الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DR. YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département de Génie de la matière
Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Présenté pour l'obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil

Option: *Structure*

THEME

CONCEPTION ET CALCUL D'UN BATIMENT (R+5) A USAGE MIXTE (HABITATION+COMMERCE)

CONTREVENTE PAR DES VOILES

EN BETON ARME

Présenté par :

M^elle^ KERMEZLI Hakima
M^elle^ HAMIDIA Fella

Encadré par :

M^r^. YOUSFI Mahfoud

PROMOTION 2014-2015

Je dédié ce modeste travail

A mes parents, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude.

A ma famille

✍*HAMIDIA Fella*

Je dédié ce modeste travail à

A mes parents, A ma famille

✍ *KERMAZLI Hakim*

Nous tenons à exprimer nos profondes gratitudes à notre promoteur Monsieur YOUSFI Mahfoud pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos s'sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout l'ingénieur
Mr OULD TURKI Benaissa.

ملخص

هذا العمل يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي+ خمسة طوابق) ذات استعمال سكني وتجاري، المقرر بناؤها ببومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوة (III) .مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- ✓ القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
- ✓ قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « Sap2000 V17.1.1» وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.كما أن نتائج قد قدمت ونوقشت في نهاية كل محور.

RÉSUMÉ

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage habitation +commerce (RDC+5étages) qui sera implanté à Boumerdes, cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « Sap2000 V17.1.1».En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations. Les résultats de calculs ont été présentés et discutés à la fin de chaque chapitre.

ABSTRACT

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (ground+5stories), with habitation and commercial use and that will be implanted in Boumerdes, and this region is classified in the zone of high seismicity (III). The resistances of the structure elements to the horizontal and vertical loads isinsured by a frame system with shear walls.The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap2000 V17.1.1». Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

MAJUSCULES ROMAINES

A :	Section d'acier tendu
A' :	Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min}:	Section d'acier maximale et minimale
B :	Aire du béton.
B_r :	Section réduite du béton d'un poteau.
B_t :	Section de la partie tendue.
Lt :	Largeur de la section tendue.
M_t :	Masse torsionnelle.
$E.L.S$:	Etat Limite de Service.
$E.L.U$:	Etat Limite Ultime.
Ev :	Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei :	Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es :	Module de déformation longitudinale de l'acier.
I :	Moment d'inertie.
Ie :	Moment d'inertie équivalent.
M :	Moment fléchissant.
M_t :	Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a :	Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u :	Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} :	Moment fléchissant à l'E.L.S '
N :	Effort normal.
N_{ser} :	Effort normal de service.
NU :	Effort normal ultime.
Tu :	Effort tranchant ultime.
G :	Charge permanente.
Q :	Charge d'exploitation.
E :	Charge sismique.

MINISCULES ROMAINES

h:	Hauteur de la section du béton.
b :	Largeur de la section du béton.
b_0 :	Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' :	Enrobage supérieur et inférieur.
d :	Hauteur utile d'une section.
f :	Flèche.
f_{cj} :	Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} :	Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} :	Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} :	Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i :	Rayon de giration.

l_f :	Longueur de flambement,
S_t :	Espacement de cours d'armature transversale.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ :	Variation.
Σ :	sommation.
Φ:	Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W :	poids.

MINISCULES GRECQUES

α:	Angle.
γ :	Coefficient de sécurité.
ε:	Déformation relative.
$\mathcal{E}$:	Coefficient (calcul de Cd)
η:	Coefficient de fissuration.
λ:	Élancement mécanique.
μ:	Coefficient de frottement.
ν:	Coefficient de POISSON.
ρ :	Rapport de deux dimensions
σ :	Contrainte normale.
τ :	Contrainte tangentielle.
δ:	Déplacement d'un niveau.

ABBREVIATIONS

RDC	Rez De Chaussé
RPA99	Règlement Parasismique 1999
CBA	Code de Béton Armé
ELS	Etat Limite Service
ELU	Etat Limite Ultime

AUTRES NOTATIONS

A.N :	Axe neutre.
C.V :	Condition vérifiée.
C.N.V :	Condition non vérifiée.

Tableau I.1	Dimension du bloc	02
Tableau I.2	Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours	11
Tableau I.3	Les types d'aciers utilisés et leurs nuances	12
Tableau II.1	Charges permanentes du mur double cloison	18
Tableau II.2	Charges permanentes du mur simple cloison	19
Tableau II.3	Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)	19
Tableau II.4	Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)	20
Tableau II.5	Charges permanentes du plancher courant (corps creux)	20
Tableau II.6	Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)	21
Tableau II.7	Calcul de l'effort $\bar{N}$	26
Tableau II.8	Détermination de charges permanentes	27
Tableau II.9	Détermination des sur charges d'exploitation	28
Tableau II.10	Calcul de N_{ultime} et Nu	28
Tableau II.11	Vérification aux zones nodales	30
Tableau III.1	Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS	33
Tableau III.2	Données de calcul	33
Tableau III.3	Evaluation de charge permanente de palier de l'escalier	40
Tableau III.4	Combinaison des charges de l'escalier	41
Tableau III.5	Récapitulation des résultats	42
Tableau III.6	Résultats de la flexion simple	43
Tableau III.7	Vérification de l'espacement	43
Tableau III.8	Vérification des armatures à ELS	44
Tableau III.9	Vérification de la flèche	46
Tableau III.10	Les efforts agissant sur la poutre	47
Tableau III.11	Les données du calcul de ferraillage de poutre palière	47
Tableau III.12	Calcul des sections d'acier de la poutre palière	48
Tableau III.13	Vérification des armatures à ELS	50
Tableau III.14	Vérification préliminaire de la flèche de la poutre palière	51
Tableau III.15	Calcul des moments	53
Tableau III.16	Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)	58
Tableau III.17	Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)	58
Tableau III.18	Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)	60
Tableau III.19	Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)	60
Tableau III.20	Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)	63
Tableau III.21	Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)	63
Tableau III.22	Les armatures transversales dans les poutrelles et leurs espacements	66
Tableau III.23	Vérification à l'ELS en travée	67
Tableau III.24	Vérification à l'ELS aux appuis	68
Tableau III.25	Les valeurs du travail externes	73
Tableau III.26	Les valeurs du travail internes	73
Tableau III.27	Ferraillage de la dalle pleine	74
Tableau III.28	Vérification à l'ELS	75
Tableau III.29	Vérification aux cisaillements	75

Tableau III.30	Vérification de la flèche	75
Tableau IV.1	Calcul du centre de masse et de torsion	81
Tableau IV.2	Evaluation de l'excentricité de chaque niveau	82
Tableau IV.3	Justification de coefficient de comportement R suivant X	85
Tableau IV.4	Justification de coefficient de comportement R suivant Y	86
Tableau IV.5	Valeurs des pénalités P_q	87
Tableau IV.6	Vérification de comportement des trois premiers modes	88
Tableau IV.7	Vérification de participation massique	89
Tableau IV.8	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	90
Tableau IV.9	Les forces sismiques de chaque niveau	92
Tableau IV.10	Calcul du moment de renversement	93
Tableau IV.11	Calcul du moment stabilisant	93
Tableau IV.12	Vérification de stabilisation	94
Tableau IV.13	Vérification des déplacements inter-étages sens X	94
Tableau IV.14	Vérification des déplacements inter-étages sens Y	94
Tableau IV.15	Vérification des déplacements en tête	95
Tableau IV.16	Vérification de cisaillements des poutres	95
Tableau IV.17	Vérification de cisaillements des poteaux sens X	96
Tableau IV.18	Vérification de cisaillements des poteaux sens Y	96
Tableau IV.19	Vérification de l'effort normal réduit à la base	96
Tableau IV.20	Vérification de l'effet P-△ sens X	97
Tableau IV.21	Vérification de l'effet P-△ sens Y	97
Tableau V.1	Ferraillage longitudinale des poutres principales	101
Tableau V.2	Ferraillage longitudinale des poutres secondaires	102
Tableau V.3	Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales	102
Tableau V.4	Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires	103
Tableau V.5	Vérification des poutres principales selon la condition RPA	104
Tableau V.6	Vérification des poutres principales selon la condition CBA	104
Tableau V.7	Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA	104
Tableau V.8	Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA	104
Tableau V.9	La contrainte admissible	105
Tableau V.10	Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales	105
Tableau V.11	Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires	105
Tableau V.12	Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres P	106
Tableau V.13	Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres S	106
Tableau V.14	Vérification de la flèche des poutres	106
Tableau V.15	Les armatures longitudinales des poteaux	110
Tableau V.16	Valeurs des contraintes à l'ELS	111
Tableau V.17	Valeurs des contraintes limites de cisaillement	112
Tableau V.18	Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés	114
Tableau V.19	Vérification de la qualité d'armatures transversales des poteaux	114
Tableau V.20	Les données de calcul	120
Tableau V.21	Calcul des armatures verticales des voiles pleins	120

Tableau V.22	Vérification des armatures verticales selon la condition RPA et CBA.....	120
Tableau V.23	Vérification des armatures a ELS des voiles pleins.....	121
Tableau V.24	Calcul des armatures horizontales des voiles pleins.....	121
Tableau V.25	Diamètre des armatures transversales.....	121
Tableau V.26	Calcul les armatures verticaux des trumeaux.....	123
Tableau V.27	Vérification des armatures a ELS des trumeaux.....	123
Tableau V.28	Calcul les armatures horizontaux des trumeaux.....	123
Tableau V.29	Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.....	127
Tableau V.30	Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux.....	127
Tableau VI.1	Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.....	129
Tableau VI.2	Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....	130
Tableau VI.3	Description de la méthode de calcul des semelles filantes.....	133
Tableau VI.4	Vérification des contraintes de SFA à ELS.....	133
Tableau VI.5	Vérification des contraintes de SF1 à ELS.....	134
Tableau VI.6	Vérification des contraintes de SF2 à ELS.....	134
Tableau VI.7	Vérification des contraintes de SF3 à ELS.....	134
Tableau VI.8	Vérification des contraintes de SF4 à ELS.....	135
Tableau VI.9	Vérification des contraintes de SF5 à ELS.....	135
Tableau VI.10	Armatures principales des semelles filantes.....	136
Tableau VI.11	Armatures de répartition de la semelle filante.....	136
Tableau VI.12	Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.....	137
Tableau VI.13	Vérification de la stabilité au renversement.....	137
Tableau VI.14	Dimensionnement de la poutre de libage.....	138
Tableau VI.15	Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....	139
Tableau VI.16	Détermination des moments de la poutre de libage.....	139
Tableau VI.17	Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.....	140
Tableau VI.18	Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.....	140
Tableau VI.19	Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....	141
Tableau VI.20	Ferraillage longitudinal des longrines.....	142
Tableau VI.21	Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.....	143
Tableau VI.22	Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines	144

Figure I.1	La façade principale	03
Figure I.2	La coupe B-B	03
Figure I.3	Plan de RDC	04
Figure I.4	Plan d'étage	05
Figure I.5	Plan de terrasse inaccessible	06
Figure I.6	Eprouvette (16×32)	11
Figure I.7	Diagramme contrainte déformation du béton	13
Figure I.8	Diagramme contrainte-déformation de l'acier	14
Figure II.1	Plancher à corps creux	17
Figure II.2	Dimensions du corps creux	17
Figure II.3	Mur double cloison	18
Figure II.4	Mur simple cloison	19
Figure II.5	Composants d'un plancher terrasse	20
Figure II.6	Composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse	21
Figure II.7	Schéma de la poutre	21
Figure II.8	Section réduite du poteau	25
Figure II.9	Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité	26
Figure II.10	Zones nodales	30
Figure II.11	Coupes des voiles en plan	31
Figure III.1	L'acrotère	32
Figure III.2	Ferraillage de L'acrotère	38
Figure III.3	Coup d'un escalier	39
Figure III.4	Modélisation de 2ème volée à trois appuis	39
Figure III.5	Dimensionnement de la poutre palière	46
Figure III.6	Ferraillage de la poutre palière	51
Figure III.7	Dimensionnement de la poutrelle	51
Figure III.8	Poutrelles à deux travées	52
Figure III.9	Poutrelles à sept travées	52
Figure III.10	Poutrelles à neuf travées	52
Figure III.11	Poutrelle avant coulage	53
Figure III.12	Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U	58
Figure III.13	Diagrammes de l'effort tranchant à l'E.L.U	59
Figure III.14	Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S	59
Figure III.15	Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S	59
Figure III.15	Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U	61
Figure III.16	Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U	61
Figure III.17	Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S	61
Figure III.18	Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S	61
Figure III.19	Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U	62
Figure III.20	Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U	63
Figure III.21	Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S	64
Figure III.22	Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S	64

Figure III.23	Schéma de la Table de compression	64
Figure III.24	Efforts dans la dalle rectangulaire	69
Figure III.25	Efforts dans la dalle rectangulaire	71
Figure III.26	Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire	72
Figure III.27		75
Figure IV.1	Vue de la Structure en 3D	77
Figure IV.2	Disposition des voiles	77
Figure IV.3	Voile plein	79
Figure IV.4	Voile avec une seule ouverture	81
Figure IV.5	Spectre de réponse	84
Figure IV.6	Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)	88
Figure IV.7	Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)	88
Figure IV.8	Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)	89
Figure IV.9	Les forces agissent sur la stabilité au renversement.	91
Figure IV.10	.Distribution des forces sismiques	92
Figure IV.11	.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X	92
Figure IV.12	.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y	93
Figure V.1	La section des poutres principales	101
Figure V.2	La section des poutres secondaires	101
Figure V.3	Disposition des armatures pour les poutres	103
Figure V.4	Ferraillage des poutres principales (30*40) de rives des étages courants	107
Figure V.5	Ferraillage des poutres principales (30*40) de rives de niveau terrasse et intermédiaires de terrasse et des étages courants.	107
Figure V.6	Ferraillage des poutres secondaires (30*35).	107
Figure V.7	Disposition des armatures dans les poteaux	114
Figure V.8	Ferraillage des poteaux carré (30×30)	115
Figure V.9	Ferraillage des poteaux carré (35×35)	115
Figure V.10	Ferraillage des poteaux carré (40×40)	115
Figure V.11	Ferraillage des poteaux carré (45×45)	115
Figure V. 12	Disposition des armatures verticales dans les voiles.	119
Figure V.13	Disposition des voiles pleins.	119
Figure V.14	Les armatures transversales et les épingles des voiles	122
Figure V.15	La zone de recouvrement des voiles	122
Figure V.16	Disposition des voiles avec ouverture	122
Figure V.17	Moments et efforts tranchants dans les linteaux	125
Figure V.18	Armatures du linteau selon le RPA 99	126
Figure VI.1	Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS	128
Figure VI.2	Semelle isolée sous poteau	129
Figure VI.3	Disposition des semelles isolées	130
Figure VI.4	Les bulles de pression.	131
Figure VI.5	Schéma d'une semelle filante sous poteaux	131
Figure VI.6	Schéma d'une semelle filante sous voile	132
Figure VI.7	La proposition finale des semelles	135

Figure VI.8 Ferraillage des longrines..... 135

INTRODUCTION GÉNÉRALE 01

CHAPITRE. I.

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION 02
I.2. DESTINATION 02
I.2.1. Situation 02
I.2.2. Description de l'ouvrage 02
I.3. CARACTERSTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE 02
I.3.1. Dimension 02
I.3.2. Système de contreventement 07
I.3.3. Planchers 07
I.3.4. Maçonnerie 07
I.3.5. Revêtement 07
I.3.6. Le plafond 08
I.3.7. L'acrotère 08
I.3.8.Escalier 08
I.3.9.Infrastructure 08
I.3.10.Les balcons 08
I.3.11.Taux de travail du sol 08
I.4. CARACTERSTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX 09
I.4.1. Béton 09
I.4.1.1. Caractéristique du Béton 09
I.4.1.2. Ciment 09
I.4.1.3. Granulats 09
I.4.1.4. Eau de gâchage 09
I.4.1.5. Dosage du béton 10
I.4.2. Béton Armé 10
I.4.2.1. Résistance du béton 10
I.4.2.2. Résistance caractéristique à la compression 10
I.4.2.3. Résistance caractéristique à la traction 11
I.4.2.4. Coefficient de POISSON 11
I.4.2.5. Module de déformation longitudinale 12
I.4.2.5. Module de déformation transversale 12
I.4.3. L'acier 12
I.4.3.1. Type d'acier 12
I.4.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier 12
I.5. PRINCIPE DE CALCUL DU CBA93 13
I.5.1. E.L.U de résistance 13
I.5.1.1. Contrainte du béton en compression 13
I.5.1.2. Contrainte ultime de cisaillent 14

I.5.1.3. Contrainte limite de l'acier 14
I.5.2. Calcul de A L'E.L.S 15
I.5.2.1. E.L.S de compression de béton 15
I.5.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier 15

CHAPITRE. 2.
PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION 16
II.2. PREDIMENSIONNMENT DES PLANCHERS 16
II.2.1. Planchers à corps creux 16
II.2.1.1. Condition d'isolation acoustique 17
II.2.2. Les dalles pleines 17
II.2.2.1. Critère de résistance 17
II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie 18
II.2.2.3. Condition de la flèche 18
II.2.2.4. Isolation phonique 18
II.3. EVALUATION DES CHARGES, SURCHARGES 18
II.3.1. Maçonnerie 18
II.3.1.1. Murs extérieurs (double cloison) 18
II.3.1.2. Murs intérieurs (simple cloison) 19
II.3.2. Planchers terrasse 19
II.3.2.1. Charges permanentes 19
II.3.2.2. Charges d'exploitations 19
II.3.3. Planchers courants (corps creux) 20
II.3.3.1. Charges permanentes 20
II.3.3.2. Charges d'exploitations 20
II.4. PREDIMENSIONNEMENT 21
II.4.1. Les portiques 21
II.4.1.1. Les poutres 21
II.4.1.2. Les poteaux 24
II.4.2. Les voiles 30
II.6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES 30

CHAPITRE. 3.
CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

III.1. INTRODUCTION 31
III.2. L'ACROTERE 32
III.2.1. Définition 32
III.2.2. Charges et surcharges 32
III.2.3. Détermination des efforts 32
III.2.4. Calcul ferraillage 33
III.2.4.2. A l'état limite ultime 33

III.2.4.3. Vérification de l'effort tranchant....37
III.2.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton....38
III.2.4.5. Vérification de l'acrotère au séisme....38
III.3. L'ESCALIER....39
III.3.1. Dimensionnement....39
III.3.2. Détermination des efforts....41
III.3.3. Calcul de ferraillage....42
III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE....46
III.4.1. Pré dimensionnement....46
III.4.2. Ferraillage de la poutre palière....47
III.5. CALCUL DES POUTRELLES....51
III.5.1. Introduction....51
III.5.2. Dimensionnement des poutrelles....51
III.5.3. Calcul des sollicitations....57
III.5.3.1. Poutrelle à deux travées....58
III.5.3.2. Poutrelle à sept travées....59
III.5.3.3. Poutrelle à neuf travées....62
III.5.4. Ferraillage des poutrelles....65
III.5.5. Ferraillage de la table de compression....68
III.6. PLANCHER A DALLES PLEINS....69
III.6.1. Définition....69
III.6.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures....69
III.6.3. Calcul des dalles rectangulaires....70
III.6.4. Calcul du ferraillage à l'ELU....74
III.6.5. Vérification à l'ELS....74

CHAPITRE. 4.
CALCUL DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION....76
IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE....78
IV.2.1.Centre de masse....78
IV.2.2.Centre de torsion....78
IV.2.3. Excentricité....81
IV.2. 3.a. Excentricité théorique....81
IV.2. 3.b. Excentricité accidentelle....82
IV.2. 3.c. Excentricité admissible....82
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL....83
IV.3.1. Introduction....83
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale....83
IV.3.2.1. Principe....83
IV.3.2.2. Modélisation....83

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 83
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 87
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes 88
IV.4.2.vérification de participation massique 89
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 90
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement 90
IV.4.4.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 91
IV.4.4.b. Moment de renversement 93
IV.4.4.c. Moment stabilisant 93
IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages 94
IV.4.6.Vérification des déplacements en tête 95
IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments 95
IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base 96
IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 97
IV.5. CONCLUSION 98

CHAPITRE. 5.

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION 99
V.2. CALCUL DES POUTRES 99
V.2.1. Introduction 99
V.2.2. Les combinaisons des charges 99
V.2.3. Les matériaux 99
V.2.4. Recommandation des règlements 100
V.2.4.1. Selon le RPA 99 version 2003 100
V.2.4.2. Selon le CBA 93 100
V.2.5. Ferraillage à l'Etat limite ultime 101
V.2.5.1. Armatures longitudinales 101
V.2.6. Vérification des contraintes à l'état limite de service 102
V.2.7. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 103
V.2.8. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant 105
V.2.9. Calcul des armatures transversales 105
V.2.10. Vérification de la flèche 106
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX 108
V.3.1. Introduction 108
V.3.2. Recommandation des règlements RPA 99 108
V.3.3. Sollicitation extrême de ferraillage 109
V.3.4. Etat limite ultime de stabilité de forme 109
V.3.5. Détermination des sections d'acier 110
V.3.6. Vérification à l'état limite service 111
V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant 111

V.3.8. Armatures transversales selon le RPA99 113
V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale 114
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES 116
V.4.1. Introduction 116
V.4.2. Les voiles pleins 116
V.4.3. Voiles avec fils d'ouvertures 116
V.4.3.1. Les trumeaux 116
V.4.3.2. Les linteaux 117
V.4.4. Méthode de calcul 117
V.4.4.1. Recommandations des règlements 117
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 118
V.4.5. Ferraillages des voiles pleins 119
V.4.5.1. Armatures verticales 120
V.4.5.2. Calcul des armatures horizontaux 121
V.4.5.3. Armatures transversales 121
V.4.6. Ferraillages des voiles avec ouvertures 122
V.4.6.1. Les trumeaux 123
V.4.6.2. Les linteaux 124

CHAPITRE. 6.

CALCUL INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION 126
VI.2. TYPE DE LA FONDATION 126
VI.3. CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL 127
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION 127
VI.4.1. Calcul des semelles isolées 128
VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées 130
VI.4.2. Calcul des semelles filantes 131
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes 132
VI.4.2.2. Vérification des contraintes des semelles filantes 132
VI.4.2.3. Ferraillage des semelles filantes 136
VI.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement 137
VI.4.2.5. Vérifications de la stabilité au renversement 137
VI.5. FERRAILLAGE DES POUTRES DE LIBAGES 137
VI.5.1. Dimensionnement 137
VI.5.2. Calcul des moments 139
VI.5.3. armatures longitudinales 139
VI.5.4. armatures de peau 141
VI.5.5. armatures transversales 141
VI.6. FERRAILLAGE DES LONGRINES 141
VI.6.1. recommandations des règlements 142

VI.6.2. ferraillage à l'état limite ultime 142
VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service 143
VI.6.4. Calcul des armatures transversales 143

CONCLUSION GÉNÉRALE 145
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 146

SOMMAIRE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, le travail présenté dans ce mémoire est donc organisé en six chapitres principaux structurés comme suit :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre basera sur le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- Le quatrième chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

On termine par une conclusion sur l'ensemble de cette étude.

CHAPITRE I.

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Avant d'aborder l'étude et le calcul des éléments résistants du bloc RDC+5 présenté dans notre mémoire, et pour le mieux comprendre, on s'intéresse dans le premier chapitre à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

I.2. DESTINATION

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bloc (RDC+5) en béton armé composé des portiques contreventé par des voiles , à usage mixte (habitation + commercial).

I.2.1. Situation

L'ouvrage étudié sera implanté dans la wilaya de « Boumerdès » classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (zone III), il est classifié dans le groupe d'usage 2 d'importance moyenne.

