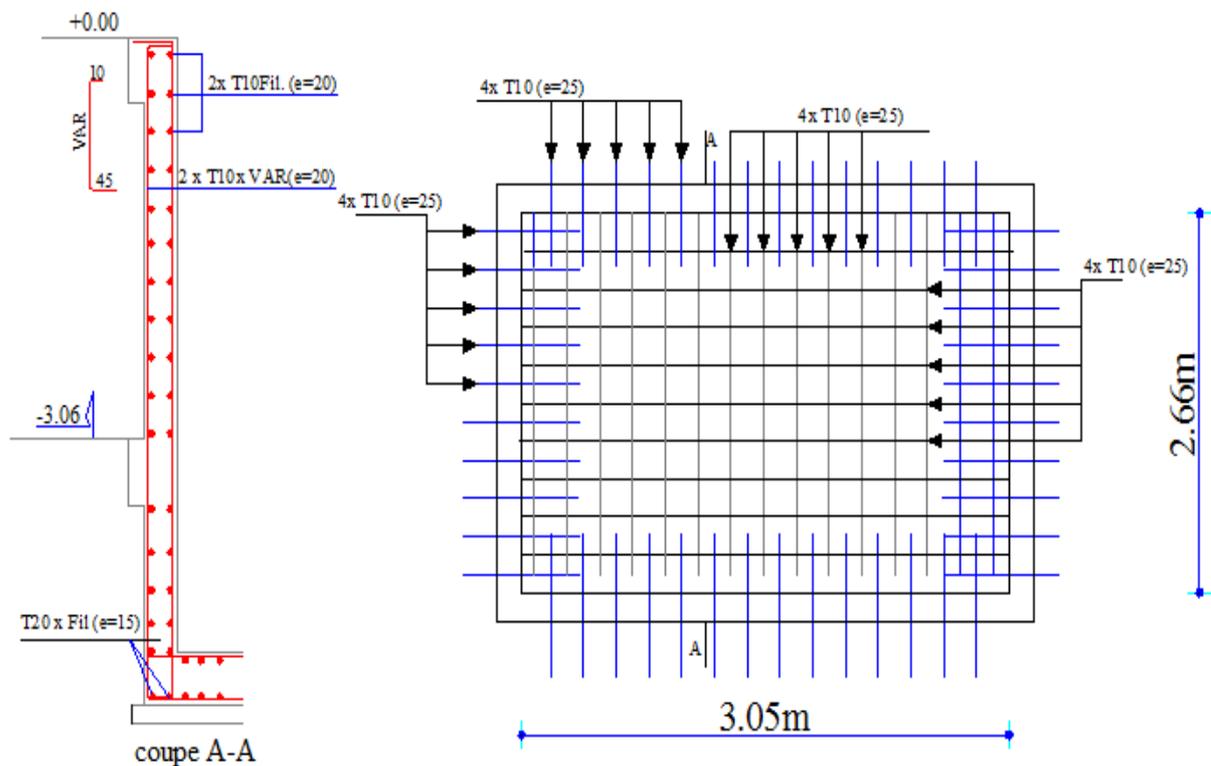


Fig.VI.12: Schéma du ferrailage voile périphérique

VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure consiste une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseurs du radier : 40cm.

Sections des nervures (bxh) :

-Sens x-x : (65x70) ;

-Sens y-y : (60x70).

CONCLUSION :

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquise durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction horizontale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'ya pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
- **DTR BC-2.4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).

- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **D.T.R BC 2.33.2** « Méthodes de calcul des fondations profondes ».

Annexe

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{SC} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{SC} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{SC}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_S = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_S = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.66	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061	
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061	
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058	
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

Annexe 4

Caractéristiques générales

Installation	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter le schéma T31)	à l'étage	collective (lescente- selective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simplex accès	portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V	TRI 380 V	FC	DM		PM			
				In	Id	In	Id						
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
355	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	48	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	1500
455	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12800	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33000	12500	1500
460	540	280	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	1500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	13500	2500
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
						☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbolisé et homologué par le Comité National de (L'Association Française des Handicapés)
 (Association Française des Handicapés) (A.F.H.) Les appareils sont homologués à la Norme NF P 81-201 et
 accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le tableau (cf un document général
 à l'adresse ci-dessous) à très hautes performances. Il est préférable d'avoir un
 contact avec votre Correspondant Schneider.

Annexe 5

Tableau des armatures en (cm²)

Φ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33