I.2.2. Description de l'ouvrage

Notre projet comportant un RDC d'usage commerciale et 05 étages à destinations d'habitation avec terrasse inaccessible (RDC+05). Décroché en plan et en élévation avec un contreventement mixte.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- ✓ Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"
- ✓ Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- ✓ Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

I.3.1. Dimensions

Dimension en plan	Dimension en élévation
Longueur totale du bâtiment : L =25.30m Largeur totale du bâtiment : L = 19.90m	Hauteur de RDC : h =3.74m Hauteur de l'étage courant : h=3.23m Hauteur totale du bâtiment : H = 19.89

Tableau I.1. Dimension du bloc



Figure I.1. La façade principale

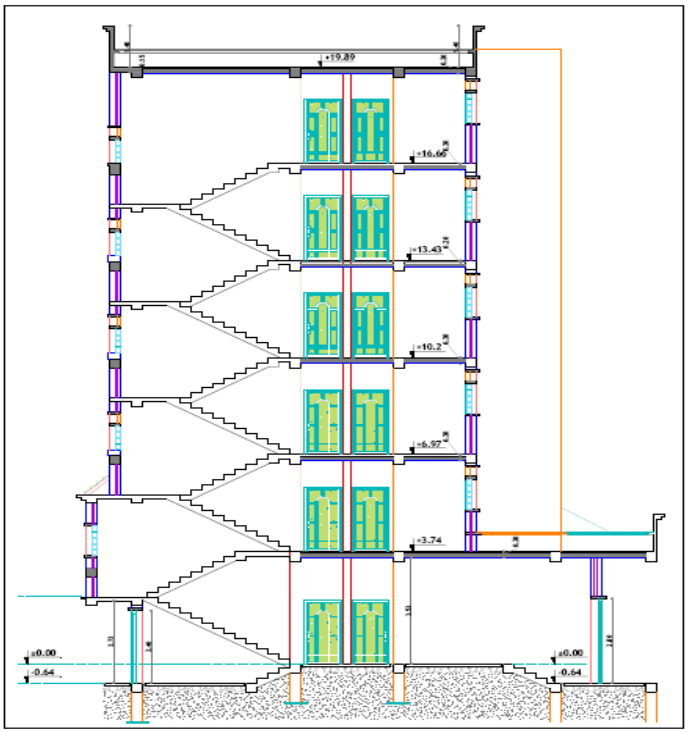


Figure I.2. la coupeB_B

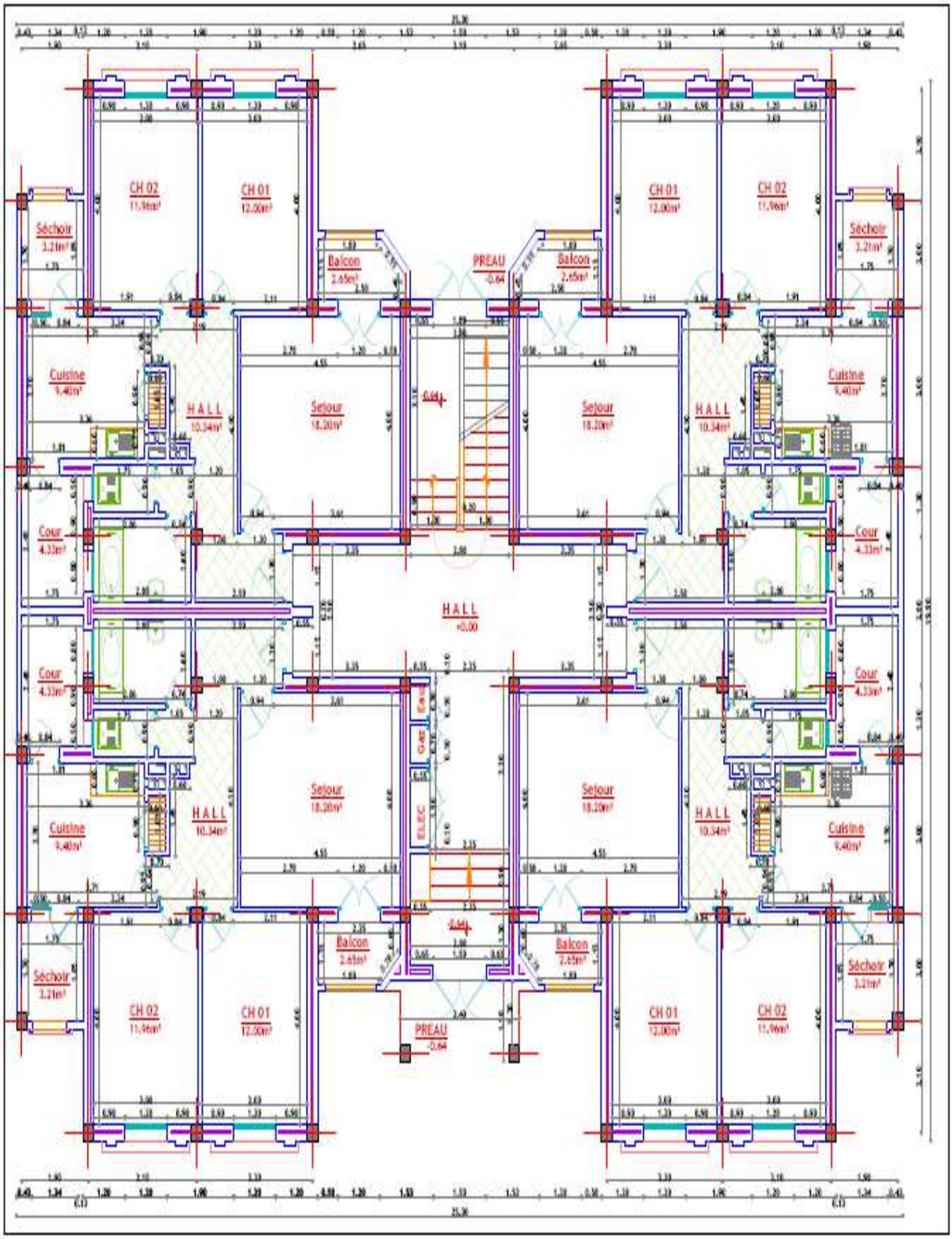


Figure I.3. Plan de RDC

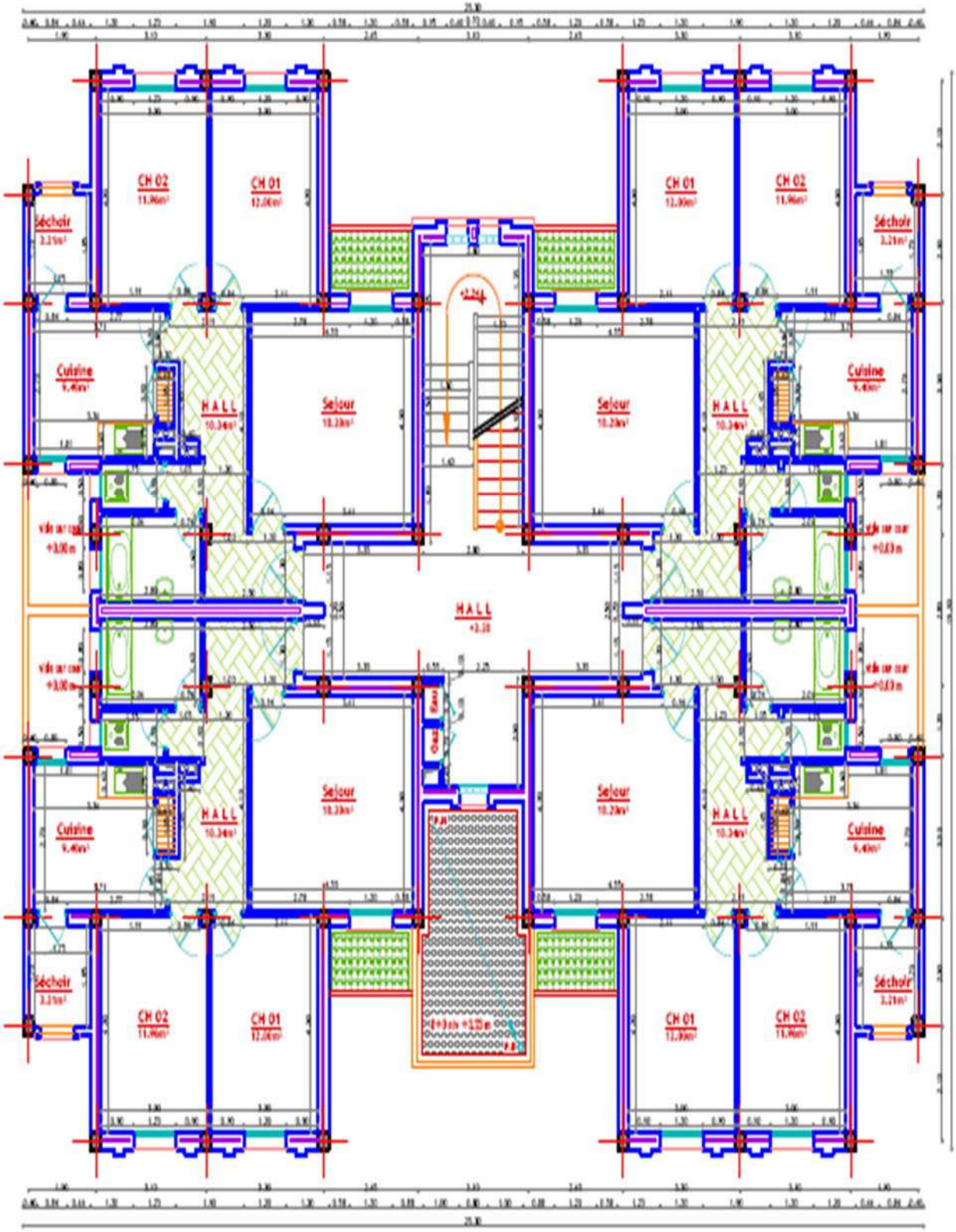


Figure I.4. Plan d'étage

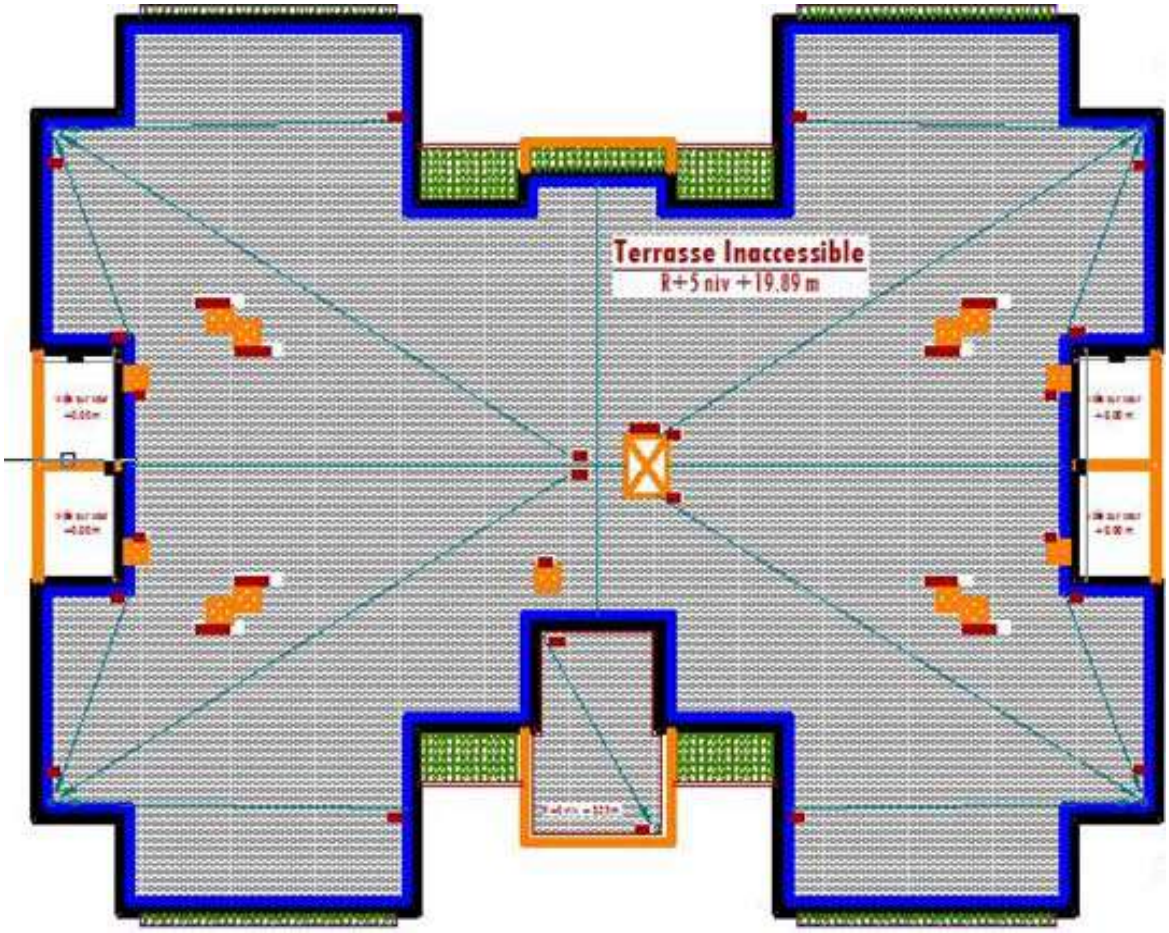


Figure I.5. Plan de terrasse inaccessible

I.3.2. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11 m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage. **RPA « Art [3.4. A.4.a] »**

I.3.3. Planchers

Nous avons adopté (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- ✓ Le plancher à corps creux
- ✓ Le plancher à dalle pleine

I.3.4. Maçonnerie

On a deux types :

a) Murs extérieurs: sont composés de :

- ✓ Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- ✓ Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs: sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.3.5. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- ✓ Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- ✓ Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.6. Le plafond

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.3.7. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.3.8. Escalier

La circulation verticale entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées à partir du RDC et assure la circulation jusqu'au dernier niveau.

I.3.9. L'infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol, pour cela on utilise soit des semelles (isolées ,filantes) ou un radier général, sinon des semelles sur pieux.

Le choix des fondations se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol, les surcharges et la contrainte admissible.

I.3.10. Les balcons

Sont les parties saillantes de la structure, ils sont constitués de dalle pleine.

I.3.11. Taux de travail du sol

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage. La contrainte admissible du sol est de 2.40bar=0.24Mpa {une profondeur d'ancrage de 1.50m. le site est classé dans la catégorie S3(sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.4. CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.4.1. Béton

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier), avec du ciment et de l'eau.

I.4.1.1. Caractéristique du Béton :

- ✓ facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ✓ bonne résistance aux actions climatiques.
- ✓ bonne résistance à la compression.
- ✓ faible résistance à la traction.

I.4.1.2. Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CEMII42.5)**

I.4.1.3. Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- ✓ Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- ✓ gravier de dimension inférieur à **15mm (3/8** et **8/15)**

I.4.1.4. Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.4.1.5. Dosage du béton

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m³** de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension <6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.4.2. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal « effort de traction ».

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.4.2.1. Résistance du béton :

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

I.4.2.2. Résistance caractéristique à la compression (**CBA « Art [A.2.1.1.1] »)**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

- ✓ $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83\,j} f_{c28}$ **pour** $f_{c28} \leq 40$ **MPa**
- ✓ $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95\,j} f_{c28}$ **pour** $f_{c28} > 40$ **MPa**

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

f_{c28}(MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

Tableau I.2.Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours

I.4.2.3. Résistance caractéristique à la traction :**CBA « Art [A.2.1.1.2 »**

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

- ✓ En traction directe ;
- ✓ En traction par fendage ;
- ✓ En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation :

$$\boldsymbol{f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj} \qquad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60\ \text{MPa}}$$

I.4.2.4. Coefficient de POISSON (υ) (CBA « Art [A.2.1.3] »)

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple, le coefficient de POISSON est pris égal à :

- ✓ $\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);
- ✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

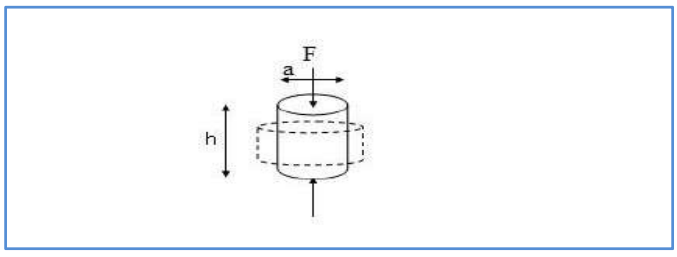


Figure I.6. Eprouvette (16×32)

I.4.2.5. Module de déformation longitudinale (CBA « Art [A.2.1.2.1] »)

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \qquad [MPa]$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \qquad [MPa] \qquad \text{CBA« Art [A.2.1.2.2] »}$$

I.4.2.6.Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :$G = \frac{E}{2(1+v)}$

Et en simplifiant $G=0{,}41.10^7$

I.4.3. Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.4.3.1. Types d'acier

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et\ \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

I.4.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier (**CBA « Art [A.2.2.1] »)**

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

I.5. PRINCIPE DE CALCUL DU CBA 93

Il existe deux états limites :

a) Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:

- ✓ Equilibre statique
- ✓ L'ouverture des fissures
- ✓ La stabilité de forme.

b) Etat limite de service (E.L.S) basé sur:

- ✓ La compression du béton
- ✓ L'ouverture des fissures
- ✓ La déformation.

I.5.1. E.L.U de résistance

I.5.1.1. Contrainte du béton en compression : CBA « Art [A.4.3.4.1] »

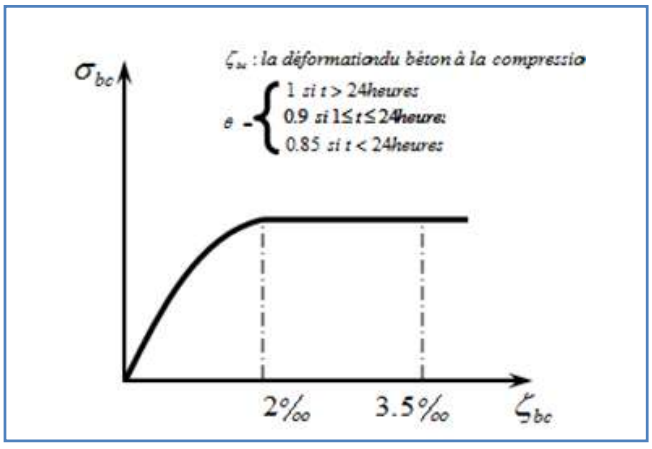


Figure I.7. Diagramme contrainte déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b **: coefficient de sécurité**, tel que :

$\gamma_b = 1.5$	Pour une situation durable
$\gamma_b = 1.15$	Pour une situation accidentelle
$\theta = 1$	Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures
$\theta = 0.9$	Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures
$\theta = 0.85$	Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure

I.5.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$

I.5.1.3. Contrainte limite de l'acier : **CBA « Art [A.2.2.2] »**

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:

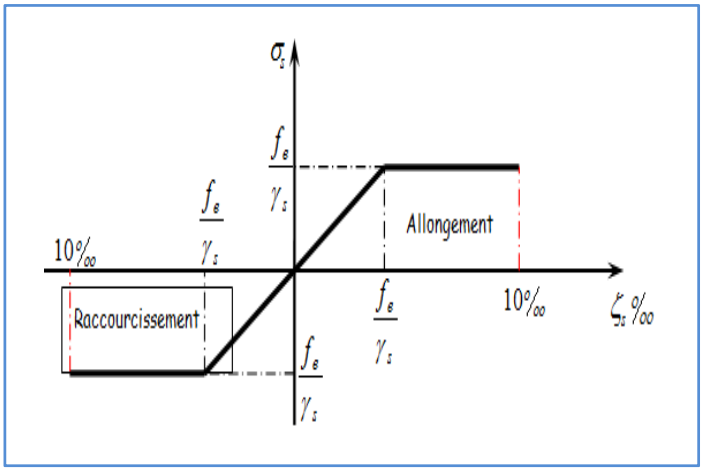


Figure I.8. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e :Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.5.2. Calcul en l'E.L.S

I.5.2.1. E.L.S de compression de béton :**CBA « Art [A.4.5.2] »**

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ **=0.6** f_{cj} , A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.5.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier

Contrainte limite de l'acier :

- ✓ Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- ✓ Fissuration très préjudiciable: $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$[MPa] **CBA «Art [A.4.5.3.3] »**
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **CBA«Art[A.4.5.3.4] »**

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

CHAPITRE II.

PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est indispensable d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le ***« RPA99 version2003 »***, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois Sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence :

II.2.1. Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- ✓ Les poutrelles.
- ✓ La dalle de compression.
- ✓ L'élément en corps creux.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \textbf{pour } h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

- ✓ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.
- ✓ h_t : hauteur totale du plancher

L= 3.00 m d'où alors $12 \leq h_t \leq 15$ on adopte h_t=20cm

Telle que : $h_t = (d + e)$

- ✓ d=16cm (hauteur de corps creux).
- ✓ e= 4cm (hauteur de la dalle de compression, selon le **CBA93 (ART.B7.2.2).**

Donc :**h_t=20cm**

Conclusion : On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composes d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

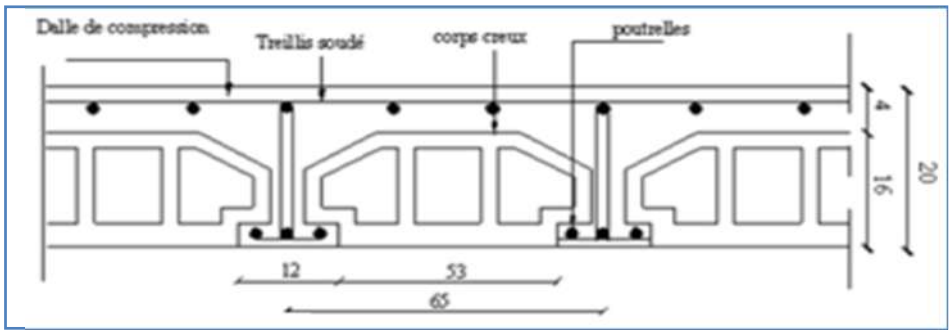


Figure II.1. Plancher à corps creux

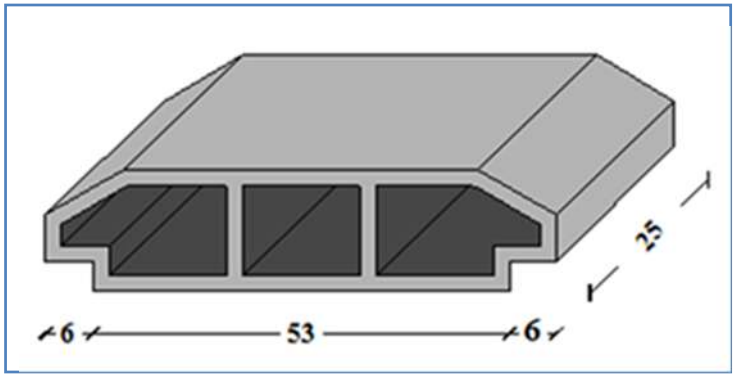


Figure II.2. Dimensions du corps creux

II.2.1.1. Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq$ 16cm, D'où on a : 20cm >16cm .....**(C.V)**.

II.2.2. Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

II.2.2.1. Critère de résistance :

- **Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :**

L_x=3.00m

$$\frac{Lx}{50} \leq e_p \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow 6.00 \leq e_p \leq 7.5$$

Où :

- ✓ e_p : épaisseur de la dalle.
- ✓ L_x : la plus grande portée mesurée entre nu.

II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie :

- ✓ e_p = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- ✓ e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.
- ✓ e_p=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte :e_p=15cm

II.2.2.3. Condition de la flèche :

- ✓ Si L ≤ 5m ➔ $f \leq \frac{L}{500}$
- ✓ Si L >5m ➔ $f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

Remarque :le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

II.2.2.4. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

Conclusion : Après avoir vérifié toutes ces conditions, on adopte : e_p= 15cm.

II.3. EVALUATIONS DES CHARGES ET SURCHARGES [3]

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.1. Murs extérieurs (doubles-cloisons)

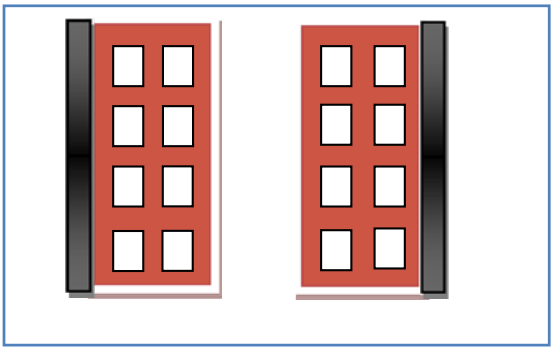


Figure II.3. Mur double cloison

N⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	2×0.1
2	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
3	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
4	Lame d'aire	0.05	-	-
Charge permanente G				2.72

Tableau II.1. Charges permanentes du mur double cloison

II.3.1.2. Murs intérieurs (simples-cloisons)

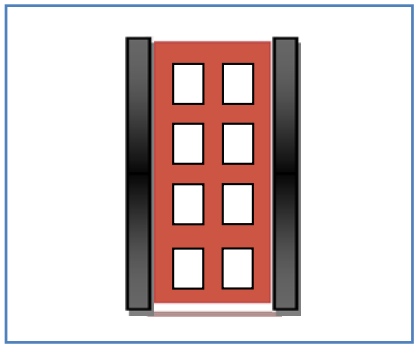


Figure II.4. Mur simple cloison

N⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	0.1×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				1.1

Tableau II.2. Charges permanentes du mur simple cloison

II.3.2. Plancher Terrasse

II.3.2.1. Charges permanentes

N⁰	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m³)	Poids surfacique(KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.60**

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m² la terrasse est inaccessible

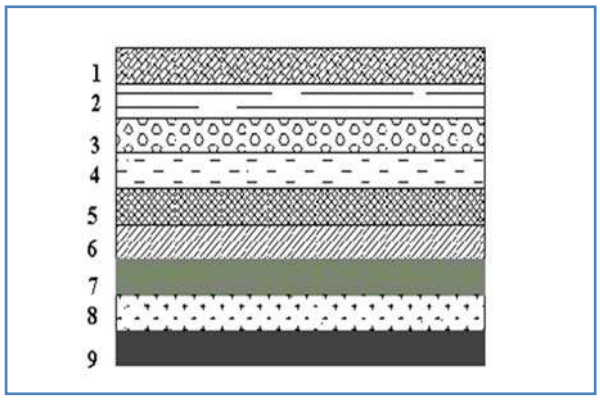


Figure II.5. Composants d'un plancher terrasse

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques(KN /m³)	Poids surfaciques(KN /m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.20
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.46**

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m^2

II.3.3. Plancher courant (corps creux)

II.3.3.1. Charges permanentes

N⁰	Composante	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.1
Charge permanente G				**5.48**

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

Surcharge d'exploitation $Q=1.5KN/m^2$

N⁰	Composante	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m^3)	Poids surfacique(kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère +enduit de ciment	0.10	-	1.1
Charge permanente G				**6.43**

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

Surcharge d'exploitation de balcon de l'étage courant Q = 3.5 KN/m^2**.**

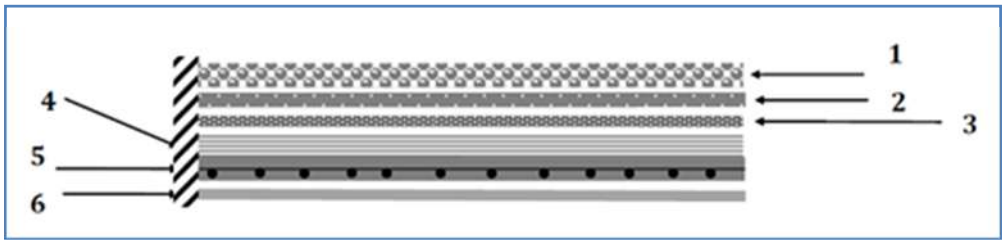


Figure II.6. Composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT

II.4.1. Les portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. Les poutres

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou en « T »

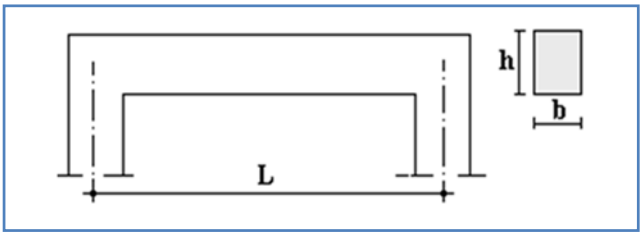


Figure II.7. Schéma de la poutre

a) Poutres principales (porteuses)

- ✓ $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ✓ $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- ✓ L : La portée maximale de la poutre.
- ✓ h: La hauteur de la section.
- ✓ b: La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h »**

On a: L=5.10m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \quad 34cm \leq h \leq 51cm$$

On adopte: h=40cm

- **Détermination de la largeur « b »**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow \quad 12cm \leq b \leq 28cm$$

On adopte : b=30cm

- **Vérification selon le «RPA 99 version 2003 ►►Art [7.5.1] ◄◄ » : (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- ✓ b≥20cm ➔ b=30cm>20cm..... **Vérifier**
- ✓ h≥30cm ➔ h=40cm>30cm..... **Vérifier**
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$ ➔$\frac{40}{30} = 1.33 < 4$..... **Vérifier**
- ✓ $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$➔30<1.5×40+30=90 cm ..... **Vérifier**

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

- ✓ $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \rightarrow \frac{40}{510}$=0.078>0.062..... **Vérifier**

Remarque :le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

b) Poutres secondaires (non porteuses) :

- ✓ $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ✓ $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- ✓ L: La portée maximale de la poutre.
- ✓ h: La hauteur de la section.
- ✓ b: La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h »**

On a:L=3.00m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 20cm \leq h \leq 30cm$$

On adopte: h=35cm

- **Détermination de la largeur « b »**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 10.5cm \leq b \leq 24.5cm$$

On adopte : b=30cm

- **Vérification selon le «RPA 99 version 2003►►Art [7.5.1] ◄◄ » : (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- ✓ b≥20cm → b=30cm>20cm..... **Vérifier**
- ✓ h≥30cm → h=35cm>30cm..... **Vérifier**
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$ → $\frac{35}{30} = 1.17 < 4$ ..... **Vérifier**
- ✓ $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ → 30<1.5×35+30=82.5cm ..... **Vérifier**

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

- ✓ $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \rightarrow \frac{35}{390}$=0.089>0.062..... **Vérifier**

Remarque :le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

Conclusion :

- Toutes les vérifications de R.P.A sont satisfaisantes.
- Toutes les conditions sont vérifiées

On adopte les sections :

- ✓ Poutres principales (Sens porteur) : (bxh) = (30x40) cm^2.
- ✓ Poutres secondaires (Sens non porteur) : (bxh) = (30x35) cm^2

II.4.1.2. Les poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et d'exploitation, c'est pourquoi le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Le CBA 93 préconise de prendre la section réduite des poteaux telle que :

- ✓ Br = (b – 2) (h – 2) ➔ section rectangulaire.
- ✓ Br =π(D – 2)² / 4 ➔ section circulaire.

- **Etapes de pré dimensionnement**

Choix du poteau le plus sollicité.

Le pré dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄ [1] suivantes :**(** Pour les poteaux rectangulaires (carrés)**)**

- ✓ Min (b1, h1) ≥25 cm. (Zone I et IIa)
- ✓ Min (b1, h1) ≥30 cm. (Zone IIb et III)
- ✓ Min (b1, h1)≥ $\frac{he}{20}$.
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$
- ✓ Détermination de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination de charge et surcharge revenant à ce poteau.
- ✓ Une majoration de 10 % de charges évaluées pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments de moins de trois travées. **[1] (Art B.8.1.1).**
- ✓ Vérifier $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r . f_{c_{28}}}{0{,}9 . \gamma_b} + \frac{A . f_e}{\gamma_s} \right]$ **(CBA93 [B.8.4.1]) [2]**

Avec :

A : Section d'acier comprime prise en compte dans le calcul A=(B/1000)

Br: Section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique.

N_u: Effort normal ultime (compression) *=1,35G+1,5Q*.

- ✓ γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b*=1,50*..... (**Situation durable**)).
- ✓ γ_s: Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s*=1,15*..... (**Situation durable**)).
- ✓ *fe*: Limite élastique de l'acier *(fe=400MPa)*.

- ✓ f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(fc28=25MPa)*.
- ✓ f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

f) **α :** Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \textbf{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \textbf{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec :

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique. 1483156.2

$L_f = 0.7L_0$: Cest la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration ;

Où :

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$[$I = \frac{b.h^3}{12}$ (poteau carré)].

$i = \frac{D}{4}$[$I = \frac{\pi D^4}{64}$ (poteau circulaire)].

- **Décente des charges**

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs).

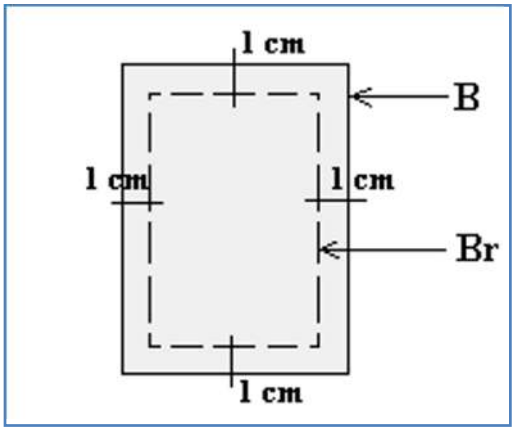


Figure II.8. Section réduite du poteau

	Dimension	B_r (mm^2)	λ	A	A_S(mm^2)	$\overline{N}$ (KN)
5ème étage	30×30	78400	26.10	0.764	90	**1134.61**
4ème étage	30×30	78400	26.10	0.764	90	**1134.61**
3ème étage	35*35	108900	22.38	0.785	122.5	**1616.53**
2ème étage	35*35	108900	22.38	0.785	122.5	**1616.53**
1ier étage	40*40	144400	19.58	0.799	160	**2181.05**
RDC	40*40	144400	22.67	0.784	160	**2533.19**

Tableau II.7. Calcul de l'effort $\overline{N}$

a) Choix du poteau le plus sollicité

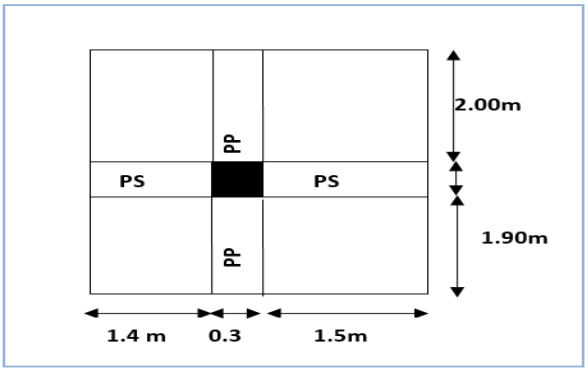


Figure II.9. Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

On a :

f) La surface Complete du plancher: S_t= 3.2X4.2 =13.44m^2

f) La surface du plancher seulement: S_P= (3.2-0.3)×(4.2-0.3) = 11.31m^2

Donc finalement on a : **S_t= 13.44 m² et S_P=11.31 m²**

b) Détermination des Charge permanente :

- ✓ 5eme étage : G_5= $G_{plancher\ t}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}
- ✓ 4eme étage : G_4= $G_{plancher\ t}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_5
- ✓ 3eme étage : G_3= $G_{plancher\ t}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_4
- ✓ 2eme étage : G_2= $G_{plancher\ t}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_3
- ✓ 1er étage : G_1= $G_{plancherC}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_2
- ✓ RDC : G_0= $G_{plancher\ C}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_1

$G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = poids de plancher terrasse*$S_{plancher\ t\ ou\ c}$.

$G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b*h*L*poids volumique du béton armé.

$G_{(poteau)}$= b*h*he* poids volumique du béton armé.

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

Niveau	H(m)	$S_{poteau}(m^2)$	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutres\ p}$ (KN)	$G_{poutres\ s}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumules}$ (KN)
5ème étage	3.23	0.09	74.64	11.7	7.61	7.27	101.22	101.22
4ème étage	3.23	0.09	61.98	11.7	7.61	7.27	88.56	189.78
3ème étage	3.23	0.1225	61.98	11.55	7.48	9.89	90.9	280.68
2ème étage	3.23	0.1225	61.98	11.55	7.48	9.89	90.9	371.58
1ier étage	3.23	0.1600	61.98	11.4	7.35	12.92	93.65	465.23
RDC	3.74	0.1600	61.98	11.4	7.35	14.96	95.69	560.92

Tableau II.8. Détermination des charges permanentes

c)- Détermination des sur charges d'exploitation : selon le DTR►►Art [B.C.2.2] ◄◄ [3]

✓ **Loi de dégression**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5, et cette équation est donnée par **« DTR C.2.2 » [3].**

Avec :

- ✓ Q : Charge d'exploitation.
- ✓ n: Nombre d'étage.
- ✓ Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ $Q1$, $Q2$,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

a) 5eme étage Q_0

b) 4eme étage Q_0+Q_1

c) 3eme étage $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

d) 2eme étage $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

e) 1er étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

f) RDC $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Application numérique

- Terrasse inaccessible..... $Q = 1$ KN/m^2
- Etage courant.....$Q = 1.5$ KN/m^2
- RDC.....$Q = 1.5$ KN/m^2

✓ 5ème étage $Q_5 = 13.44 \times 1 = 13.44$ KN

✓ 4ème étage $Q_4 = 13.44 + 1.5 \times 13.44 = 33.6$KN

✓ 3eme étage $Q_3 = 13.44 + 0.95 (1.5 \times 13.44 \times 2) = 51.74$ KN

✓ 2eme étage $Q_2 = 13.44 + 0.90 (1.5 \times 13.44 \times 3) = 67.87$ KN

✓ 1er étage $Q_1 = 13.44 + 0.85 (1.5 \times 13.44 \times 4) = 81.98$ KN

✓ RDC $Q_0 = 13.44 + 0.80 (1.5 \times 13.44 \times 5) = 94.08$ KN

Etage	5	4	3	2	1	RDC
Q(KN)	13.44	33.6	52.74	67.87	81.98	94.08

Tableau II.9. Détermination des surcharges d'exploitation

✓ L'effort normal à l'état limite ultime

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

✓ **$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$**

✓ **$N_u = 1.1N_{ultime}$**

G(KN)	Q(KN)	N_{ultime}(KN)	$1.1N_{ultime}$(KN)	$\overline{N}$(KN)	$1.1N_{ultime} \leq \overline{N}$
101.22	13.44	156.80	172.48	**1134.61**	vérifiée
189.78	33.6	306.60	337.26	**1134.61**	vérifiée
280.68	51.74	456.52	502.18	**1616.53**	vérifiée
371.58	67.87	603.43	663.78	**1616.53**	vérifiée
465.23	81.98	641.53	705.68	**2181.05**	vérifiée
560.92	94.08	898.36	988.20	**2533.19**	vérifiée

Tableau II.10. Calcul de N_{ultime} et Nu

- **Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◄◄ [1]:**

a) RDC et 1er étage:

Les poteaux de section (40x40) cm2

- ✓ Min (40, 40) ≥ 30 cm ..... **(C .V)**
- ✓ Min (40, 40) $> \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18.7cm$ ..... **(C .V)**
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 > 0.25$ ..... **(C .V)**

b) 2ème étage et 3èmeétage:

Les poteaux de section (40x40) cm2

- ✓ Min (35, 35) ≥ 30 cm ..... **(C .V)**
- ✓ Min (35, 35) $> \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16.15$cm ..... **(C .V)**
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 > 0.25$ ..... **(C .V)**

c) 4ème étage et 5ème étage :

- ✓ Min (30, 30) ≤ 30 cm ..... **(C .V)**
- ✓ Min (30, 30) $> \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16.15cm$ ..... **(C .V)**
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 > 0.25$ ..... **(C .V)**

Résultat :les sections des poteaux sont satisfaisantes aux conditions de RPA99 version 2003[1].

Conclusion : On adopte la section des poteaux suivante :

- (bxh) = (30×30) cm² pour 4eme étage et 5eme étages.
- (bxh) = (35×35) cm² pour 2eme étage et 3eme étage.
- (bxh) = (40×40) cm² pour RDC et 1er étage.

- **Vérification aux zones nodales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄**

Il nous reste à vérifier :

- ✓ $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- ✓ $d \leq \text{Max}(b_1/2; h_1/2)$

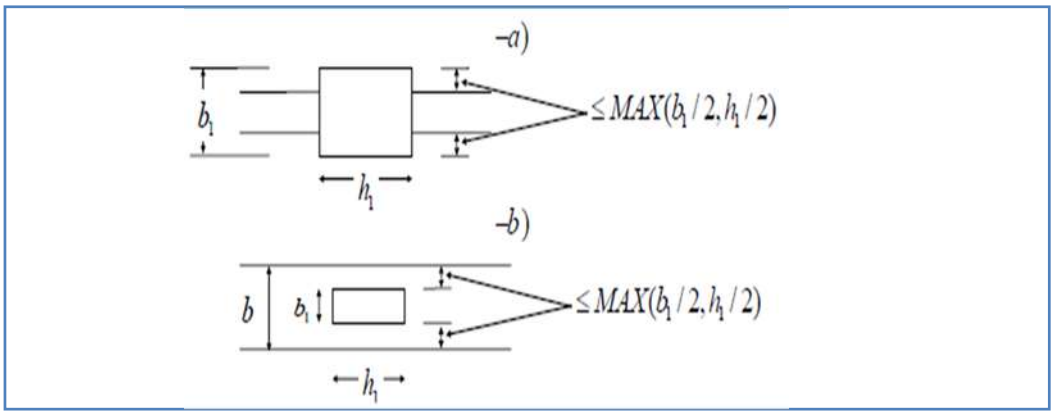


Figure II.10. Zones nodales

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
4^{eme}et 5^{eme}	30	30	30	C.V	2.5	15	C.V
2^{eme}et 3^{eme}	30	35	35	C.V	5	17.5	C.V
RDC et 1^{er}	30	40	40	C.V	7.5	20	C.V

TableauII.11 Vérification aux zones nodales

II.4.2. Les voiles

II.4.1.2. Pré-dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 [1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

On considère comme voiles les éléments satisfaisants la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

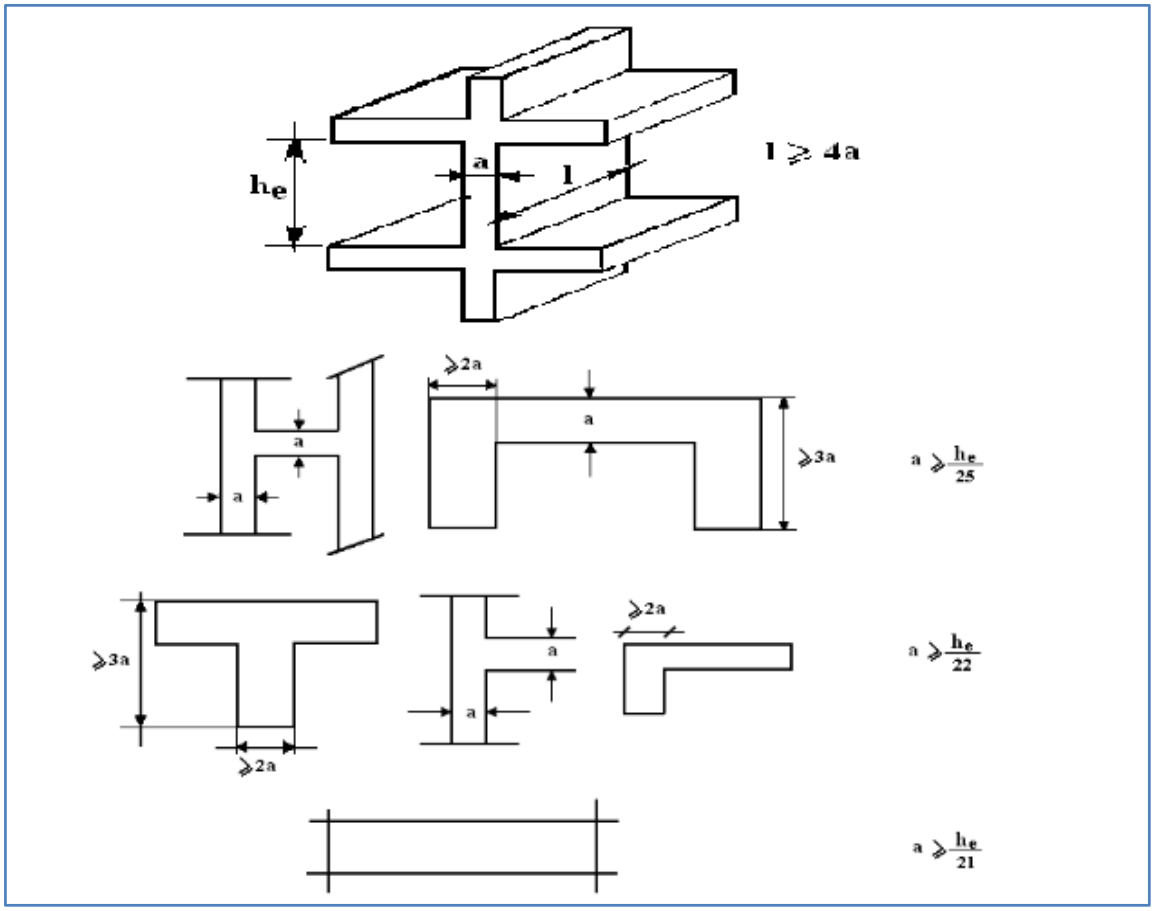


Figure II.11. Coupes des voiles en plan

Donc:

- ✓ he= 3.74-0.35=3.39m.
- ✓ a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

  a ≥MAX(15 cm ; 13.56 cm;15.40 cm;16.95 cm)

  a ≥16.95 cm

On adopte: a =17 cm.

CHAPITRE III.

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre se base sur le calcul des éléments secondaire, en citant les caractéristiques de l'acrotère, les escaliers, les poutrelles et les dalles pleines.

III.2. L'ACROTÈRE

III.2.1. Définition

L'acrotère est un élément structural secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

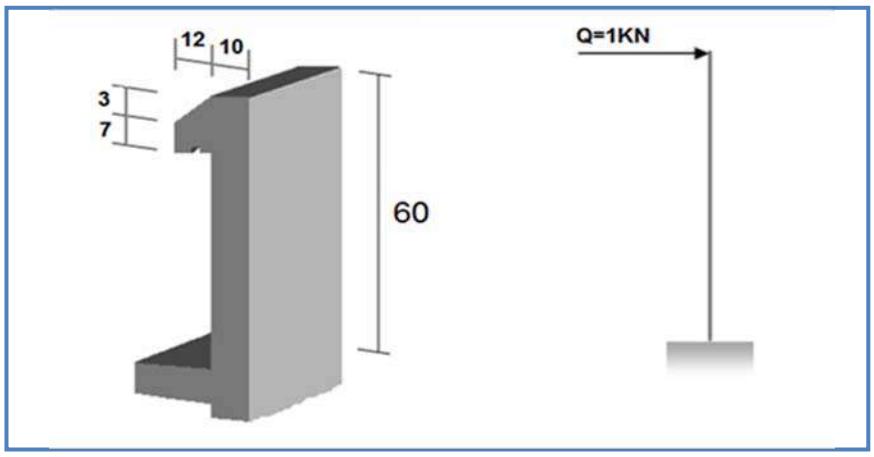


Figure III.1. L'acrotère

Remarque :L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée aux planchers terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante. Le calcul se fait par une bande de 1ml

III.2.2. Charges et surcharges

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

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

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

III.2.3. Détermination des efforts

Le tableau suivant représente la détermination des efforts à l'ELU et l'ELS

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

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

III.2.4.Calcul du ferraillage

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

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Dimensions			**Résistances caractéristique**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	Cm	F_{c28}	25	M Pa
h	10	Cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	Cm	σ_b	14.17	M Pa
c'	2.5	Cm	σ_s	348	M Pa
/	/	/	γ_s	1.15	/
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Notations	Notations
L_0	0,6	M	N_u	N_u	N_u
L_f	1,2	M	M_u	M_u	M_u
/			N_s	N_s	N_s
/			M_{ser}	M_{ser}	M_{ser}

Tableau III.2. Données de calcul

III.2.4.2 **à l'état limite ultime**

1. **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}9\times10^2}{2.369} = 38{,}00\text{cm}$$

Où l'enrobage est: **c= c_1 = 2,5 cm**

On a: **e_0= 38,00cm >** $\frac{h}{2}$ **– c =** $\frac{10}{2}$ -2.5 =**2,5cm**

Donc : le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors, on a une section partiellement comprimée.

2. Calcul du moment de flexion

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - c$$

e: distance entre le point d'application de **N** et le centre des armatures tendues.

Donc : e = 0.405m

$$M_u = N_u \times e = 0.96 KN.m$$

3. Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple

$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{0,96.10^3}{14,17.100.7,5^2} = 0.012 < \mu_l$ du tableau) A′=0.

➔ du tableau on a : β =0.994 et α =0.0151

➔ $\sigma_s = \overline{\sigma s}$ =348 M Pa ➔

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = \frac{0,96.10^6}{0,994.75.348} = 37\ mm^2 = 0.37cm^2$$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N}{\overline{\sigma_s}} = 37 - \frac{2,36.10^3}{348} = 30,19mm^2 = 0,30cm^2$$

Et A'=A'$_1$ ➔ A'=0.

Donc :

$$\begin{cases} A = 0.3cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

✓ **Condition de non fragilité**

$A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{10\times100}{1000}$ **= 1cm²>A=0.30cm²**

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera: A_1 = 5HA8= 2.31 cm².

✓ **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2}$ ➔ $0.58 \leq A_r \leq 1.16$

Donc, on prendra : $A_r = 4\Phi6 = 1.13\ cm^2$

✓ **Espacement :**

S_t=20cm ≤ S_{min}=min [3h=36cm; 33cm] =33cm

S_{tr}=15cm ≤ S_{minr}=min [4h=48cm; 45cm] =45cm

IV.2.4.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

1. **Calcul de l'excentricité :**

$$\text{On a : } e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6\times10^2}{1.755} = 34.19\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ \text{cm} < e_0 = 34.19\ \text{cm}$$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$

Où:B_o = b.h+ 15 (A + A') **= 1034,65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A'\ c + A_s d)]$**= 5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1$**= 4,916 cm.**

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\ [A\ (\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2]$ **= 8542.60 cm².**

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ **= 1,680 cm.**

Donc : e_0= **34,19 cm** ≥ $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$**=1,680 cm**⇒Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma b \leq \overline{\sigma} b \\ \sigma s \leq \overline{\sigma} s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

2. Détermination de y_1

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \quad \text{..... (III.1)}$$

Tels que :

$p = -3\,c^2 - 90\frac{A'}{b} + \frac{90\,A}{b}(d - c) \Rightarrow \mathbf{p = -1791.84\ cm^2}$

Et $q = -2\,c^3 - 90\frac{A'}{b} - \frac{90\,A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow \mathbf{q = 21720.6\ cm^2.}$

Où :

c : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression

Donc : "$\mathbf{c = \frac{h}{2} - e = -29{,}18cm < 0}$".

D'où l'équation (III.1) devient: $\mathbf{y_2^3 + (-1791.84)\,y_2 + 21720.6 = 0}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + c < h$$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38{,}052 \times 10^7 \alpha = 138.07^\circ$ ➔

$\cos\alpha = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.744$

$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88$

Les racines de l'équation sont :

$a\cos(\frac{\alpha}{3}) = 33{,}94$ cm

$y_2 = a\cos(\frac{\alpha}{3} + 120) = -47{,}43$cm

$a\cos(\frac{\alpha}{3} + 240) = 13{,}49$cm

Finalement, on trouve

$y_2' = 33{,}94$ cm
$y_2'' = -47{,}43$cm **rejetée** parce que ($y_2+c<0$)
$y_2''' = 13{,}49$cm **rejetée** parce que ($y_2+c<0$)

D'où alors : $0<\mathbf{y_1} = 33{,}94 + (-29.18) = \mathbf{4{,}76\ cm} < \mathbf{h} = 10$ cm

Donc on prend : $\begin{cases} \mathbf{y_2 = 33{,}94\ cm} \\ \mathbf{y_1 = y_2 + c = 4{,}76\ cm} \end{cases}$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]$. $\Rightarrow \mathbf{S_{xx} = 1037{,}939\ cm^3}$

D'où alors : $k = 1755/1037939 \Rightarrow \mathbf{k = 1{,}69 \times 10^{-3} N/mm^3}$
Donc : $\sigma_b = ky_1 = (1{,}69 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \mathbf{\sigma_b = 0.08\ MPa}$

Et: $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = (15 \times 1{,}69 \times 10^{-3}) \times (75 - 47{,}6) = \mathbf{0{,}69\ MPa}$
$\sigma_s = 15k\,(y_1 - c) = (15 \times 39.78 \times 10^{-3}) \times (21.5 - 75) =$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0{,}08\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ Mpa ..... **(C.V).**

$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333{,}33\text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201{,}633\text{ MPa}\right] = 201{,}633\text{ MPa}$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).
$\sigma_s = 0{,}69\text{MPa} \leq \overline{\sigma s}$ ..... **(C.V).**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.2.4.3. Vérification de l'effort tranchant

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

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

Alors : les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.2.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ MPa}$$

Et : $\bar{\tau} = \min [0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa }] = 2{,}5$ Mpa (la fissuration est préjudiciable)

D'où alors : $\tau u = 0{,}02$ Mpa $< \tau_u = 2{,}5$Mpa

Donc : le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4.5. Vérification de l'acrotère au séisme : selon RPA99 version2003►► [Art6.2.3] ◄◄

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique III).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.25

$C_p = 0.8$

$W_p = 1{,}755$ KN

$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404$ KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc :

L'acrotère résiste à la force sismique.

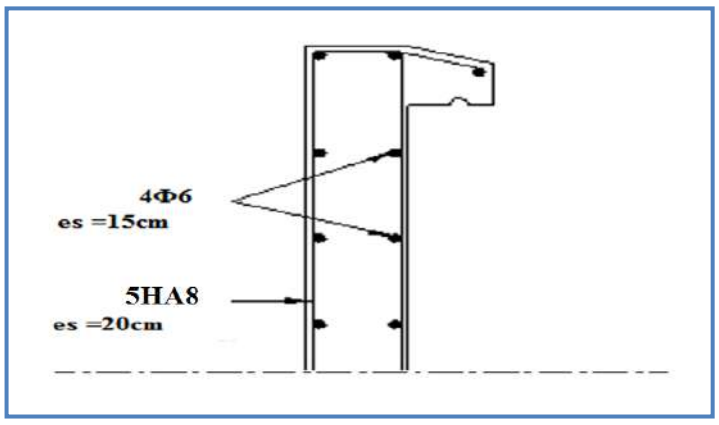


Figure III.2. Ferraillage de L'acrotère

III.3.L'ESCALIER

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour notre bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées. Les escaliers sont constituent par deux composants (palier et paillasse)

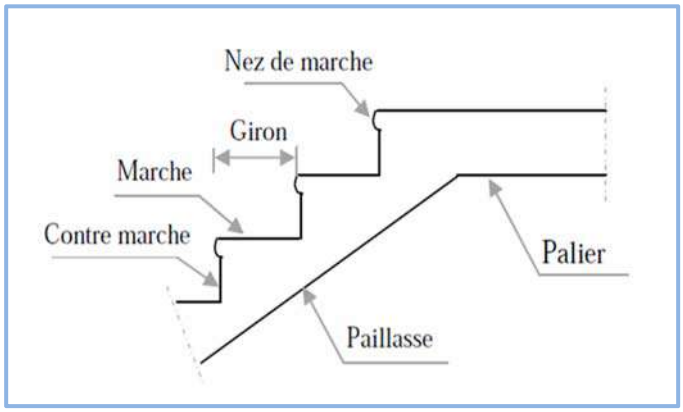


Figure III.3. Coup d'un escalier

III.3.1.Dimensionnement

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

n : nombre de contres marches.

On prend g+2h = 64 m.

On prend le volet le plus défavorable (2^{éme} volée) :

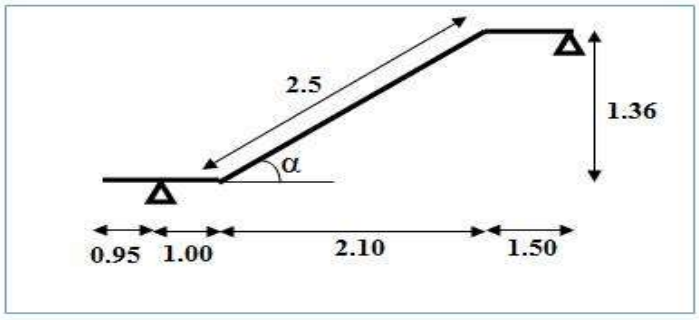


Figure III.4. Modélisation de 2ème volée à trois appuis

Nombre de marches: n - 1 = 7

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{1.36}{8} = 0.17$

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30$

✓ **Vérification de la formule de blondel**

$60 \leq g + 2h \leq 64$ ➔ $60 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 64$

✓ **Vérification d'inclinaison α :**

$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.647$ ➔ $\alpha = 32.94°$

Longueur de la paillasse e_p :

$$L_{total} = \sqrt{(2.1)^2 + (1.36)^2} + 1.5 + 1 = 5.00m.$$

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

$L_{total} / 35 \leq e_p \leq L_{total} / 30$ ⇒ $14.28 \leq e_p \leq 16.66$

On adopte**: e_p = 15cm.**

- **Le palier**

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m³)	Poids Surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0,17/2	25	2.125
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.46
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**8.545**

Tableau III.3. Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

La charge permanente de paillasse G=8.545KN/m²

La charge d'exploitation de tout l'escalier Q=2.5KN/m²

III.3.2 Détermination des efforts

À l'E.L.U : P_u =1.35 G + 1.5 Q
À l'E.L.S :P_{ser} = G + Q

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.545	2.5	15.28	11.045

Tableau III.4. Combinaison des charges de l'escalier

a) **ELU :**

Les équations d'équilibres donnent :

- ✓ R_A = 57.59kN
- ✓ R_B = 36.70Kn

- **Moment fléchissant :**

M(x)=-9.22x -11.16$\frac{x^2}{2}$ $x\epsilon[0;0.95[$

M(x)= -5.58x^2 + 37.77 x -14.06 $x\epsilon[0;1[$

M(x)= -7.64x^2 + 26.60 x -18 .39 $x\epsilon[0;2.7[$

M(x)= -5.58x^2 − 14.65x +34.53 $x\epsilon[0;1.5[$

- **L'effort tranchant :**

T(x)=- 9.22 - 5.58 x $x\epsilon[0;0.95[$

T(x)=- 11.16 x + 37.77 $x\epsilon[0;1.00[$

T(x)=- 15.28 x + 26.60 $x\epsilon[0;2.7[$

T(x)=- 11.16x − 14.65 $x\epsilon[0;1.5[$

- **Le moment maximum**

M_0=49.85 kN .m à x=3.38m

M_t=0.85 M_0 = 42.37 Kn.m

M_a=0.5 M_0 =24.92 kN .m

$$T_{max} = 37.77\ kN$$

b) ELS

Les équations d'équilibres donnent :

- ✓ R_A = 44.04 kN
- ✓ R_B = 22.12 kN

- **Moment fléchissant :**

M(x)=-9.22x -7.99$\frac{x^2}{2}$ $x\epsilon[0;0.95[$

M(x)= -3.995x^2 + 27.22 x -12.36 $x\epsilon[0;1[$

M(x)= -5.5225x^2 + 19.23 x +10.87 $x\epsilon[0;2.7[$

M(x)= -3.995x^2 − 10.58x +22.55 $x\epsilon[0;1.5[$

- **L'effort tranchant :**

T(x)=- 9.22 -7.99 x $x\epsilon[0;0.95[$

T(x)=- 7.99 x + 27.22 $x\epsilon[0;1.00[$

T(x)=- 11.045 x + 19.23 $x\epsilon[0;2.7[$

T(x)=- 7.99x − 10.58 $x\epsilon[0;1.5[$

- **Le moment maximum**

M_0=33.97 kN .m à x=3.38m

M_t=0.85 M_0 = 28.87Kn.m

M_a=0.5 M_0 =16.98 kN .m

T_{max}=27.22kN

Récapitulation :

M_t=0.85M_{max} **M_a=0.5M_{max}**

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	42.37	24.92	37.77
ELS	28.87	16.98	27.22

Tableau III.5. Récapitulation des résultats

III.3.3 Calcul du ferraillage

- ✓ Acier : FeE400 ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa
- ✓ Béton : f_{c28} = 25 MPa ;γ_b = 1.5 ; σ_b = 14.2 MPa
- ✓ $\bar{\sigma}_{bc}$ =14.2Mpa ; b=100cm ; h=15cm ; d=12.5cm ; c=2.5cm

Le moment en travée : M_t^{max}=42.37KN.m

Le moment max aux appuis : M_a^{max}= 24.92KN.m

	M_u(KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$(cm²)
En travée	42.37	14.50	0.142	0.923	9.09	7HA14=10.77
Aux appuis	24.92	14.50	0.083	0.956	5.16	4HA14=6.15

Tableau III.6. Résultats de la flexion simple

Avec :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma_b}}$; $A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

a) Condition de non fragilité :

$A_{min} = B/1000 = 1.7cm^2$

Donc : $A > A_{min}$

Le choix

- ✓ **En travée :** A = 7HA14=10.77cm²
- ✓ **Aux appuis :** A =4HA14=6.15cm².

b) Armature de répartition : $A_r = A/4$

- ✓ **En travée :** A_r = 6HA8 = 3.01 cm²
- ✓ **Aux appuis :** A_r = 6HA8 = 3.01 cm²

c) Condition d'espacement :

	Les armatures longitudinales	Les armatures de repartitions
En travée	S_t =20cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm
En appuis	S_t =20cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm

Tableau III.7. Vérification de l'espacement

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{37.77 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.260 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.260\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33$ MPa ..... **(CV)**

e) Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$

	En travées	En appuis
A (cm²)	10.77	6.15
M_{ser} (kN.m)	28.87	16.98
Y (cm)	5.41	4.33
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 18626.58$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 12247.40$
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8.38$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6.003$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	Oui

Tableau III.8. Vérification des armatures à ELS

f) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = 0{,}02 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0{,}042 \quad \text{(C.N.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}007 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \quad \text{(C.N.V)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$: $\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

pour les flèches aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05 . f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$
- ✓ $\sigma_s = \frac{Mser}{\beta * As * d}$

Pour les flèches aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 9.79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 47354.48 cm^4$$

A (cm²)	M (KN.m)	P	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
10.77	28.87	0.0074	211.03	0.560	9.79	4735448
FI_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
20152.40	31880.34	12.04	18.65	6.61	10.9	Oui

Tableau III.9. Vérification de la flèche

III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.4.1.Pré dimensionnement :

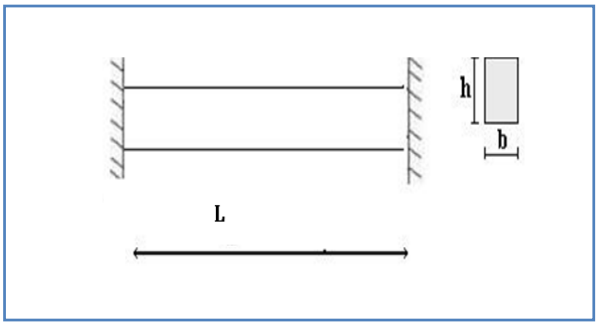


Figure III.5. Dimensionnement de la poutre palière

- ✓ b: largeur de la base de la poutre.
- ✓ h: hauteur totale de la poutre.
- ✓ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- ✓ (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- ✓ 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

L_{max}=2.80m 18.66 cm ≤ h ≤ 28cm **h=30cm.**

6.6 ≤ b ≤ 21 **b=30cm.**

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[1]

b = 30 cm ≥ 20 cm. ..... **(C.V)**
h = 30 cm ≥ 30 cm . ..... **(C.V)**
h/b= 1 <4. ..... **(C.V)**

Poids propre de la poutre: $p_p = (0.3 \times 0.3) \times 25$ ➔ $p_p = 2.25 KN/m$

Réaction d'escalier: ➔ $Ru = 57.59 KN$, $Rs = 44.04 KN$

Poids du demi-mur: ➔ Pm= 2.72×1.33= 3.62KN/m

P_u=1.35(P_p+ P_m) +R_u ➔**P_u=-65.51KN/m**
P_s = (P_p+ P_m+R_S) ➔**P_s = 49.91 KN/m**

- **Calcule des efforts :**

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	91.71	42.80	21.39
ELS	69.87	32.60	16.30

Tableau III.10. Les efforts agissant sur la poutre

III.4.2. Ferraillage de la poutre palière

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 25 cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.11. Les données de la calcul de ferraillage de poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	21.56	0.083	0.956	2.40	0.00	3HA12=3.39
En appuis	43.13	0.166	0.909	5.04	0.00	3HA16=6.03

Tableau III.12. calcul des sections d'acier de la poutre palière

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 3.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\ cm^2$ ..... **(C.V)**

En appuis : $A = 6.03\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\ cm^2$ ..... **(C.V)**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{92.43 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.369\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\ ; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$\tau_u = 1.369\ MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\ MPa$ ..... **(C.V)**

- **Vérification de compression dans la bielle de béton**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[20cm; 24.3cm] = 20\,cm$$

$$V_u = 92.43KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 250 \times 200 = 333.33N$$ ..... **(C.V)**

- **Vérification au voisinage de l'appui**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times 92.43\times 10^3}{250\times 200}=3.70<0.8\times\frac{25}{1.15}=17.39 \quad \text{(C.V)}$$

$$A=3.39\ \text{cm}^2\geq\frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e}=\frac{1.15\times 92.43\times 10^3}{400}=2.65\ \text{cm}^2 \quad \text{(C.V)}$$

- **Armatures transversales**

$$\varphi_t=\text{Min}\left[\frac{h}{35}=0.86\ \text{cm};\ \varphi_l=16\ \text{mm};\frac{b_0}{10}=2.5\ \text{cm}\right]$$

$$\varphi_t=8\ \text{mm}<0.86\ \text{cm}$$

$$A_t=\frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4}=0.5\ \text{cm}^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 4\ T\ 8 = 2\ \text{cm}^2$

- **Vérification du R.P.A 99: [1] « Art [7.5.2.2] »**

$$A_{t\,min}=0.003.S_t.b$$

$$S_t\leq\overline{S}_t=\text{Min}\left[\frac{h}{4}=7.5\,\text{cm};12\varphi_t=9.6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t=7.5\ \text{cm} & \text{(zone nodale)}\\ \overline{S}_t=15\ \text{cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t=5\ \text{cm} & \text{(zone nodale)}\\ S_t=15\text{cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$

On a : A_t= 1 cm².

$$S_t=5\ \text{cm}\Rightarrow A_t=2\ \text{cm}^2>A_{t\,min}=0.003.b.S_t=0.375\ \text{cm}^2$$

$$S_t=15\ \text{cm}\Rightarrow A_t=2\ \text{cm}^2>A_{t\,min}=0.003.b.S_t=1.125\ \text{cm}^2$$

$$S_t<\overline{S}_t$$

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq\frac{\gamma_s\left(\tau_u-0.3f_{t28}.k\right)}{0.9.f_e.(\cos\alpha+\sin\alpha)}$$

Avec :k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{250\times50}=0.016\geq\frac{1.15(1.369-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0023$ ..... **(C.V)**

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{250\times150}=0.005\geq\frac{1.15(1.369-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0023$ ..... **(C.V)**

$$A_t \geq A_{\min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 2\ cm^2 \geq A_{min}=\frac{0.4\times250\times50}{400}=0.13cm^2$ ..... **(C.V)**

Zone courante: $A_t = 2\ cm^2 \geq A_{min}=\frac{0.4\times250\times150}{400}=0.38\ cm^2$ ..... **(C.V)**

- **Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6\times25 = 15\ MPa$

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	6.03
M_{ser} (kN.m)	16.42	32.85
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=8.64$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=10.8$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=25515.78$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=34235.30$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=5.56$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=10.36$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

Tableau III.13. Vérification des armatures à ELS

- **Vérifications préliminaires de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ère condition	2ème condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 2.8 = 0.107 Mt/(10 Mo)=16.42/(10*49.27)=0.033	ρ=A/(bo*d)=3.39/(25*27)=0.005 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau III.14. Vérification préliminaire de la flèche de la poutre palière

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

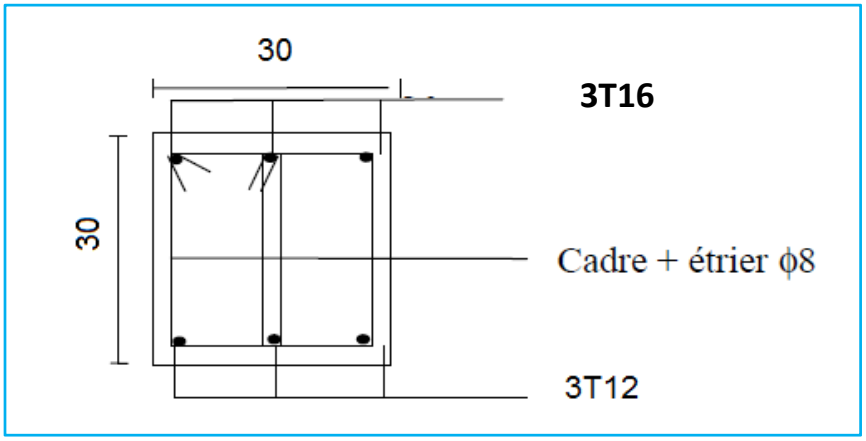


Figure III.6. Ferraillage de la poutre palière

III.5 CALCUL DES POUTRELLES

III.5.1. Introduction

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

III.5.2 Dimensionnement des poutrelles

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

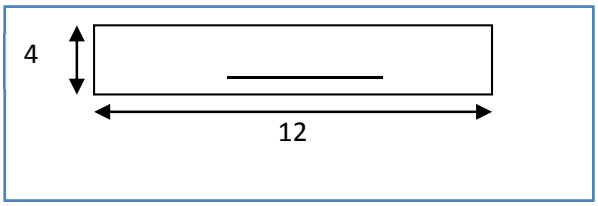


Figure III.7. Dimensionnement de la poutrelle

On a 3 types des poutrelles à étudier :

- **1er type :**

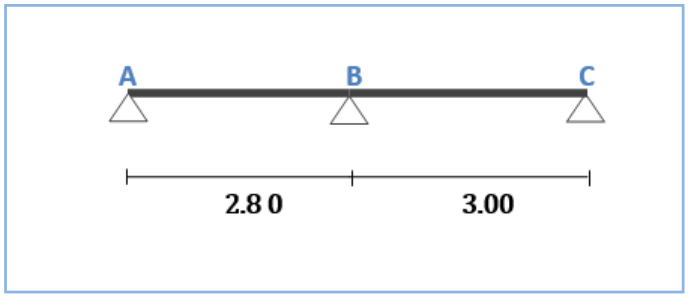


Figure III.8. Poutrelles à deux travée

- **2ème type :**

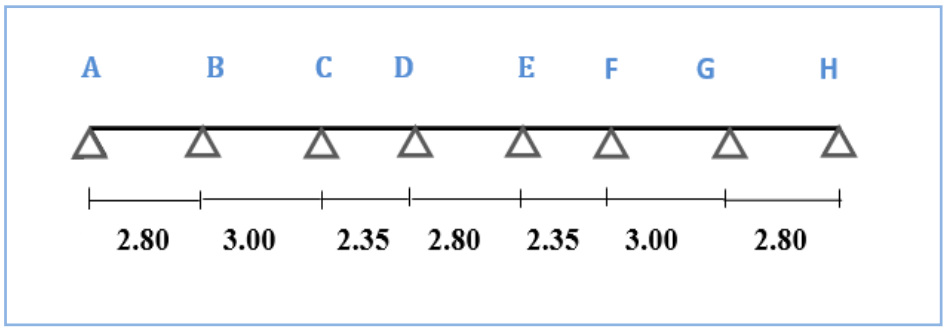


Figure III.9. Poutrelles à sept travées

- **3ème type :**

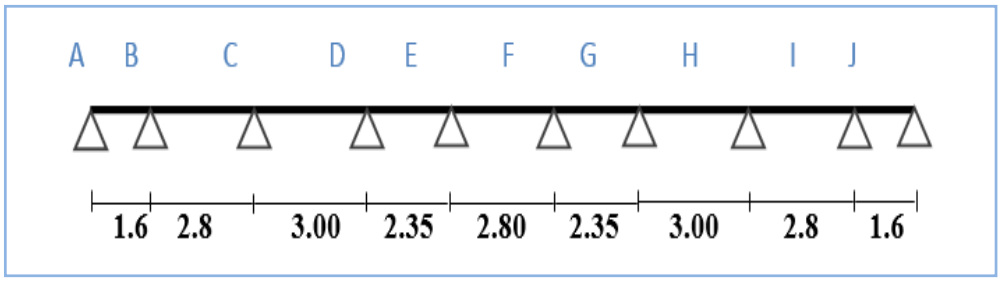


Figure III.10. Poutrelles à neuf travées

Le calcul se fait en deux étapes :

a) <u>Première étape</u> : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 0.5L\end{cases}$$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

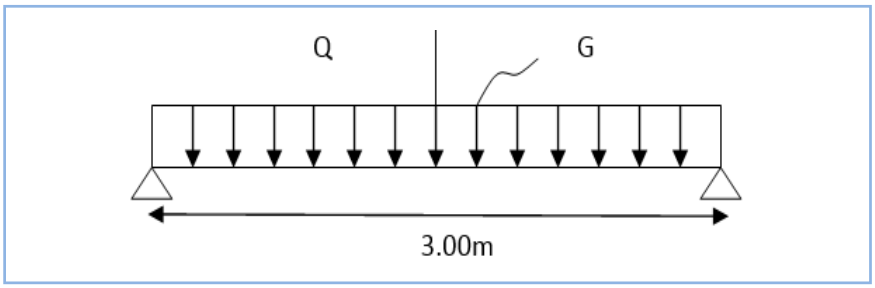


Figure III.11. Poutrelle avant coulage

- **<u>Charges et surcharges :</u>**

  - ✓ Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml
  - ✓ Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 kN/ml

⇒**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

Surcharge d'exploitation : Q = Max $\begin{cases}1kN \\ 0.500\times 3.00 = 1.5kN\end{cases}$

➔ Q = 1.5 KN

Le calcul en flexion simple nous octroie :

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.87$	$\frac{QL}{4} = 1.125$	$1.35M_G+1.5M_Q=2.862$

Tableau III.15. Calcul des moments

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{2.862 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 4.20 \gg \mu max = 0.478$$

Commentaire :il est nécessaire de prévoir un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage

- **Calcul du nombre d´étaiement :**

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

- **Evaluation des charges et surcharges**

1. **Charges permanentes :**

La poutrelle est soumise à :

- ✓ Son poids propre : $G_1=25\times0,12\times0,04=0,12KN/ml$
- ✓ Poids du corps creux :$G_2= 0,65\times1=0,65$ KN/ml

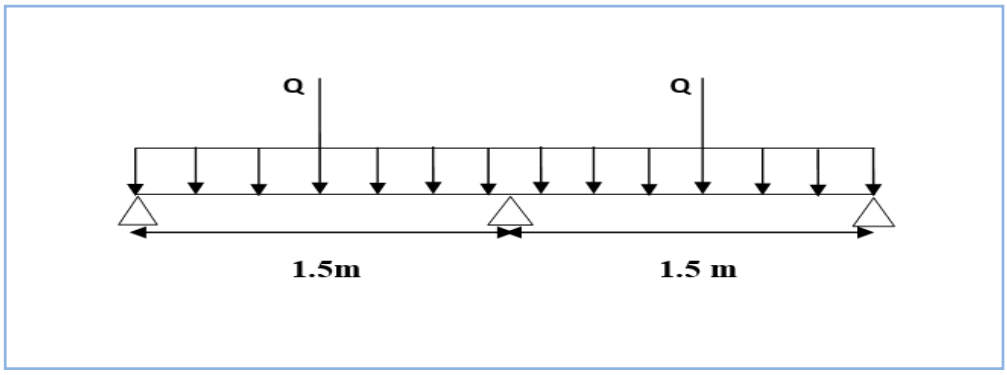
➔ **G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

2. **Charges d'exploitation :**

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = Max\begin{cases}1kN\\500\times l(kN)\end{cases}$$

- **Pour un seul étai au milieu :**



G= 0.77 kN/ml

$$Q = Max\begin{cases}1kN\\0.5\times1.5=0.75kN\end{cases}$$

➔ Q = 0.75 KN

$$f = \frac{5\times GL^4}{384\times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5\times 0.77\times 1500^4}{384\times 2{,}1\times 10^5\times 640000} + \frac{750\times 1500^3}{48\times 2{,}1\times 10^5\times 640000} = 4.56\text{mm}$$

f = 4.56 mm < [f] = 6.00 mm .....**(C.V)**

Résultats : Un étai suffise pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

b) Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

- **Méthodes de calcul :**
  - **La méthode forfaitaire :**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- ✓ La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- ✓ Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1)\ M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max}\begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2)\ M_t \geq M_{Max}\begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2}M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique $= \frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque : Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot

- **Méthode de Caquot : (pour les poutres)** :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

a) portée fictive *:*

Pour une travée de rive avec appui simple de rive

$$L' = \begin{cases} L & \text{Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive} \\ 0.8 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

b) Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où : $\gamma = \frac{k_w}{k_e}$ et $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$

Donc : $\gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$

Cas particulier :pour une poutre continue de même hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas de charge concentrée, on a :

Le coefficient de rigidité :

$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$

Le moment aux appuis :

M_{app}=0,2M0.....**Appuis de rives**

$M_{app} = \frac{q_w \; l'^{3}_w + q_e \; l'^{3}_e}{8.5 \; (l'_w + l'_e)}$ .....**Appuis intermédiaires**

Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$

Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Après le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

III.5.3. Calcul des sollicitations :

Plancher terrasse :

G = 6.60x0.65=4.29kN/ml,

Q = 1x0.65=0.65 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.77 kN/ml

P_s = (G+Q) = 4.94 kN/ml

Plancher courant :

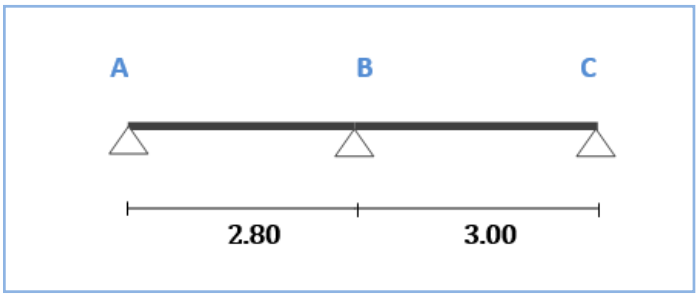
G = 5.48x0.65=3.562kN/ml,

Q = 1.5x0.65=0.975 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.27 kN/ml

P_s = (G+Q) = 4.54 kN/ml

III.5. 3.1. Poutrelles à deux travées :



TRAVEE	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	6.63	3.55	3.98	7.04	6.96	11.99
B-C	7.62	4.49	7.04	4.57	12.5	7.80

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	4.84	2.59	0.968	5.14	5.08	8.75
B-C	5.56	3.28	5.14	1.11	9.12	5.70

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

Représentation des sollicitations :

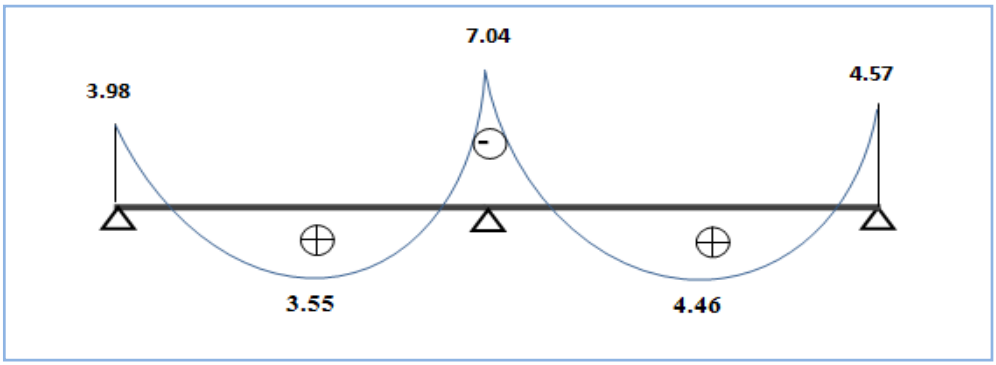


Figure III.12. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

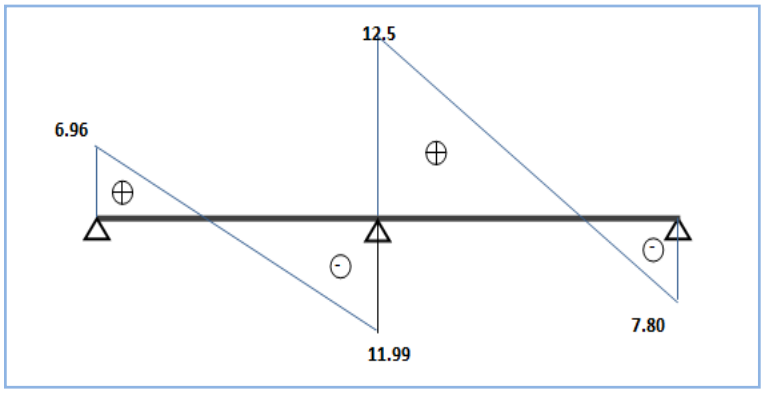


Figure III.13. Diagrammes de l'effort tranchant à l'E.L.U

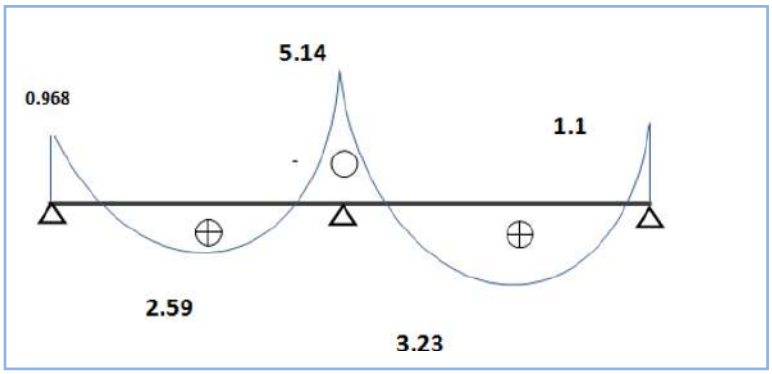


Figure III.14. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

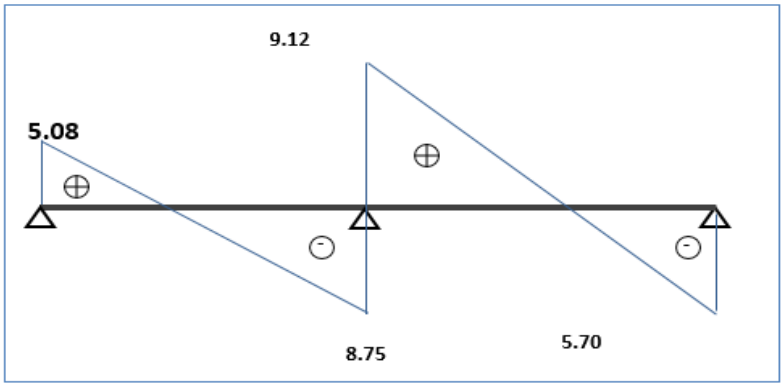
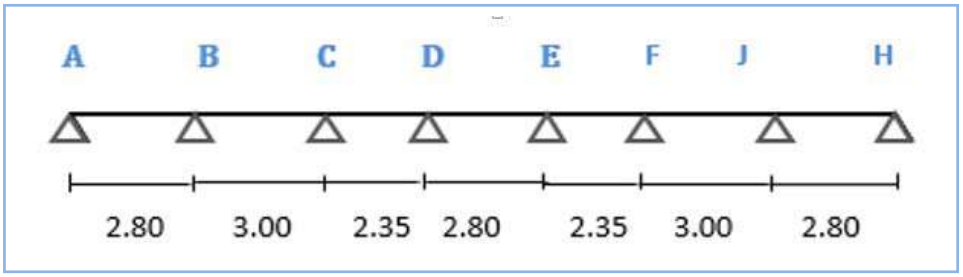


Figure III.15. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

III.5.3.2 Poutrelles à sept travées :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤Max (2G ; 5 KN) .....**(C.V)**
I1=I2=I3= I4=I5=... In .....**(C.V)**
0.8<Ln/ Ln+1<1.25 .....**(C.N.V)**

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t (KN m)	M_w (KN m)	M_e (KN m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	6.63	3.93	1.33	6.10	7.29	11.65
B-C	7.62	2.60	6.10	6.10	10.92	9.38
C-D	4.67	0.86	6.10	3.83	7.93	7.97
D-E	6.63	2.53	3.83	3.83	9.47	9.47
E-F	4.67	0.86	3.83	3.83	7.97	7.93
F-G	7.62	2.60	3.83	6.10	9.38	10.92
G-H	6.63	3.93	6.10	1.33	11.65	7.29

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t (KN m)	M_w (KN m)	M_e (KN m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	4.84	2.87	0.97	4.45	5.32	8.51
B-C	5.56	1.90	4.45	4.45	7.97	6.85
C-D	3.41	0.63	4.45	2.80	5.79	5.82
D-E	4.84	1.85	2.80	2.80	5.92	6.92
E-F	3.41	0.63	2.80	2.80	5.82	5.79
F-G	5.56	1.90	2.80	4.45	6.85	7.97
G-H	4.84	2.87	4.45	0.97	8.51	5.32

Tableau III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)

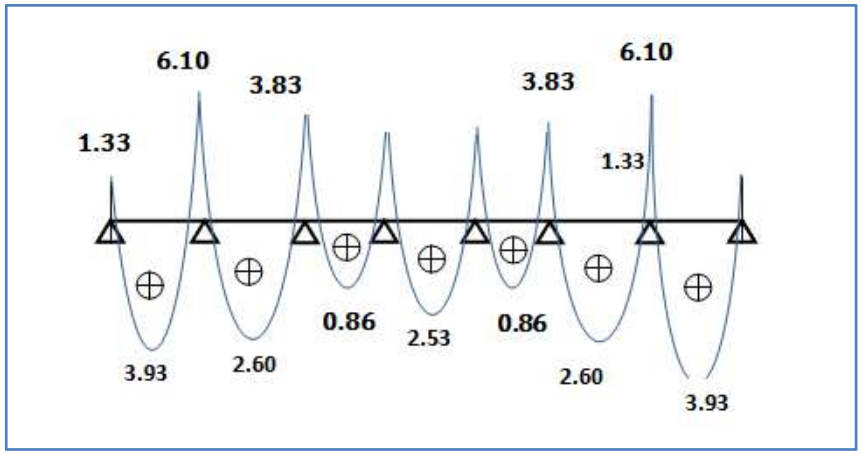


Figure III.16. Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U

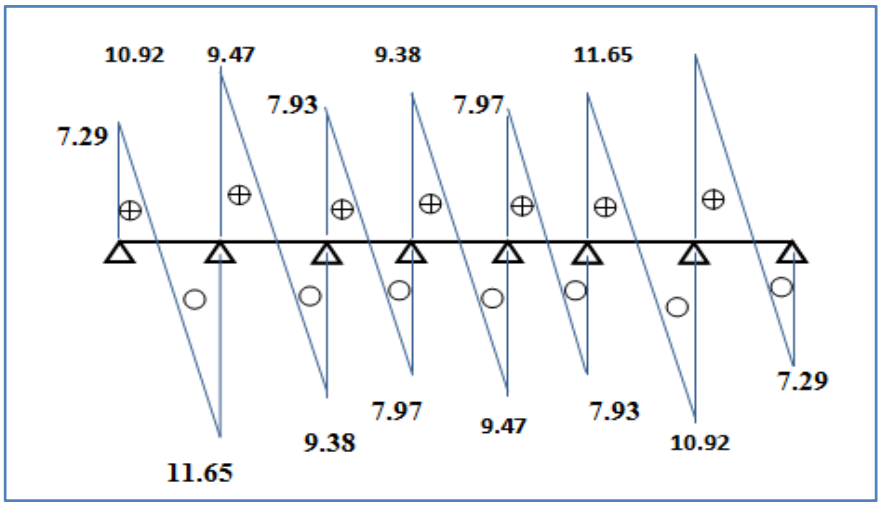


Figure III.17. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

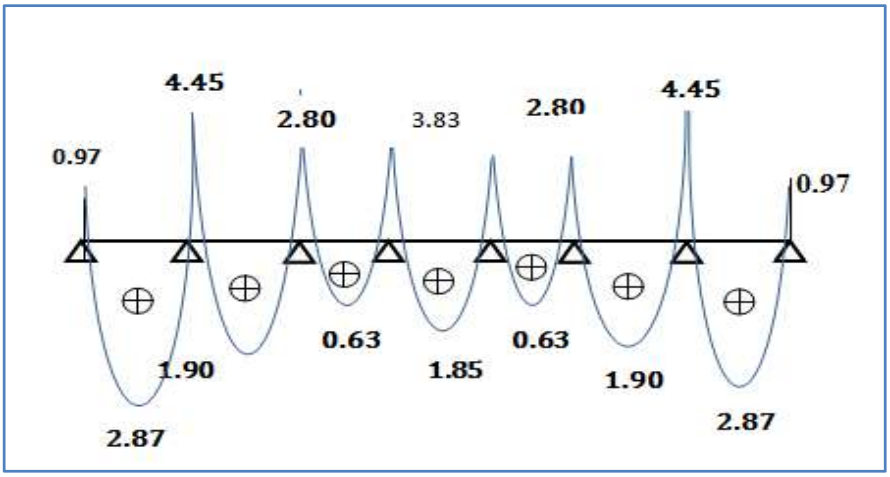


Figure III.18. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

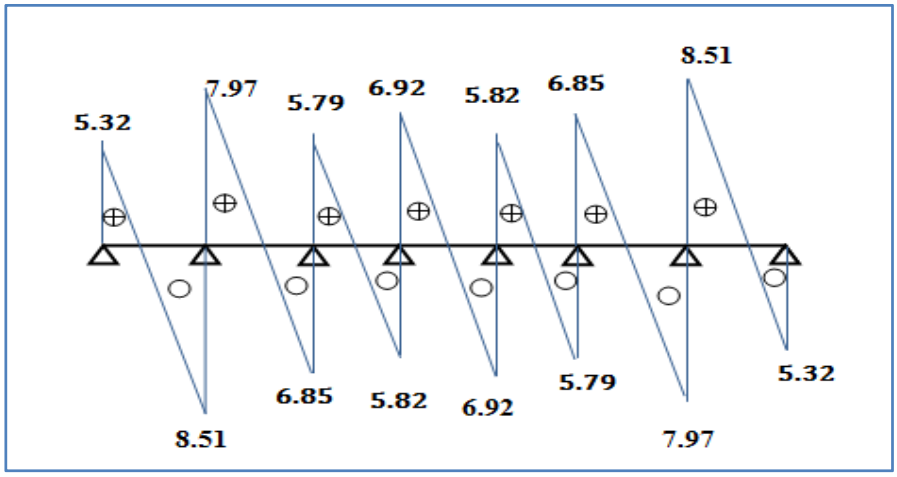
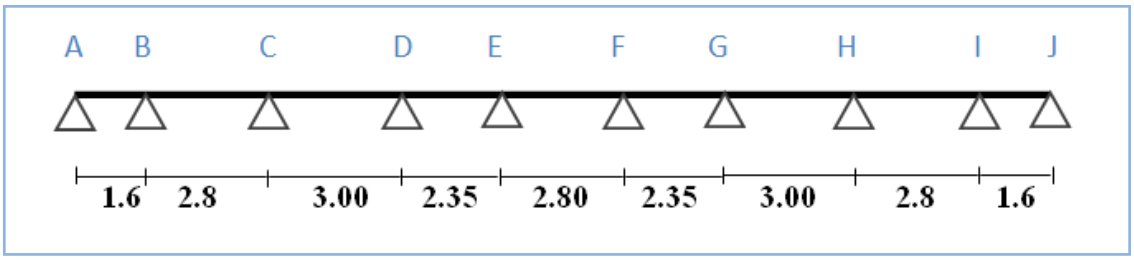


Figure III.19. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

III.5.3.3 Poutrelles à neufs travées :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤ Max (2G ; 5 KN).....**(C.V)**
I1=I2=I3= I4=I5=... In .....**(C.V)**
0.8< Ln/ Ln+1<1.25.....**(C.N.V)**

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t (KN m)	M_w (KN m)	M_e (KN m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.17	0.83	0.43	3.29	3.36	7.47
B-C	6.63	2.28	3.29	5.28	8.76	10.18
C-D	7.62	2.79	5.28	4.01	10.57	9.73
D-E	4.67	0.77	4.01	4.10	8.04	7.86
E-F	6.63	2.57	4.10	3.79	9.47	9.47
F-G	4.67	0.77	3.79	4.01	7.86	8.04
G-H	7.62	2.79	4.01	5.28	9.73	10.57
H-I	6.63	2.28	5.28	3.29	10.18	8.76
I-J	2.17	0.83	3.29	0.43	7.47	3.36

Tableau III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t (KN m)	M_w (KN m)	M_e (KN m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	1.58	0.60	0.32	2.40	2.45	5.45
B-C	4.84	1.66	2.40	3.86	6.40	7.44
C-D	5.56	2.03	3.86	2.93	7.72	7.10
D-E	3.41	0.56	2.93	2.93	5.87	5.74
E-F	4.84	1.88	2.93	2.77	6.92	6.92
F-G	3.41	0.56	2.77	2.93	5 .74	5.87
G-H	5.56	2.03	2.93	3.86	7.10	7.72
H-I	4.84	1.66	3.86	2.40	7.44	6.40
I-J	1.58	0.60	2.40	0.32	5.45	2.45

Tableau III.21. Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)

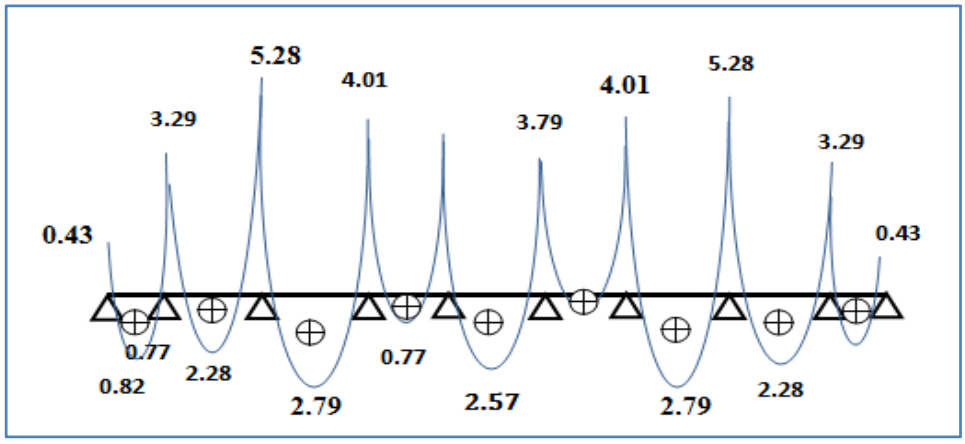


Figure III.20.Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

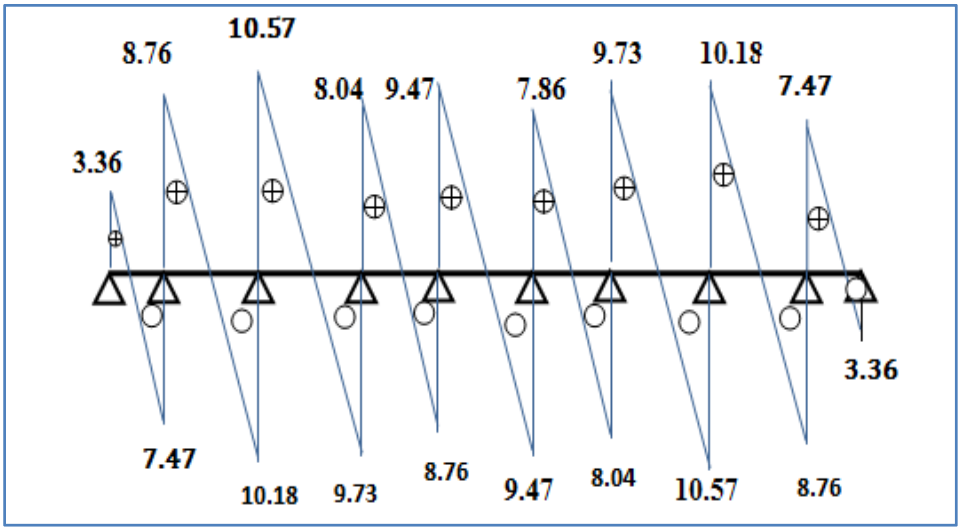


Figure III.21.Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

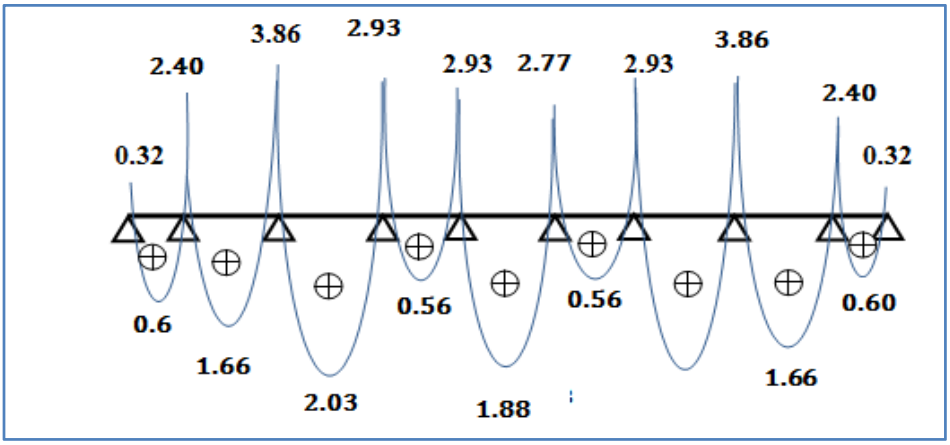


Figure III.22.Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

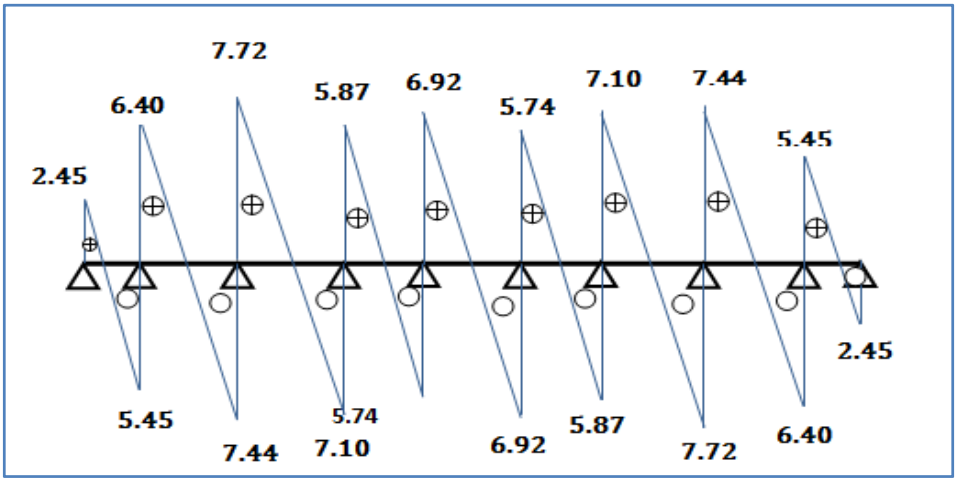
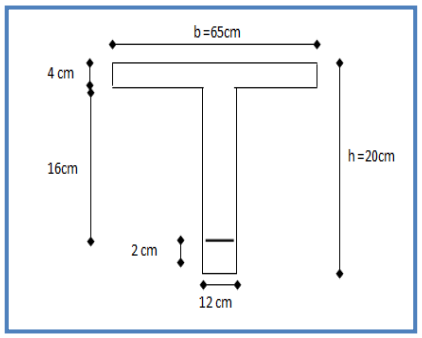


Figure III.23.Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

III.5.4. Ferraillage des poutrelles :



M_{tmax}= 4.46kN.m , M_{amax}= 7.04kN.m , T_{max}= 12.5 kN

✓ **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ;h=20cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;b_0=12 cm ;c= 2 cm;

M_0= b*h_0*σb_{adm}*(d-(h_0/2)) =59.072KN.m

M_0> M_t , d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

III.5.4.1. A L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.49 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 650 \cdot 180^2} \Rightarrow \mu = 0.015 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.992⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 0.72 cm².

On adopte : **A=2HA10=1.57 cm²**

Conditions de non fragilité : selon le CBA93 [2]

$A = 1.57\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ .....**(C.V)**

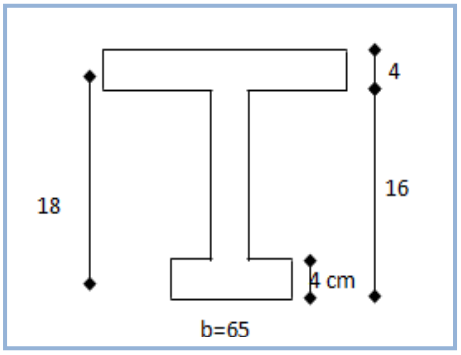
Donc: on adopte la section suivante : A = 1.57 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=7.04kN.m



Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7.04 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.127 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.931⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.207cm².

On adopte : A = **2HA12 = 2.26 cm²**

✓ **Conditions de non fragilité :**

A=2.26 cm² > $A_{min}=\frac{B}{1000}$ =0.24 cm²**(C.V)**

- **Armatures transversales :**

✓ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Vu max=12.5kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12.5x10^3}{120\times180} = 0.578\text{MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

Donc : τ_u=0.578MPa<3.33 MPa ..... **(C.V)**

✓ **Espacement S_t :**

$$S_t \le \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases} = (16.2;\ 40\ \text{cm})$$

Donc: S_t=15 cm;

✓ **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71\ ;\ 16\ ;\ 12\}\ (\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \le 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.00 mm²

a_t : section d'une barre

n_t :nombre des barres

a_t=0.19 cm² et n_t=2 =>$A_t=a_t n_t$=0.38 cm².

A transversales	Espacement
2ϕ5	15cm

Tableau III.22. Les armatures transversales dans les poutrelles et leurs espacements

✓ **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 MPa. \Rightarrow \frac{38 \times 400}{120 \times 150} = 0.84\ MPa \geq 0.4\ MPa \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \rightarrow \textbf{0.0021 >0.0001} \quad \textbf{(C.V)}$$

Avec : K=1 ➔ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

III.5.4.2. Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

M_{ser}=3.23kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=18 cm; h_0=4 cm; A=2.26 cm². A'=0

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 1.57 \cdot (18 - 4) = -199.7 < 0$$

Donc :

l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante:

$y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 < y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(2.26)}{12} \rightarrow D=40.98 \rightarrow y_1=3.27\ cm.$$

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \rightarrow I=5867.30 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \rightarrow \sigma_b=1.83\ MPa.$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 MPa \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b} \quad \textbf{(C.V)}$$

M_{ser} (kN.m)	A_u cm²	y_1 cm	I cm⁴	K N/mm³	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
3.23	1.57	3.27	5867.30	55.90	1.83	15.00	(C.V)

Tableau III.23.vérification à l'E.L.S En travée

- **Aux appuis:**

M_{ser} kN.m	A_u cm²	y_1 cm	I cm⁴	K N/cm³	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
5.24	2.26	4.59	6740.85	77.73	3.57	15.00	**(C.V)**

Tableau III.24. Vérification à l'E.L.S aux appuis

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

III.5.4.3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont< vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{300} = 0.06 < 0.0625 & \text{.....(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.06 > \frac{7.85}{10.14.35} = 0.029 & \text{..... (C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0072 < \frac{3.6}{400} = 0.009 & \text{..... (C.V)} \end{cases}$$

Donc : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.5. Ferraillage de la table de compression :selon leCBA93►►Art [B 6.8.4.2.3.]◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- ✓ 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

- **Armatures :**

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $$A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.
On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

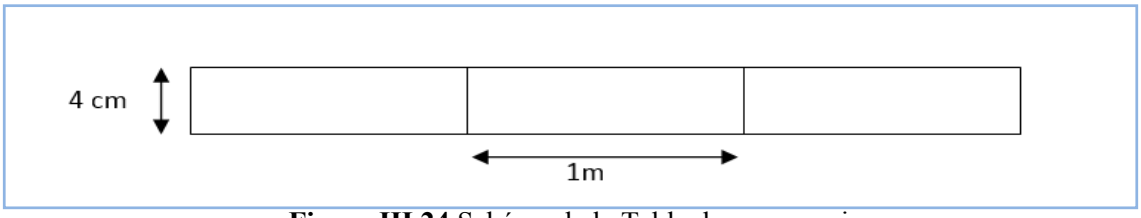


Figure III.24.Schéma de la Table de compression

III.6.Plancher à dalles pleines :

III.6. 1 Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.6. 2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

- **Théorie :**

La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport à la déformation plastique.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.
2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

- **Hypothèse de calcul :**
  1) Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.
  2) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.
  3) Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- **Principe de calcul :**

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

a) Travail externe :

$T_{ext}=\sum PV$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

V : volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

b) Travail interne :

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$T_{int}=\sum Mi\ L_i\ \theta_i$

Avec :

Mi : moment plastique nominal par unité de longueur.

Li : la projection de la ligne de rupture sur un axe.

θ_i: la rotation de la ligne de rupture.

III.6. 3. Calcul des dalles rectangulaire :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture.

✓ **Application :**

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 7.46KN/m² } P_u = 15.32 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² } P_{ser}= 10.96Kn/m²

Plancher courant :

G = 6.43 KN/m² } P_u= 13.93 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² } Pser= 9.93 KN/m²

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 15.32 KN/m²

Pser= 10.96KN/m²

Lx = 1.7m ; ly =1.6 m

✓ **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

Dalle 1 :dalle encastré sur quatre cotés

Lx=1.7m

LY=1.6m

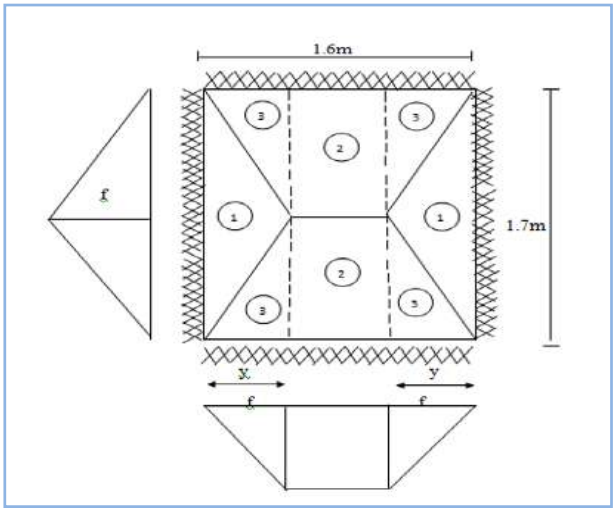


Figure III.25.Efforts dans la dalle rectangulaire

a. Travaille externe :

$T_{ext}(1)= P_u L_x \frac{y}{2}\frac{f}{3}$

$T_{ext}(2) = P_u L_x (L_y-2y) \frac{f}{2}$

$T_{ext}(3) = P_u \frac{Lx}{4} y \frac{f}{3}$

Donc:

$T_{ext}= \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) \quad = 2T_{ext}(1) + T_{ext}(2) + 4T_{ext}(3) = P_u f [\frac{l_x \times l_y}{2} - \frac{(L_x \times y)}{3}]$

D'où :

$T_{ext} =P_u f[1.36-0.56y]$

b. Travail interne :

$T_{int}(1) = ML_x \frac{f}{y} + 0.5ML_x \frac{f}{y} =1.5\ ML_x \frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = M2y \frac{f}{L_x} + ML_y \frac{f}{L_x}$

Donc :

$T_{int} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = Mf\left[1.5\frac{L_x}{y} + \frac{2y}{L_x} + \frac{L_y}{L_x}\right]$

D'où :

$T_{int} = M\,f\left[\frac{3.3}{y} + 1.17\,y + 1.06\right]$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum T_{int} = \sum T_{ext}$

On obtient : $P_u\,f\,[1.36 - 0.56y] = Mf\left[1.5\frac{L_x}{y} + \frac{2y}{L_x} + \frac{L_y}{L_x}\right]$

$P_u = M\left[1.5\frac{L_x}{y} + \frac{2y}{L_x} + \frac{L_y}{L_x}\right] / [1.36 - 0.56y]$

$$\frac{dP}{dy} = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{-3.468}{y^2} + \frac{2856}{y} + 2.14$$

Après le calcul on trouve : Y =0.77 m

Donc :

$$P_u = 4.08 M_u \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{P_u}{4.08}$$

$$P_{ser} = 4.08\,M_{ser} \quad \Rightarrow \quad M_{ser} = \frac{P_{ser}}{4.08}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_u = 3.75 KN.m \\ M_{ser} = 2.68 KN. \end{cases}$$

- **Dalle2 : Dalle encastré sur 3 cotés :**

  Lx=1.30m

  Ly=2.35m

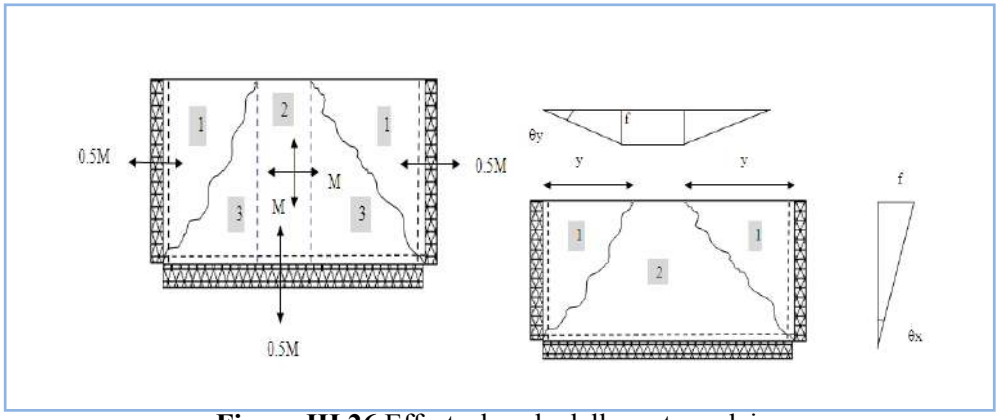


Figure III.26.Efforts dans la dalle rectangulaire

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	2 0.65 y	f/3	0.43.f.y.Pu
2	1.3*(2.35-2y)	f/2	(1.53-1.3y).f.Pu
3	2 0.0.65	f/3	0.43.f.y.Pu
		∑	(1.53-0.44 y).f.Pu

Tableau III.25. Les valeurs du travail externe

Eléments		moment de rupture M		longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	2	M	1.30	f/y	2,60.M.f/y
	-	2	0,5M	1.30	f/y	1,30.M.f/y
2	+	M		2y	f/1.30	1.538.M.f.y
	-	0,5M		2.35	f/1.30	0.90.M.f
					∑	$(\frac{3.9}{y}+1.538y+0.90).M.f$

Tableau III.26. Les valeurs du travail interne

$(1.53-0.44\ y).f.Pu=(\frac{3.9}{y}+1.538y+0.90).M.f$

$Pu=(\frac{3.9}{y}+1.538y+0.90).M/(1.53-0.44\ y).$

$\frac{dP}{dy}=0 \rightarrow \frac{-5.967}{y^2}+\frac{3.432}{y}+2.746$

Après le calcul on trouve :Y =0.98 m

Donc :

$P_u=5.81M_u \rightarrow M_u=\frac{P_u}{5.81}$

$P_{ser}=5.81M_{ser} \rightarrow M_{ser}=\frac{P_{ser}}{5.81}$

Alors :

M_u= 2.63KN.m

M_{ser} =1.88KN.m

On prend le cas le plus défavorable pour ferrailler notre dalle pleine.

Les moments sont maximums dans le premier cas

M_u= 3.75KN.m

M_{ser} =2.68KN.

III.6. 4.Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

Mtx= M_{ty}= 0.80M_u= 3.00KN.m

Le moment on appuis :

Max= May = 0.5M_u = 1.875KN.m

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \text{ ; A} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ ;}$$

✓ **Condition d'espacement :**

En travée : St = 20cm ≤ $\bar{S}t$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St = 20cm ≤ $\bar{S}t$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A calculée (cm^2)	A adoptée (cm^2)	S_t (cm)
Travée	X	3.00	0.013	0.993	0.69	5HA10=3.93	20
	Y	3.00	0.013	0.993	0.69	5HA10=3.93	20
Appuis	X	1.875	0.0084	0.996	0.43	5HA10=3.93	20
	Y	1.875	0.0084	0.996	0.43	5HA10=3.93	20

Tableau III.27. Ferraillage de la dalle pleine.

III.6.5. Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.80M_{ser} =2.144KN.m

Max= May=0.5M_{ser} = 1.34KN.m

$M_t + \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2M_x$ ➔ $2.144 + \frac{1.34\times2}{2} = 3.484 \geq 1.2\times2.144=2.57$ .....**(C.V)**

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

✓ **Détermination de la valeur de(y) :**

b Y^2+ 30 (A+A') Y–30 (A'c+Ad) = 0

✓ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{by^3}{3} + 15A'_s (d - c')^2 + 15 A_s (d- y)^2$

K=$Mser/I$

σb = K*Y

Position	M ser (KN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (N/ mm^3)	σb(Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
Travée	2.144	2.94	6234.7	0.03	0.88	15	Oui vérifier
Appuis	1.34	2.94	6234.7	0.02	0.588	15	Oui vérifier

Tableau III.28. Vérification a l'ELS

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

V_u	$V_x = \frac{p_u L_x}{2} = \frac{15.32 \times 1.7}{2} = 13.00$ KN
τ_u	$\tau_u = \frac{v_x}{bd} = \frac{13.00 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.104$Mpa
$\overline{\tau}$	$\overline{\tau} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17$Mpa
$\tau_u \leq \overline{\tau}$	Oui

Tableau III. 29. Vérification au cisaillement

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de la flèche :**

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

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x} = 0.09 > 0.03$
2eme conditon	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{fe} = 0.003 < 0.005$
Vérification	Oui

Tableau III. 30. Vérification de la flèche

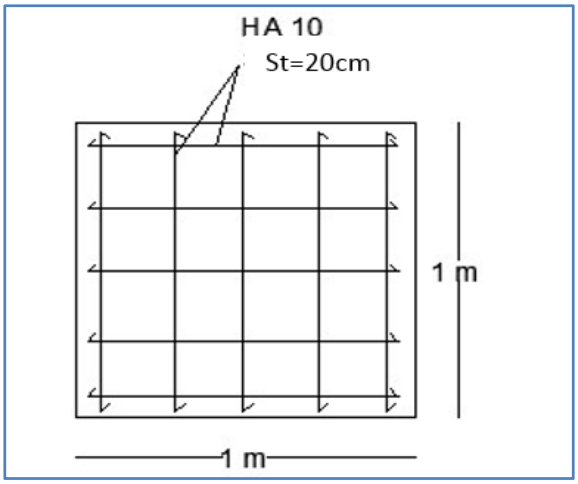


Figure III.27.Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire

CHAPITRE VI.

CALCUL DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle, qui a le plus d'effet sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre, Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme.

La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✓ Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

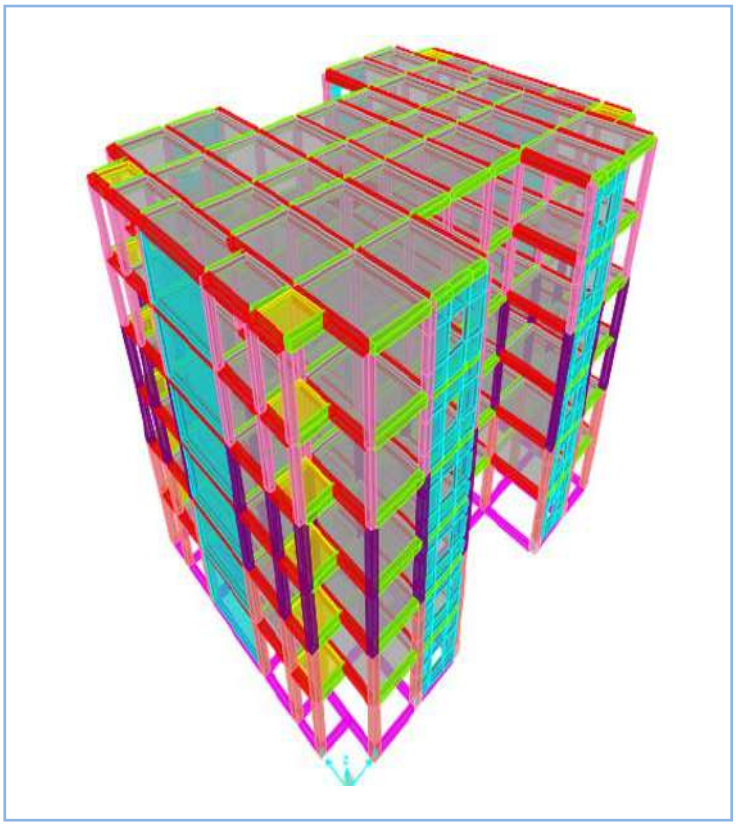


Figure.IV.1. Vue de la Structure en 3D

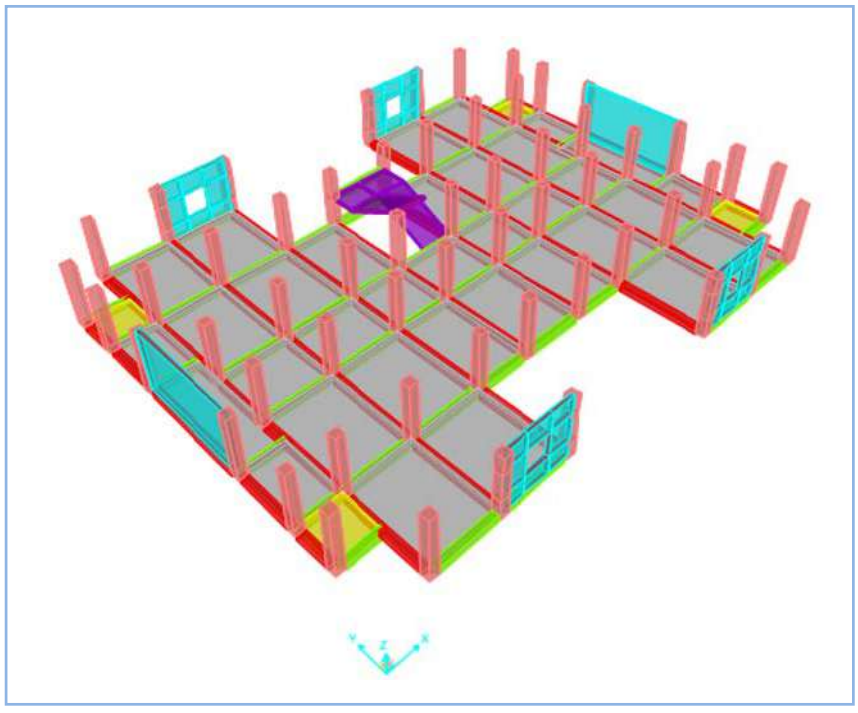


Figure .IV.2. Disposition des voiles

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- ✓ Le centre de Masse
- ✓ Le centre de Torsion

IV.2.1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

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

$$X_G=\frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G=\frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- ✓ Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- ✓ Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- ✓ XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- ✓ Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- ✓ Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T=\frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T=\frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **I_x et I_y** : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

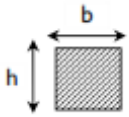
Il est rappelé que :

✓ Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

✓ Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

✓ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_x = \frac{bh^3}{12}$; $I_y = \frac{hb^3}{12}$



- pour les voiles pleins : un voile est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %, il a un grand rôle d'augmenter la rigidité de la structure, donnant une grande marge de stabilité de la structure.

$I_x = \frac{Le^3}{12}$; $I_y = \frac{eL^3}{12}$



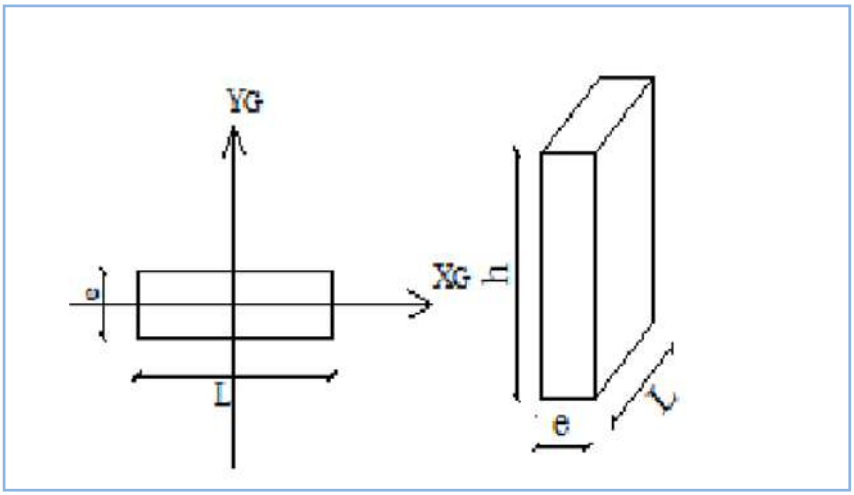


Figure .IV.3. Voile plein

- **Voiles avec ouvertures :**

Suite à l'exigence d'architecture parfois on a des baies dans l'endroit qui contient des voiles, donc on fait les calculs pour un voile avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le voile avec file d'ouverture qui est notre cas est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation, appelée linteau.

$B_1=e.b_1$; $B_2=e.b_2$ $I_1=\frac{eL_1{}^3}{12}$; $I_2=\frac{eL_2{}^3}{12}$

$I_0=I_1+I_2$

$I=I_0+B_1$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le voile.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$$M=\frac{2c}{\frac{I\ \ I}{B_1+B_2}}$$

I: moment d'inertie des trumeaux.

B_i : aire des éléments du voile.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = W.H_0$(Coefficient de monolithisme des voiles).

H_0 : hauteur totale du voile.

$W^2=\frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$ Voile à une seule file d'ouverture.

H : hauteur d'étage.

A0(ξ,α): est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$A_0(\xi,\alpha)=\frac{2}{3}+\frac{2-a^2}{a^3}.\frac{sh\alpha}{ch\alpha}-\frac{2}{a^2ch\alpha}$ si $\xi=0$

Avec : $\xi=\frac{X}{H}$ si $0<\xi<1$

$\mathbf{A}\ (\xi,\alpha)=\frac{1}{3}(2-3\xi+\xi^3)+\frac{2}{a^2}\xi+\frac{2-a^2}{a^3ch\alpha}.sh\alpha(1-\xi)-\frac{2-ch\alpha.\xi}{a^2ch\alpha}$

Remarque :

Si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré donc comme étant plein.

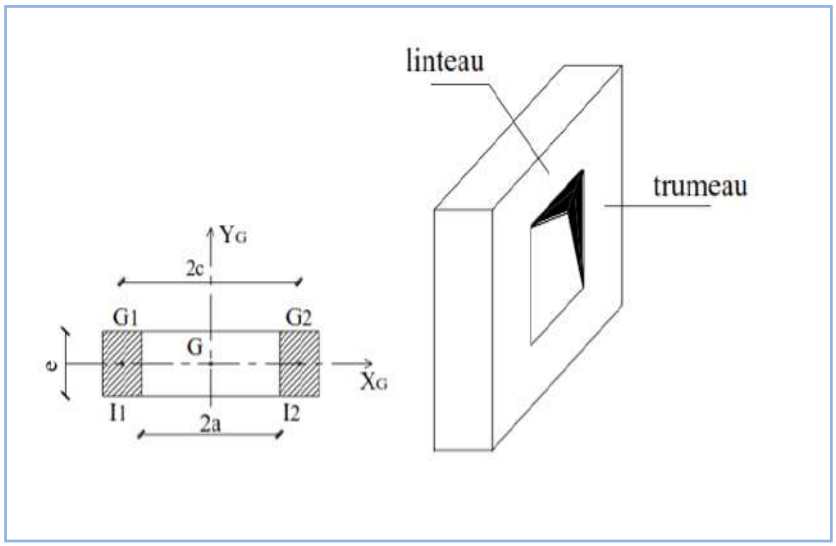


Figure. IV.4. Voile avec une seule ouverture.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Masse et centre de Masse			Inertie et centre de torsion			
Niveau	Wi (KN)	X_G	Y_G	$\sum I_x$ (m^4)	$\sum I_y$ (m^4)	XR (m)	YR (m)
3.74	5196.27	12.5	9.75	0.3631	4.6444	12.72	9.96
6.97	4959.93	12.5	9.75	0.3040	4.5854	12.76	9.80
10.20	4886.78	12.5	9.75	0.2546	4.5359	12.82	9.80
13.43	4824.59	12.5	9.75	0.2546	4.5359	12.82	9.80
16.66	4739.08	12.5	9.74	0.2224	4.5037	12.88	9.80
19.89	4074.48	12.5	9.80	0.2224	4.5037	12.88	9.80

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

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.a. Excentricité théorique

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

$E_x = |X_T - X_G|$ et $E_y = |Y_T - Y_G|$

IV.2. 3.b. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doitêtre prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
✓ Excentricité théorique résultant des plans.

Ex= 0,05. Lx
Ey= 0,05. Ly

IV.2. 3.c. Excentricité admissible selon RPA version 2003►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Excentricité suivant x = 15 %.L_x = 3.75m
Excentricité suivant y = 15 %.L_y = 2.94 m

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Largeur (m)		Excentricité théorique(m)		Excentricité accidentelle (m)		Excentricité admissible (m)		Vérification
Niveau	**L_x**	**L_y**	**E_x**	**E_y**	**E_x**	**E_y**	**E_x**	**E_y**	
3.74	25.30	19.90	0.22	0.21	1.265	0.995	3.75	2.94	**OK**
6.97	25.30	19.90	0.26	0.05	1.265	0.995	3.75	2.94	**OK**
10.20	25.30	19.90	0.32	0.05	1.265	0.995	3.75	2.94	**OK**
13.43	25.30	19.90	0.32	0.05	1.265	0.995	3.75	2.94	**OK**
16.66	25.30	19.90	0.38	0.06	1.265	0.995	3.75	2.94	**OK**
19.89	25.30	19.90	0.38	0.00	1.265	0.995	3.75	2.94	**OK**

Tableau. IV.2. Evaluation de l'excentricité de chaque niveau

IV. 3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers.
Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

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

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

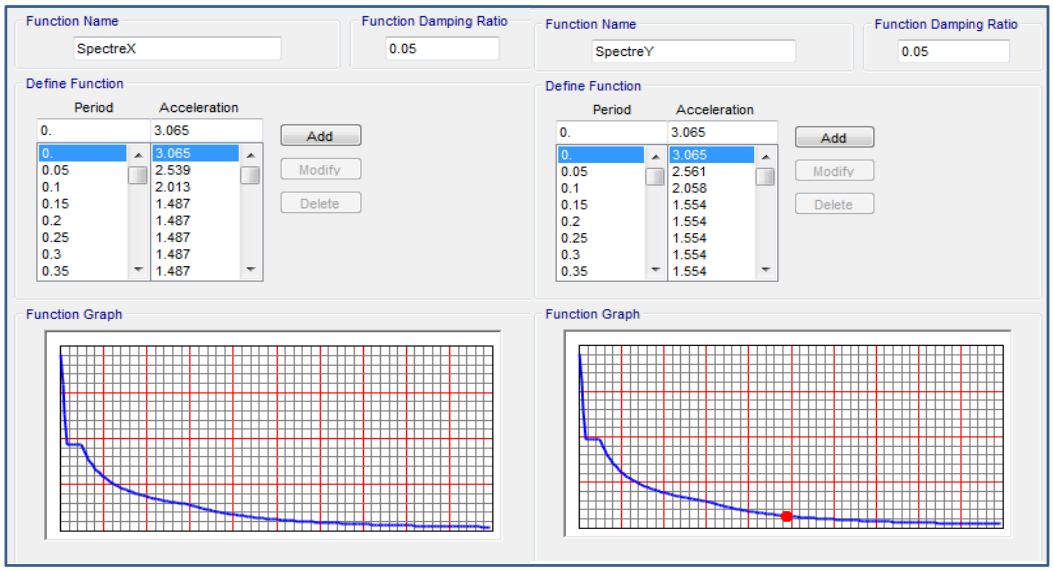


Figure .IV.5. Spectre de réponse

✓ **Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ►► [Tab.4.1] ◄◄** [1]

- *L'ouvrage est du « groupe 2 » (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).*
- *L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Boumerdes (zone III).*

Donc : A=0,25

✓ **facteur de correction d'amortissement η: selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique *(ξ=7%)*.

✓ **coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [**Art**.3.4.A.4.b] ◄◄ [1]**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

Justification du coefficient de comportement R selon RPA version2003►►[Art 3.5]◄◄[1]:

Suivant X :

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
3.74	4262.000	3993.278	268.722	980.349	678.609	301.740
6.97	6804.719	6804.719	0.000	121.575	121.575	0.000
10.20	14158.911	13014.397	1144.514	1643.788	933.667	710.121
13.43	13311.134	13311.134	0.000	208.936	208.936	0.000
16.66	24659.797	22823.877	1835.920	2112.928	863.538	1249.390
19.89	30106.784	27841.177	2265.607	2182.233	444.360	1737.873

Tableau IV.3. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
3.74	100 %	93.695 %	6.305%	100 %	69.221 %	30.779 %
6.97	100 %	100.000 %	0.000 %	100 %	100.000 %	0.000 %
10.20	100 %	91.917 %	8.083 %	100 %	56.800 %	43.200 %
13.43	100 %	100.000 %	0.000 %	100 %	100.000 %	0.000 %
16.66	100 %	92.555 %	7.445 %	100 %	40.869 %	59.131 %
19.89	100 %	92.475 %	7.525 %	100 %	28.363%	71.637%

Suivant Y :

Niveau	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
3.74	4399.756	3993.278	406.478	997.179	524.826	472.353
6.97	9157.810	8255.994	901.816	1659.504	503.470	1156.034
10.20	14332.825	13014.397	1318.428	2206.367	771.480	1434.887
13.43	19459.369	17684.009	1775.360	2659.890	642.044	2017.846
16.66	24920.089	22823.877	2096.212	3020.252	735.849	2284.403
19.89	30373.935	27841.177	2532.758	3219.553	416.857	2802.696

Tableau.IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Valeur en pourcentage :

Niveau	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort Tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
3.74	100 %	90.761 %	9.239 %	100 %	52.631 %	47.369 %
6.97	100 %	90.152 %	9.848 %	100 %	30.339 %	69.661 %
10.20	100 %	90.801 %	9.199 %	100 %	34.966 %	65.034 %
13.43	100 %	90.877 %	9.123 %	100 %	34.138 %	65.862%
16.66	100 %	91.588 %	8.412 %	100 %	34.364 %	65.636%
19.89	100 %	91.661 %	8.339 %	100 %	32.948 %	67.052%

- ✓ **facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.4] ◄◄ [1]**

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Critère "q"	P_q			
	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.10	**1.10**

Tableau. IV.5. Valeurs des pénalités P_q

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_x= 1+0.10=1.10

Q_y =1+0.05+0.05=1.10

- ✓ **périodes caractéristiques : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.7] ◄◄ [1]**

T_1 =0.15s

T_2 =0.50s

} Site S3

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Mode1	Mode2	Mode3
translation pur suivant l'axe X, avec : $T_{1=}$ 0.5325 s	translation pur suivant l'axe Y, avec $T_{2=}$ 0.4348 s	rotation autour de l'axe Z, avec $T_{3=}$ 0.3249 s

Tableau. IV.6. Vérification de comportement des trois premiers modes

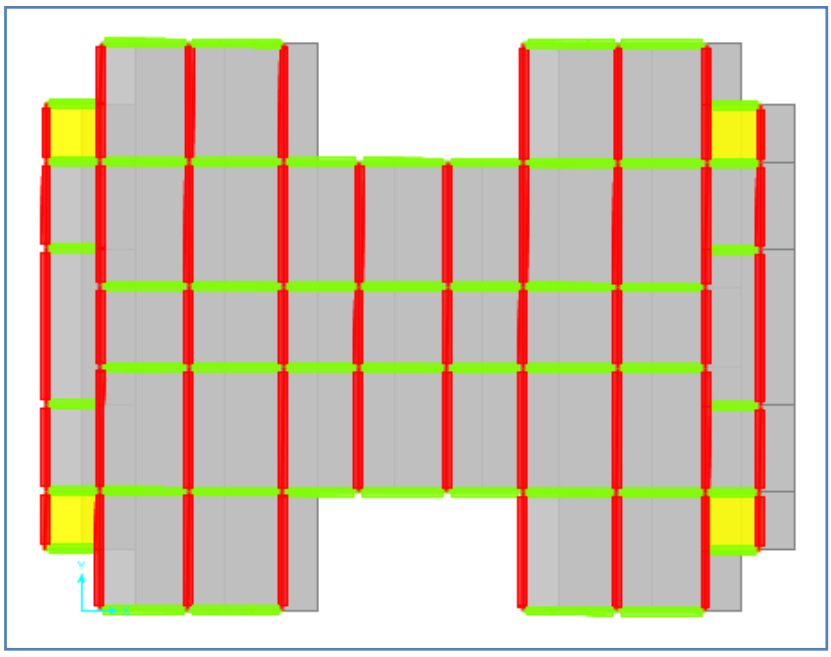


Figure IV.6. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)

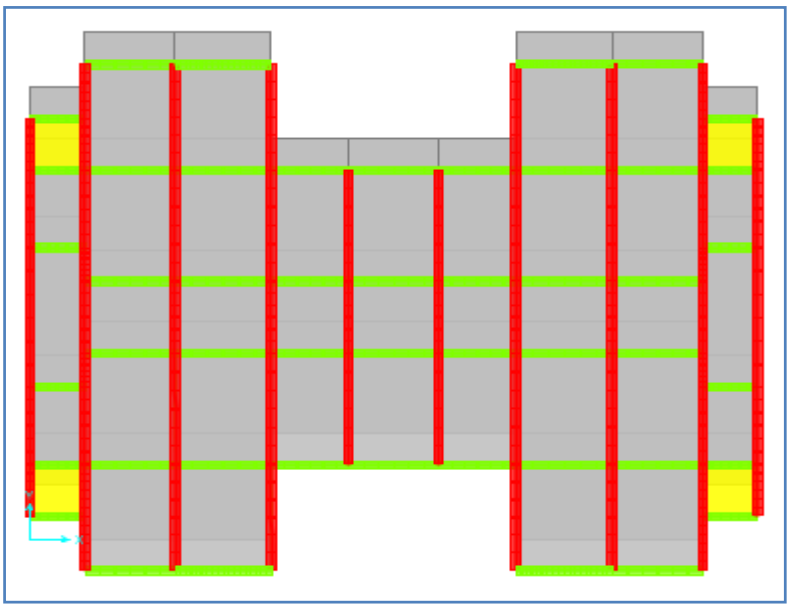


Figure IV.7. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)

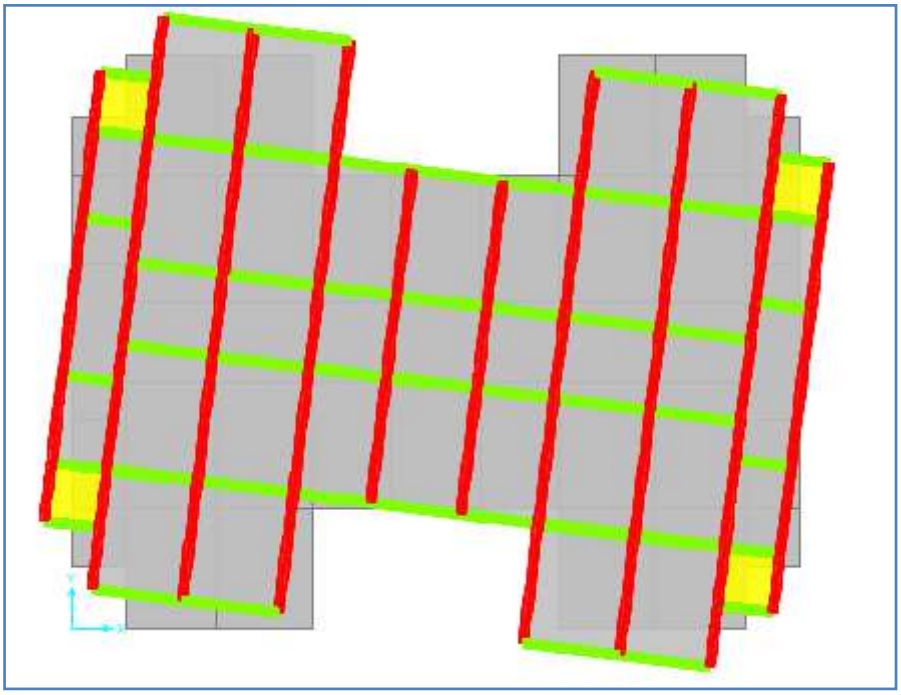


Figure IV.8. Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

IV.4.2.vérification de participation massique: Selon RPA version 2003 ►►[Art 4.3.4. a]◄◄**[1]**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode (i)	Période (s)	U_X (%)	U_Y (%)	Cumulée de U_X(%)	Cumulée de U_Y(%)
1	0.5325	0.7084	1.095^{E}-5	70.84	10.95^{E}-5
2	0.4347	1^{E}-5	0.7138	70.84	71.38
3	0.3249	0.0003	6.40^{E}-7	70.87	71.38
4	0.1432	0.1970	1.85^{E}-6	90.58	71.38
5	0.1162	1.29^{E}-6	0.198	90.58	91.26

Tableau. IV.7. Vérification de participation massique

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 5iéme mode alors :

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄[1]

$V_x = V_y = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.10 \times 32702.89}{5} = 3966.04$ KN

Vx	Vy	Edx	Edy	0.8V	Vérification
3966.04	3966.04	3178.624	3285.235	3172.832	OK

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement: Selon RPA version 2003►► [Art 4.4.1]◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec :

- ✓ F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- ✓ h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

- ✓ X_G, Y_G: les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- ✓ W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que: $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

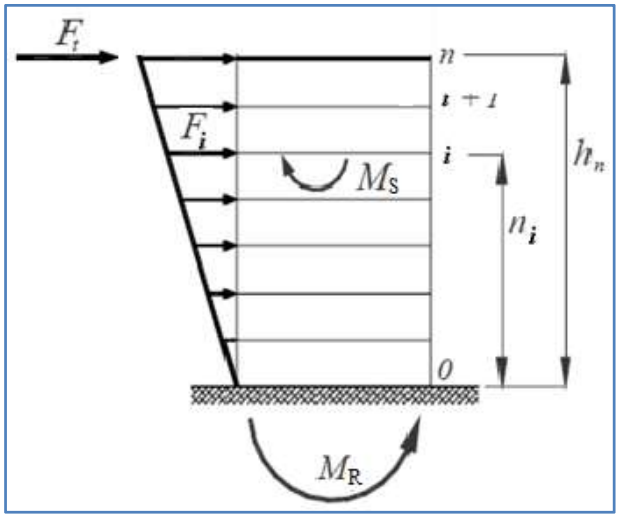


Figure. IV.9.Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.4.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0{,}07\,TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(v - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

Ou F_i : Effort horizontal revenant au niveau i
h_i: niveau du plancher ou s'exerce la force F_i
h_j : niveau du plancher quelconque
W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

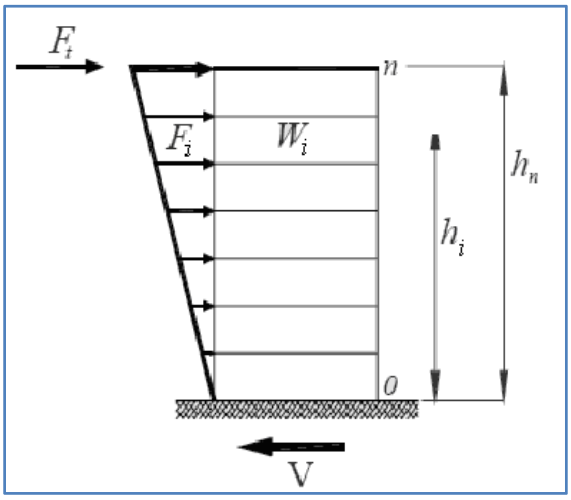


Figure.IV.10.Distribution des forces sismiques

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix}	F_{iy}
3.74	5196.27	19434.05	187.968	194.272
6.97	4959.93	34570.71	334.371	345.586
10.20	4886.78	49845.16	482.107	498.277
13.43	4824.59	64794.24	626.696	647.715
16.66	4739.08	78953.07	763.642	789.254
19.89	4074.48	81041.41	783.840	810.10

Tableau.IV.9. les forces sismiques de chaque niveau

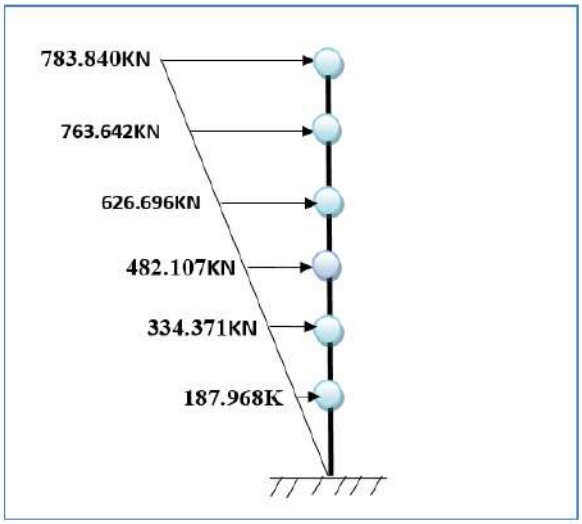


Figure.IV.11.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

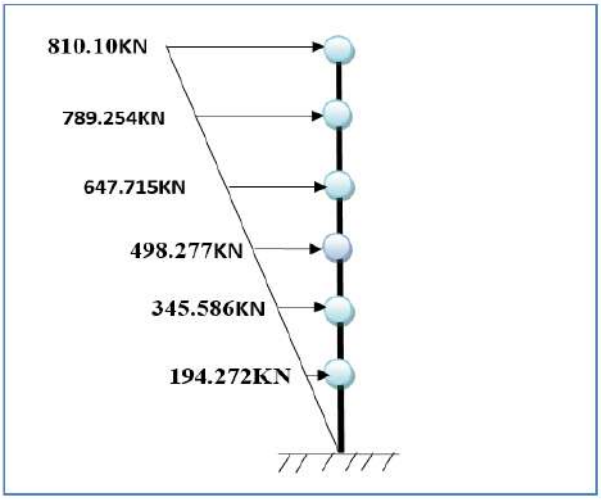


Figure IV.12.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.b. Moment de renversement :

Niveau (m)	F_{ix}(KN)	F_{iy}(KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
3.74	187.968	194.272	703.00	726.577
6.97	334.371	345.586	2330.566	2408.734
10.20	482.107	498.277	4917.491	5082.425
13.43	626.696	647.715	8416.527	8698.812
16.66	763.642	789.254	12722.276	13148.972
19.89	783.840	810.10	15590.578	16113.486
		$\sum M_R$	**44680.438**	**46179.007**

Tableau IV.10. Calcul du moment de renversement

IV.4.4.c. Moment stabilisant :

Niveau (m)	W(KN)	X_g(m)	Y_g(m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
3.06	5196.27	12.5	9.75	64953.38	50663.63
6.12	4959.93	12.5	9.75	61999.13	48359.32
9.18	4886.78	12.5	9.75	61084.75	47646.11
12.24	4824.59	12.5	9.75	60307.38	47039.75
15.3	4739.08	12.5	9.74	59238.5	46158.64
18.36	4074.48	12.5	9.80	50931	39929.9
			$\sum M_s$	**358514.125**	**279797.350**

Tableau IV.11. Calcul du moment stabilisant

Donc **il faut vérifier que:** $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
44680.438	46179.007	358514.125	279797.350	8.02	6.05	Vérifier

Tableau IV.12. Vérification de stabilisation

Commentaire:
La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages

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

$\delta_k = \delta_{ek} * R$ **[selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

- ✓ δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- ✓ R : coefficient de comportement.

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

$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **[selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Niveau (m)	δ_{ekx} (cm)	$\delta_{kx} = \delta ek*R$ (cm)	Δkx (cm)	he/100 (cm)	Vérification ΔKx ≤ he/100
3.74	0.118	0.589	0.589	3.74	**Ok**
6.97	0.289	1.447	0.858	3.23	**Ok**
10.20	0.505	2.526	1.079	3.23	**Ok**
13.43	0.735	3.677	1.151	3.23	**Ok**
16.66	0.971	4.853	1.176	3.23	**Ok**
19.89	1.194	5.969	1.115	3.23	**Ok**

Tableau. IV.13. Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_{eky} (cm)	$\delta_{ky} = \delta ek*R$ (cm)	Δky (cm)	he/100 (cm)	Vérification ΔKy ≤ he/100
3.74	0.084	0.423	0.423	3.74	**Ok**
6.97	0.210	1.051	0.628	3.23	**Ok**
10.20	0.366	1.831	0.779	3.23	**Ok**
13.43	0.533	2.666	0.836	3.23	**Ok**
16.66	0.703	3.514	0.847	3.23	**Ok**
19.89	0.864	4.319	0.805	3.23	**Ok**

Tableau. IV.14. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selon CBA99 ►►Art 4.4.3◄◄[2]

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta}$ =H/250

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\bar{\delta}$ =H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq \bar{\delta}$
Suivant X	1.194	5.97	7.95	Vérifier
Suivant Y	0.864	4.32	7.95	Vérifier

Tableau. IV.15. Vérification des déplacements en tête

Commentaire :
Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieure aux déformations admissibles

IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments

Selon Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a) les poutres : Selon *CBA93*►► [Art A.5.1] ◄◄ [2]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau}$ =Min $[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	Fissuration	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP30*40	87.304	0.727	ELU	préjudiciable	1.5	Vérifier
PS30*35	40.725	0.387	G+Q+E_{dy}	préjudiciable	1.15	Vérifier

Tableau IV.16. Vérification de cisaillement des poutres

b) les poteaux : Selon RPA99 version2003►► [Art 7.4.3.2] ◄◄ [1]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau}$ =$\rho_d f_{c28}$avec f_{c28}= 25Mpa ρ_d= $\begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	38.90	0.43	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	42.38	0.34	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier
Poteaux 40*40	38.02	0.23	G+Q+E_{dx}	1	Vérifier

Tableau.IV.17. Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	20.97	0.233	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	25.31	0.21	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 40*40	21.94	0.14	G+Q+E_{dy}	1	Vérifier

Tableau.IV.18. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

Commentaire :
Les poteaux sont soulagé

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

- ✓ N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- ✓ B_c est l'aire (section brute) de cette dernière
- ✓ f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

	N_d (KN)	υ	Sous la combinaison	Vérification $\upsilon \leq 0.3$
Poteaux 40*40	1189.829	0.329	G+Q+E_{dx}	**N.Vérifier**
Poteaux 40*40	857.765	0.237	G+Q+E_{dy}	**Vérifier**

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Remarque : L'effort réduit dans les poteaux n'est pas vérifier concernant les poteaux de RDC donc il faut augmenter la section de ces poteaux.
La section devienne **45*45**

IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003►► [Art 5.9] ◄◄[1]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- ✓ 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 de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, 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° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau (m)	H_k(m)	W_i (kN)	F_{ix}	Δ_{kx} (cm)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
3.74	3.74	5196.27	187.968	0.805	0.059	**C.V**
6.97	3.23	4959.93	334.371	0.847	0.033	**C.V**
10.20	3.23	4886.78	482.107	0.836	0.027	**C.V**
13.43	3.23	4824.59	626.696	0.779	0.019	**C.V**
16.66	3.23	4739.08	763.642	0.628	0.013	**C.V**
19.89	3.23	4074.48	783.840	0.423	0.007	**C.V**

Tableau IV.20. Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	h_k	W_i (kN)	F_{iy}	Δ_{ky} (cm)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{ky} \leq 0.1$
3.74	3.74	5196.27	194.272	0.805	0.056	**C.V**
6.97	3.23	4959.93	345.586	0.847	0.032	**C.V**
10.20	3.23	4886.78	498.277	0.836	0.026	**C.V**
13.43	3.23	4824.59	647.715	0.779	0.018	**C.V**
16.66	3.23	4739.08	789.254	0.628	0.012	**C.V**
19.89	3.23	4074.48	810.10	0.423	0.007	**C.V**

Tableau IV.21. Vérification l'effet P-Δ sens Y

IV.5. CONCLUSION:

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

CHAPITRE V.

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. INTRODUCTION

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2. CALCUL DES POUTRES

V.2.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

V.2.2. Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ D'après le CBA 93[2] (situation durable)
  - E.L.U : 1.35G + 1.5Q (Art.A.3.3.2) [2]
  - E.L.S : G + Q (Art.A.3.3.3) [2]

- ✓ D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)
  - G+Q ± E
  - 0.8G ± E

G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : charge sismique.

V.2.3. Les matériaux

- ✓ Situation durable :
  - Béton : σbc= 14.2 MPa ; $fc28$= 25 MPa ; γb= 1.5
  - Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

✓ Situation accidentelle

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier :FeE 400 ; σs= 400 MPa; γs = 1

V.2.4. Recommandation des règlements

v.2.4.1. Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6 % en zone recouvrement

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
- ✓ 50Φen zone III
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.
- ✓ Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera
- ✓ Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable).

v.2.4.2. Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- ✓ St≤ min [0.9d ; 40cm]
- ✓ $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- ✓ $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

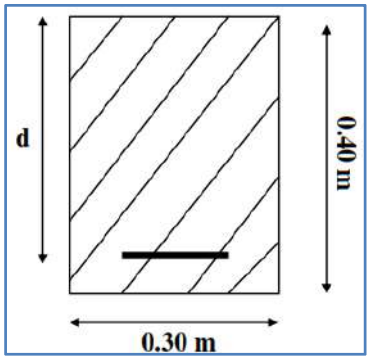


Figure V.1. La section des poutres principales

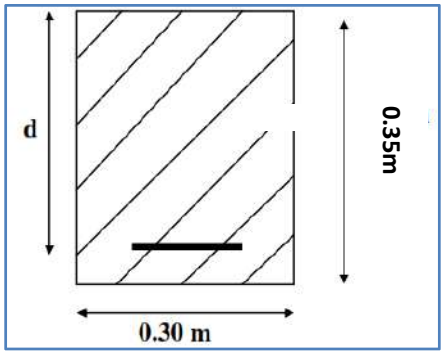


Figure V.2. La section des poutres secondaires

V.2.5. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

v.2.5.1.Armatures longitudinales

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

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*40	inter	Travée	40.63	1.35G+1.5Q	3.2	4HA14=6.16
			Appui	-47.16	1.35G+1.5Q	3.8	4HA14=6.16
		rive	Travée	52.84	0.8G+EDY	3.7	4HA14=6.16
			Appui	-81.00	G+Q+EDY	5.7	4HA14=6.16
Etage courant	30*40	inter	Travée	47.29	1.35G+1.5Q	3.8	4HA14=6.16
			Appui	-54.29	G+Q+EDY	3.8	4HA14=6.16
		rive	Travée	59.88	0.8G+EDY	4.2	5HA14=7.70
			Appui	90.59	G+Q+EDY	6.4	5HA14=7.70

Tableau V.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales

Remarque :les moments maximums sont à l'état accidentelle car la zone est de forte sismicité.

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	30*35	inter	Travée	25.43	G+Q+EDx	2.00	5HA12=5.65
			Appui	-41.48	G+Q+EDx	3.3	5HA12=5.65
		rive	Travée	37.81	0.8G+EDx	3.00	5HA12=5.65
			Appui	-49.11	G+Q+EDx	4.00	5HA12=5.65
Etage courant	30*35	inter	Travée	31.20	G+Q+EDx	2.5	5HA12=5.65
			Appui	-45.42	G+Q+EDx	3.6	5HA12=5.65
		rive	Travée	45.77	0.8G+EDx	3.7	5HA12=5.65
			Appui	-62.47	G+Q+EDx	5.1	5HA12=5.65

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

V.2.6. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- ✓ Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- ✓ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}(cm^2)$	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	inter	Travée	29.69	6.16	4.8	15	-		CV
			Appui	-29.82	6.16	4.8		-		
		rive	Travée	31.32	6.16	5.00	15	151.5	201.63	
			Appui	-33.41	6.16	5.40		161.6		
Etage courant	30*40	inter	Travée	31.32	6.16	5.00	15	-	-	CV
			Appui	-33.41	6.16	5.40		-		
		rive	Travée	21.27	7.70	3.2	15	83.8	201.63	
			Appui	-35.32	7.70	5.3		139.1		

Tableau V.3.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	B(cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*35	inter	Travée	9.47	5.65	1.4	15	-	-	CV
			Appui	-19.75	5.65	4.1		-		
		rive	Travée	4.06	5.65	0.6	15	6.7	201.63	
			Appui	-8.53	5.65	1.1		14		
Etage courant	30*35	inter	Travée	10.34	5.65	1.5	15	-	-	CV
			Appui	-23.77	5.65	5.00		-		
		rive	Travée	16.72	5.65	3.5	15	101.8	201.63	
			Appui	-16.49	5.65	3.5		100.4		

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

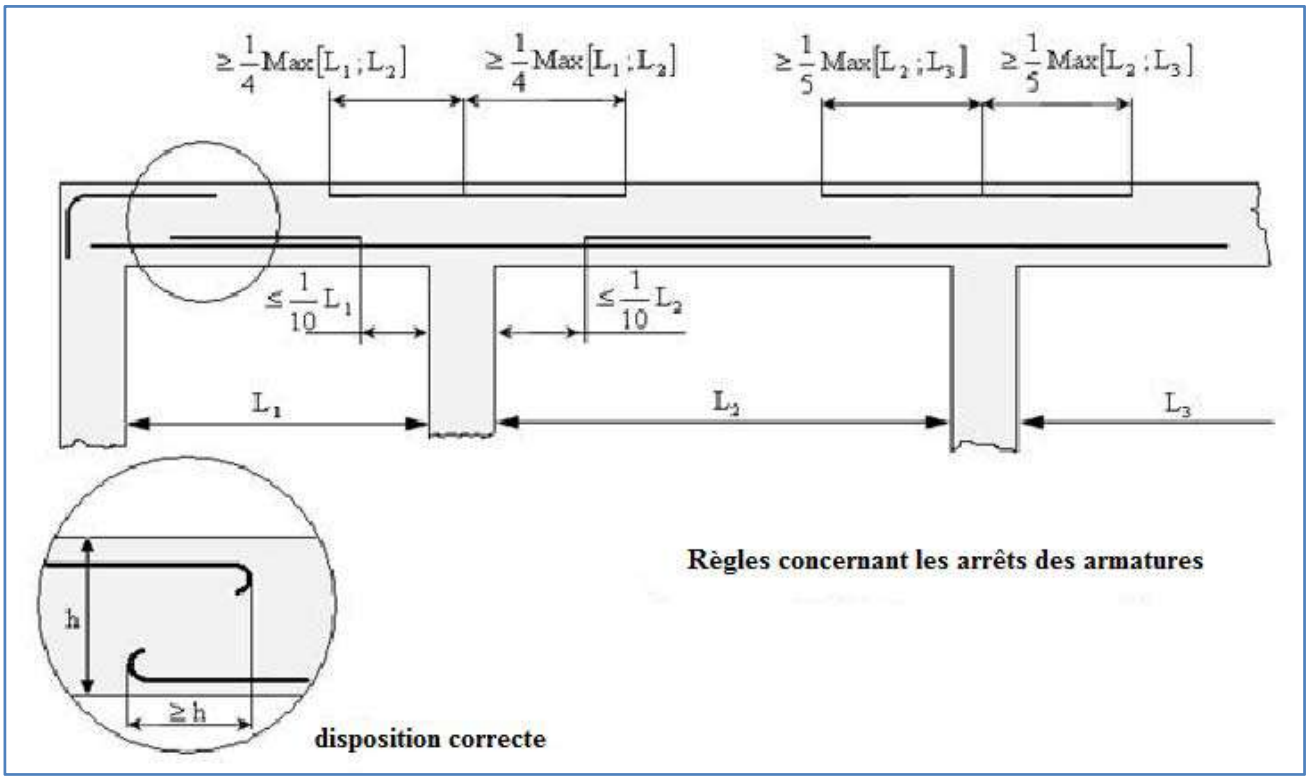


Figure V.3. Disposition des armatures pour les poutres

V.2.7. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2]

Il faut vérifie que :

- ✓ A tendue ≥ A_{min} CBA
- ✓ A Travée ≥ A_{min} RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA
- ✓ A appui ≥ A_{min} RPA et A appui ≤ A_{max} RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*45	Inter	Travée	6.16	6.00	48	Vérifier
			Appui	6.16		48	Vérifier
		Rive	Travée	6.16	6.00	48	Vérifier
			Appui	6.16		48	Vérifier
Etage courant	30*45	Inter	Travée	6.16	6.00	48	Vérifier
			Appui	6.16		48	Vérifier
		Rive	Travée	7.70	6.00	48	Vérifier
			Appui	7.70		48	Vérifier

Tableau .V.5. Vérification des poutres principales selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*45	inter	Travée	6.16	1.2	Vérifier
			Appui	6.16		
		Rive	Travée	6.16	1.2	Vérifier
			Appui	6.16		
Etage courant	30*45	Inter	Travée	6.16	1.2	Vérifier
			Appui	6.16		
		Rive	Travée	7.70	1.2	Vérifier
			Appui	7.70		
			Appui	6.16		

Tableau .V.6. Vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5.65		42	Vérifier
		rive	Travée	5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5.65		42	Vérifier
Etage courant	30*35	inter	Travée	5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5.65		42	Vérifier
		rive	Travée	5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5.65		42	Vérifier

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*35	Inter	Travée	5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5.65		
		Rive	Travée	5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5.65		
Etage courant	30*35	Inter	Travée	5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5.65		
		Rive	Travée	5.65	1.05	Vérifier

Tableau V.8. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

V.2.8.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) [2] :

$$\tau^{max} \leq \overline{\tau}$$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Tableau V.9. La contrainte admissible

Niveau	B(cm²)	Type	Position	T_uKN.m	combinaison	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \overline{\tau}$
Terrasse	30*40	Inter	Appui	75.08	ELU	0.66	3.3	Vérifier
		Rive	Appui	60.86	ACC	0.54	3.26	Vérifier
Etage courant	30*40	Inter	Appui	86.61	ELU	0.77	3.3	Vérifier
		Rive	Appui	75.67	ACC	0.67	3.26	Vérifier

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm²)	Type	Position	T_u KN.m	Combinaison	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \overline{\tau}$
Terrasse	30*35	inter	Appui	46.71	G+Q+Ex	0.48	4.34	Vérifier
		Rive	Appui	34.64	G+Q+Ex	0.35	3.26	Vérifier
Etage courant	30*35	inter	Appui	50.28	G+Q+Ex	0.51	4.34	Vérifier
		Rive	Appui	53.27	G+Q+Ex	0.55	3.26	Vérifier

Tableau .V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

V.2.8.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] Selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

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

✓ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] ..... [**Zone nodale**]
- $S_t \leq$ h/2 ..... [**Zone courant**]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

✓ Selon le CBA93 ►► [art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t\ (nodale)}$ (cm)	$S_{t\ (courant)}$ (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30*40	0.77	33.75	2.01	9.6	20	0.864	5	15	**4Ø8 =2.01**

Tableau V.12. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t\ (nodale)}$ (cm)	$S_{t\ (courant)}$ (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30*35	0.55	29.25	2.01	8.75	17.5	0.79	5	15	**4Ø8 =2.01**

Tableau V.13. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

V.2.9.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

✓ $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
30*40	0.1	0.062	**C.V**	0.1	0.08	**C.V**	0.0017	0.0105	**C.V**
30*35	0.116	0.062	**C.V**	0.116	0.08	**C.V**	0.0020	0.0105	**C.V**

Tableau V.14. : Vérification de la flèche des poutres

Commentaire :
Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) donc il n'y a pas de vérification de la flèche.

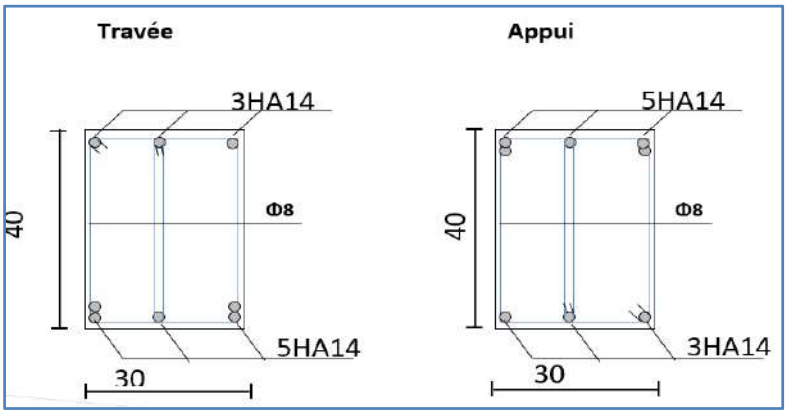


Figure V.4. Ferraillage des poutres principales (30*40) de rives des étages courants

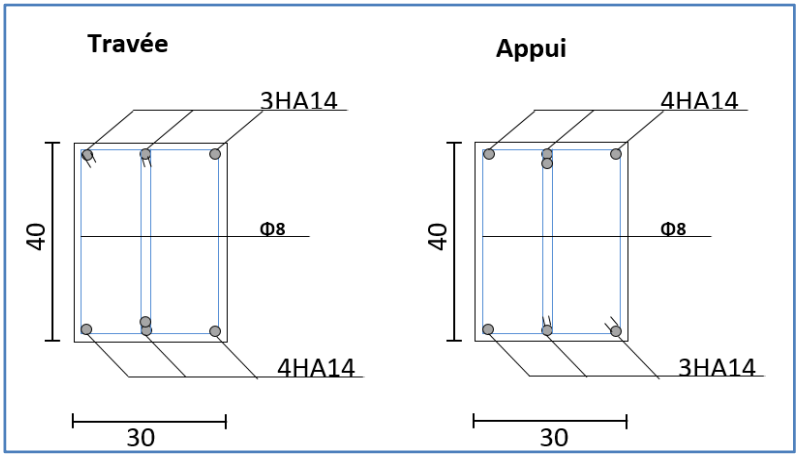


Figure V.5. Ferraillage des poutres principales (30*40) de rives de niveau terrasse et intermédiaires de terrasse et des étages courants.

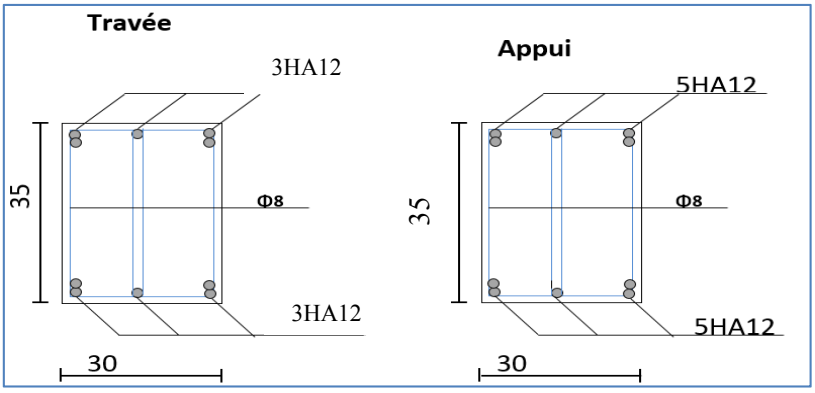


Figure V.6. Ferraillage des poutres secondaires (30*35).

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

✓ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma s = 348$ MPa.

✓ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III
- Leur pourcentage **maximal** sera de :

  ✓ 4% en zone courante
  ✓ 6% en zone de recouvrement

- Leur pourcentage **maximal** sera de
  ✓ 4% en zone courante
  ✓ 6% en zone de recouvrement

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

- **1er cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

$e=e_1+e_2$

$e_1=\frac{M}{N+e_a}$

$e_2=\frac{3L_{f^2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$

Avec : $e_a=\max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.
- e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.
- e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.
- L_f: Longueur de flambement.
- **L** : Longueur libre du poteau.
- **h** : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- **Φ** : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.
- **α**: Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables. L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (KN)	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}(cm²)
30*30	19.89	N_{min}→M_{corr}	1,35.G+1,5.	-32.39	15.53	2.4	8.1	8HA12 =9.05
	19.89	M_{max}→N_{corr}	G+Q+Ex	90.89	31.38	2.4	8.1	
	19.89	N_{max}→ M_{corr}	1,35.G+1,5.	177.02	6.10	2.4	8.1	
	16.66	N_{min}→M_{corr}	0,8.G+EdX	-79.98	11.56	2.4	8.1	8HA12 =9.05
	16.66	M_{max}→N_{corr}	G+Q+Ex	159.83	28.32	2.4	8.1	
	16.66	N_{max}→M_{corr}	1,35.G+1,5.	335.43	1.13	2.4	8.1	
35*35	13.43	N_{min}→M_{corr}	0,8.G+EdX	-179.4	4.30	2.8	11.03	12HA12 =13.57
	13.43	M_{max}→N_{corr}	G+Q+Ex	225.11	43.84	2.8	11.03	
	13.43	N_{max}→M_{corr}	1,35.G+1,5.	506.93	-8.73	2.8	11.03	
	10.20	N_{min}→M_{corr}	0,8.G+EdX	-356.3	8.31	2.8	11.03	12HA12 =13.57
	10.20	M_{max}→N_{corr}	G+Q+Ex	286.10	35.78	2.8	11.03	
	10.20	N_{max}→M_{corr}	1,35.G+1,5.	702.87	-7.15	5.1	11.03	
40*40	6.97	N_{min}→M_{corr}	0,8.G+EdX	-636.3	17.05	3.6	14.4	4HA14+ 8HA12= 15.21
	6.97	M_{max}→N_{corr}	G+Q+Ex	183.36	40.20	3.2	14.4	
	6.97	N_{max}→M_{corr}	1,35.G+1,5.	913.97	5.82	9.2	14.4	
45*45	3.74	N_{min}→M_{corr}	0,8.G+EdX	-1071.	17.68	3.6	18.23	12HA14 =18.47
	3.74	M_{max}→N_{corr}	G+Q+Ex	-992.9	50.06	15.5	18.23	
	3.74	N_{max}→M_{corr}	1,35.G+1,5.	1151.8	-4.24	3.6	18.23	

Tableau .V.15. Les Armatures longitudinaux des poteaux

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

	Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$[\sigma_b]$ MPa	$[\sigma s]$ MPa	$\sigma_b < [\sigma_b]$ $\sigma_s < [\sigma s]$
Rive	30*30	8.83	178.42	9.05	$P_{réj}$	2.7	37.9	15	202	C .V
	35*35	9.07	513.21	13.57	$P_{réj}$	3.9	56.6	15	202	C.V
	40*40	4.30	280.69	15.21	$P_{réj}$	1.6	23.7	15	202	C.V
	45*45	5.26	310.99	18.47	$P_{réj}$	1.4	20.9	15	202	C.V
Intermédiaire	30*30	4.34	245.01	9.05	P_{eu}	2.7	-----	15	-	C.V
	35*35	-14.48	355.14	13.57	P_{eu}	3.3	----	15	-	C.V
	40*40	-13.98	225.90	15.21	P_{eu}	1.9	----	15	-	C.V
	45*45	5.66	310.99	18.47	P_{eu}	1.4	----	15	-	C.V

Tableau .V.16. Valeurs des contraintes à l'E.L.S

$P_{réj}$: Fissuration préjudiciable.

p_{eu} : fissuration peu nuisible.

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa

La fissuration est considérée :

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

✓ **Selon le CBA93 [2] :**

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\ MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\ MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\ MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\ MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\ MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

✓ **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :** $\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$

P_d = 0,075.....si l'élancement **$\lambda \geq 5$**

P_d = 0,040.....si l'élancement **$\lambda < 5$**

Avec :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm²)	T_u max (kN)	situation	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$ RPA	$\overline{\tau_u}$ CBA	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
IV et V étage	30*30	35.34	A_{cc}	0.43	12.35	0.075	1.875	3.26	C.V
II et III étage	35*35	42.38	A_{cc}	0.37	10.58	0.075	1.875	3.26	C.V
I étage	40*40	28.82	A_{cc}	0.19	10.29	0.075	1.875	3.26	C.V
RDC	45*45	39.72	A_{cc}	0.21	20.12	0.075	1.875	4.34	C.V

Tableau .V.17. Valeurs des contraintes limites de cisaillement

A_{cc} : Situation accidentelle

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \mathbf{10} & \boldsymbol{zone\ nodale}. \\ (\boldsymbol{b1/2, h1/2, 10\emptyset l}) & \boldsymbol{zone\ courante}. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\rho_a = 2.5} & \textbf{si} \quad \boldsymbol{\lambda \geq 5.} \\ \boldsymbol{\rho_a = 3.75} & \textbf{si} \quad \boldsymbol{\lambda < 5.} \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & si \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si\ \lambda g \leq 3 \end{cases} \qquad \lambda_g = l_f/D$$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φl_{min}= 1.4 cm

✓ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Section	T_u(kN)	A_t(mm²)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	Choix
30*30	35.34	200.96	7.53	2.5	27.2	courante	10	4Φ8
						Nodale	5	
35*35	42.38	200.96	6.46	2.5	26.5	courante	10	4Φ8
						Nodale	5	
40*40	28.82	200.96	5.65	2.5	44.6	courante	10	4Φ8
						Nodale	5	
45*45	39.72	200.96	5.81	2.5	36.4	courante	10	4Φ8
						Nodale	5	

Tableau .V.18. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%
30*30	Courante	0.67	7.53	**OUI**
	Nodale	1.33		**OUI**
35*35	Courante	0.57	6.46	**OUI**
	Nodale	1.14		**OUI**
40*40	Courante	0.5	5.65	**OUI**
	Nodale	1.004		**OUI**
45*45	Courante	0.44	5.81	**OUI**
	Nodale	0.89		**OUI**

Tableau V.19. Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

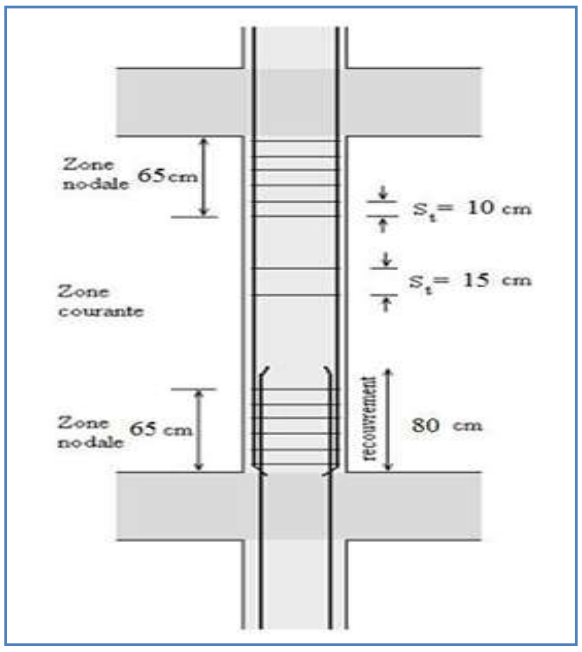


Figure.V.7. Disposition des armatures dans les poteaux

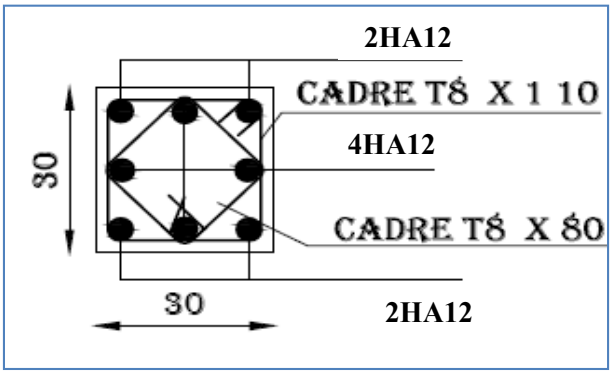


Figure V.8. Ferraillage des poteaux carré (30×30)

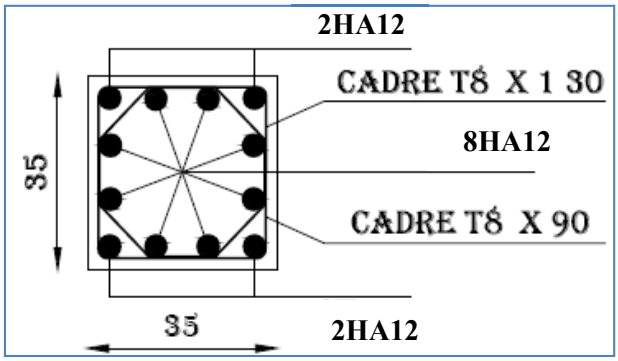


Figure V.9. Ferraillage des poteaux carré (35×35)

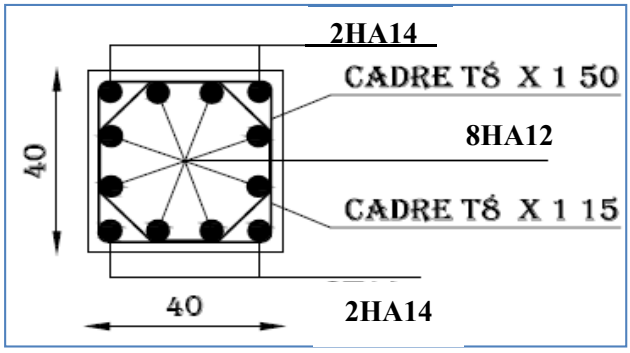


Figure V.10. Ferraillage des poteaux carré (40×40)

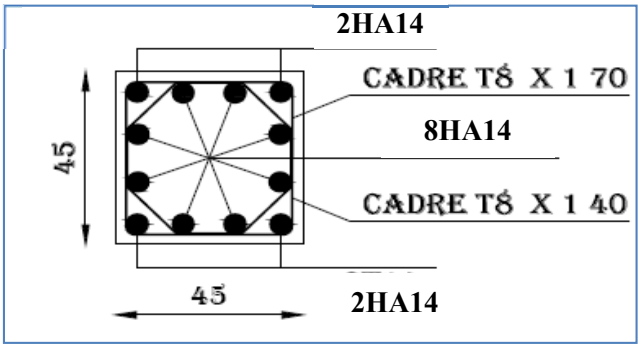


Figure V.11. Ferraillage des poteaux carré (45×45)

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- ✓ Les aciers verticaux.
- ✓ Les aciers longitudinaux.
- ✓ Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

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

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment "M". Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

✓ **Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.
$A_v = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.
$A_v = 0.10\%B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B : section du voile.
- ✓ a : épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver}: diamètre vertical.

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

✓ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales :$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4 V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

✓ **Selon le RPA 99 Version2003[1]:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

C. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- -Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- -Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$\begin{cases} S_v(\text{zone courante}) \\ S_v = \frac{S_v}{2} \ (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

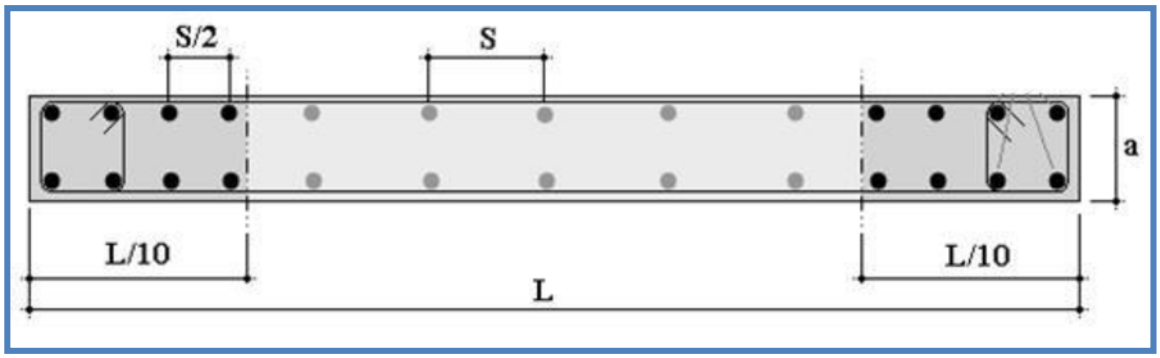


Figure V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

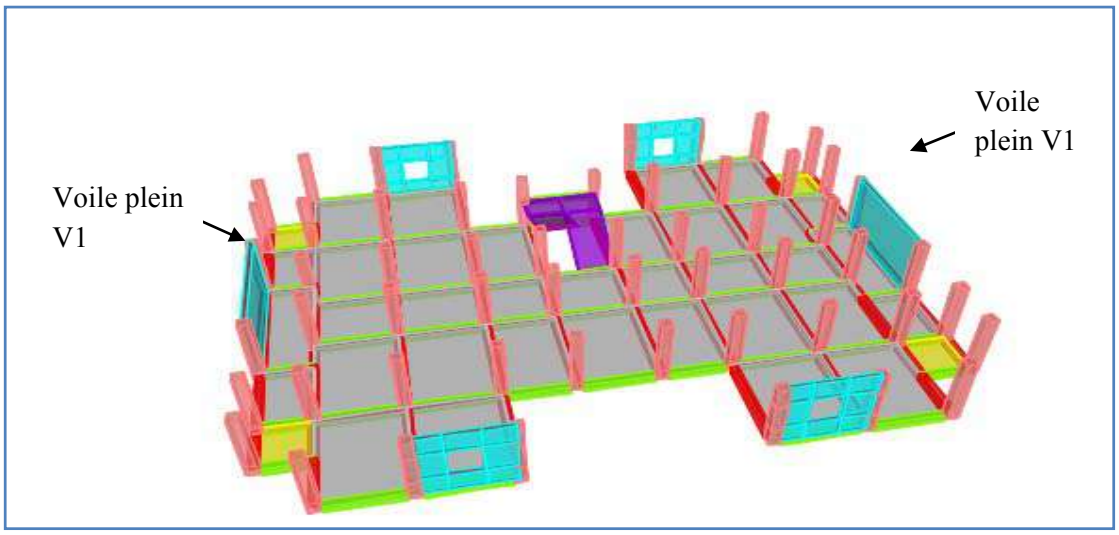


Figure V.13. Disposition des voiles pleins.

V.4.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Tableau V.20. Les données de calcul

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	17×540	1179.59	7493.79	ACC	22.3	15	2× (27HA12 =30.54)
1 étage	V1	17×540	1036.84	5512.33	ACC	22.3	15	2× (27HA12 =30.54)
2 étage	V1	17×540	878.62	4131.89	ACC	22.3	15	2× (27HA12 =30.54)
3 étage	V1	17×540	652.74	2494.05	ACC	22.3	15	2× (27HA12 =30.54)
4 étage	V1	17×540	446.58	1511.87	ACC	22.3	15	2× (27HA12 =30.54)
5 étage	V1	17×540	201.32	466.67	ACC	22.3	15	2× (27HA12 =30.54)

Tableau V.21. Calcul des armatures verticales des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}RPA (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	Vérification
RDC	V1	17×540	2× (27HA12 =30.54)	13.77	9.18	Vérifier
1 étage	V1	17×540	2× (27HA12 =30.54)	13.77	9.18	Vérifier
2 étage	V1	17×540	2× (27HA12 =30.54)	13.77	9.18	Vérifier
3 étage	V1	17×540	2× (27HA12 =30.54)	13.77	9.18	Vérifier
4 étage	V1	17×540	2× (27HA12 =30.54)	13.77	9.18	Vérifier
5 étage	V1	17×540	2× (27HA12 =30.54)	13.77	9.18	Vérifier

Tableau .V.22. Vérification des armatures verticales selon la condition RPA et CBA

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- ✓ **Béton:** La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- ✓ **Acier:** on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V1	17×540	1178.88	126.82	30.54	1.3	15	19.3	201.63	C.V
1. étage	V1	17×540	1036.19	84.26	30.54	1.1		16.6		
2. étage	V1	17×540	878.06	58.03	30.54	0.9		13.9		
3. étage	V1	17×540	652.33	31.88	30.54	0.7	15	10.1	201.63	C.V
4. étage	V1	17×540	446.32	14.29	30.54	0.5		6.8		
5. étage	V1	**17×540**	201.21	21.07	30.54	0.2		3.3		

Tableau .V.23. Vérification des armatures a ELS des voiles pleins

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux:

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V_1	17	339	1312.41	2.29	5	15	2× (23HA10 =18.06)
1 étage	V_1	17	288	1148.23	2.36	5	15	2× (20HA10 =15.17)
2 étage	V_1	17	288	1000.27	2.06	5	15	2× (20HA10 =15.17)
3 étage	V_1	17	288	713.93	1.47	5	15	2× (20HA10 =15.17)
4 étage	V_1	17	288	572.75	1.18	5	15	2× (20HA10 =15.17)
5 étage	V_1	17	288	245.75	0.56	5	15	2× (20HA10 =15.17)

Tableau V.24. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins

V.4.5.3. Armatures transversales

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

armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles Φ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Tableau V.25. Diamètre des armatures transversales

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

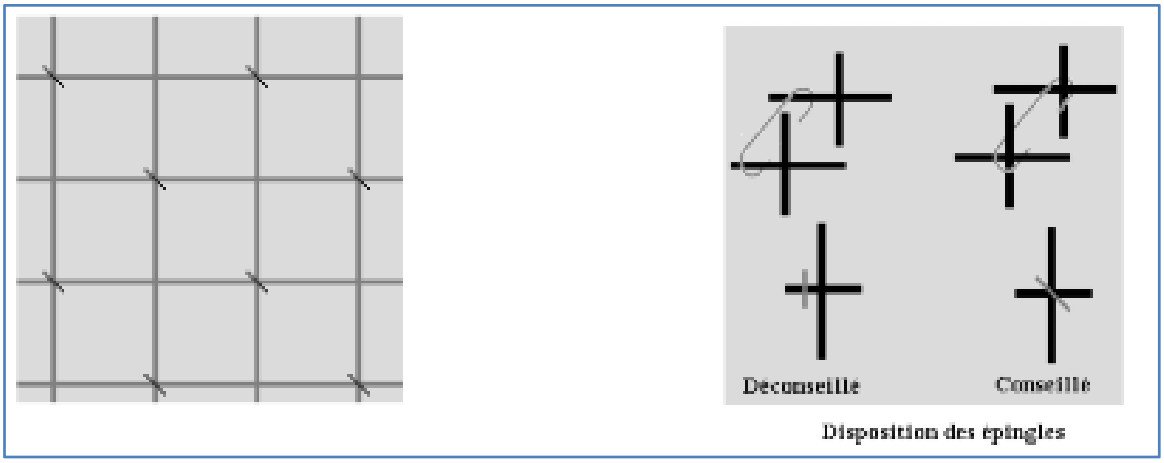


Figure V.14. Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : $L_r=40\phi=48$ cm ~ 50 cm.

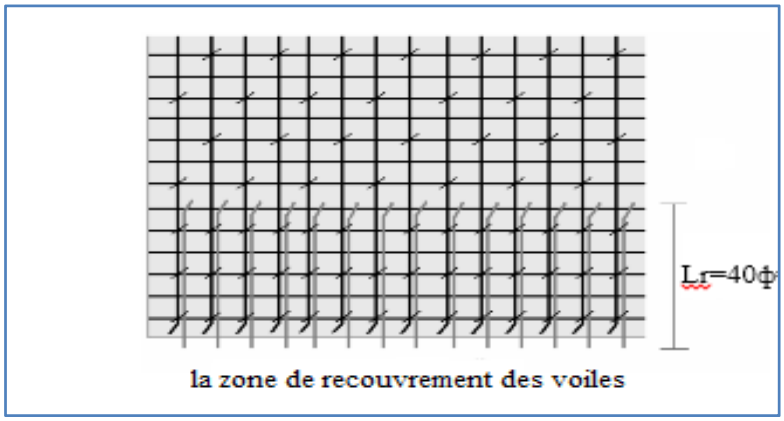


Figure V.15. La zone de recouvrement des voiles

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

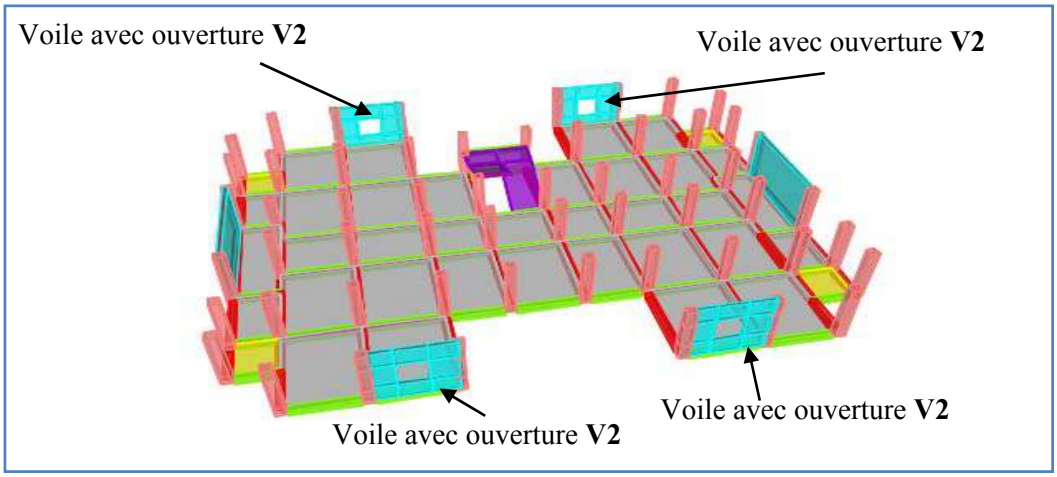


Figure V.16. Disposition des voiles avec ouverture

V.4.6.1. Les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$(cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V2	17*330	805.30	141.91	ACC	9.9	15	2(9HA12)=10.18
1 étage	V2	17*330	663.11	106.75	ACC	9.9	15	2(9HA12)=10.18
2 étage	V2	17*330	528.35	77.97	ACC	9.9	15	2(9HA12)=10.18
3 étage	V2	17*330	325.28	43.98	ACC	9.9	15	2(9HA12)=10.18
4 étage	V2	17*330	197.82	34.24	ACC	9.9	15	2(9HA12)=10.18
5 étage	V2	17*330	70.18	13.72	ACC	9.9	15	2(9HA12)=10.18

Tableau V.26. Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M(KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V2	17*330	212.16	-12.45	10.18	0.6	15	8.5	202	**C.V**
1 étage	V2	17*330	194.96	-2.03	10.18	0.5	15	7.1	202	**C.V**
2 étage	V2	17*330	172.27	-12.33	10.18	0.5	15	7.1	202	**C.V**
3 étage	V2	17*330	127.11	-3.29	10.18	0.3	15	4.8	202	**C.V**
4 étage	V2	17*330	89.71	-3.99	10.18	0.2	15	3.5	202	**C.V**
5 étage	V2	17*330	36.31	-5.47	10.18	0.1	15	1.7	202	**C.V**

Tableau .V.27. Vérification des armatures a ELS des trumeaux

B. Las armateurs horizontaux :

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V2	17	339	119.37	0.2	5	15	2x(23HA10=18.06)
1 étage	V2	17	288	93.74	0.19	5	15	2x(20HA10=15.71)
2 étage	V2	17	288	67.23	0.14	5	15	2x(20HA10=15.71)
3 étage	V2	17	288	41.41	0.08	5	15	2x(20HA10=15.71)
4 étage	V2	17	288	34.00	0.07	5	15	2x(20HA10=15.71)
5 étage	V2	17	288	15.93	0.03	5	15	2x(20HA10=15.71)

Tableau .V.28. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Recommandations réglementaires :

- **Selon le CBA 93 [2]:**

  Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [1] :**

  La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : Selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄ [1] :

✓ **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

✓ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\lambda = 1/h \quad \begin{cases} \lambda > 1 & \text{(linteau longe)} \\ \lambda < 1 & \text{(linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long $\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t\ f_e\ \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$Z = h - 2\ d'$

b. linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit:

$$M_c = A_1 .f_e.Z \qquad \text{avec : } Z = h - 2\ d'$$

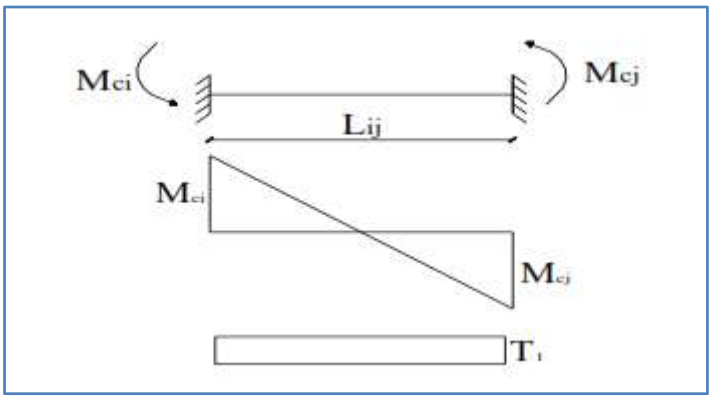


Figure V.17. Moments et efforts tranchants dans les linteaux

Deuxième cas (τ_b> 0.06 f_{c28}) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " AD " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2sin\alpha.f_e} \qquad \text{avec:} \qquad tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = V_u (sans majoration)

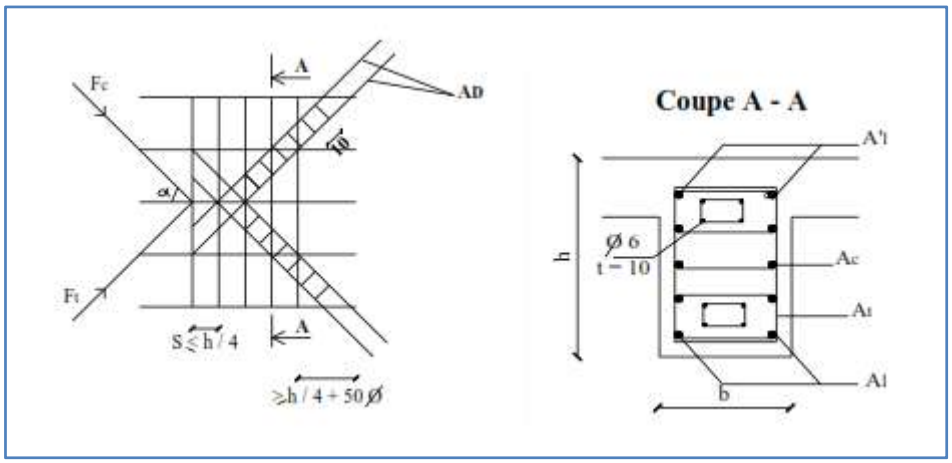


Figure V.18. Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :**

On a :

$$A_l \geq 0.15\% \quad b.h$$

✓ $A_c \geq 0.20\%$ b.h

$$\begin{cases} A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_D = 0.15\% b.h & \text{si } \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\% b.s & \text{si } \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\% b.s & \text{si } \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC - 1ère	V_2	17	234	120	674.04	2.64	0.62	Traction/compression
1ère - 2ème	V_2	17	183	120	493.34	2.47	1.00	Traction/compression
2ème - 3ème	V_2	17	183	120	399.92	2.00	1.41	Traction/compression
3ème - 4ème	V_2	17	183	120	284.79	1.42	1.86	Flexion simple
4ème - 5ème	V_2	17	183	120	182.72	0.91	1.49	Flexion simple

Tableau V.29. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	9.47	5.97	0.46	7.96	15	9HA12=10.18	6HA12=6.79	2HA10=1.58	8HA12=9.05
1ère - 2ème	7.37	4.67	0.64	6.22	15	7HA12=7.92	5HA12=5.65	2HA10=1.58	7HA12=7.92
2ème - 3ème	5.98	4.67	0.64	6.22	15	6HA12=6.79	5HA12=5.65	2HA10=1.58	
3ème - 4ème	-	1.04	1.58	-	15	-	2HA10=1.58	2HA10=1.58	-
4ème - 5ème	-	1.03	1.58	-	15	-	2HA10=1.58	2HA10=1.58	-

Tableau V.30. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

- $\mathbf{A_d}$: armature diagonales.
- $\mathbf{A_l}$: armature longitudinale.
- $\mathbf{A_t}$: armature transversale.
- $\mathbf{A_P}$: armature de peau.

CHAPITRE VI.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).
Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux….). La distance minimale entre la sous face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton.

La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. TYPE DE LA FONDATION

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- ✓ Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- ✓ Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL :

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

Le rapport du sol **[4]** donne les informations suivantes :

- il s'agit d'un sol de nature marno argileuse
  - ✓ De faible humidité et moyenne compacité W=13.34%.
  - ✓ peu plastique.
  - ✓ De moyenne compressibilité
  - ✓ Peu gonflant
  - ✓ De bonne cohésion c=0.80 bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est faible.

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

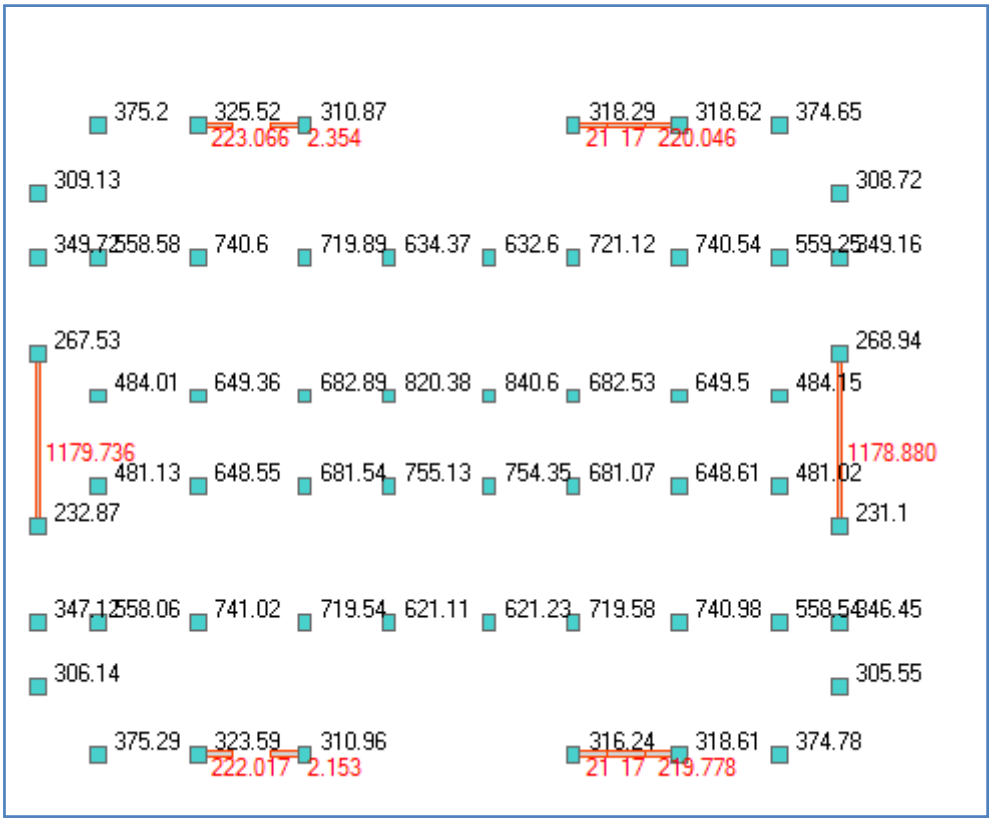


Figure VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS

VI.4.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par: $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

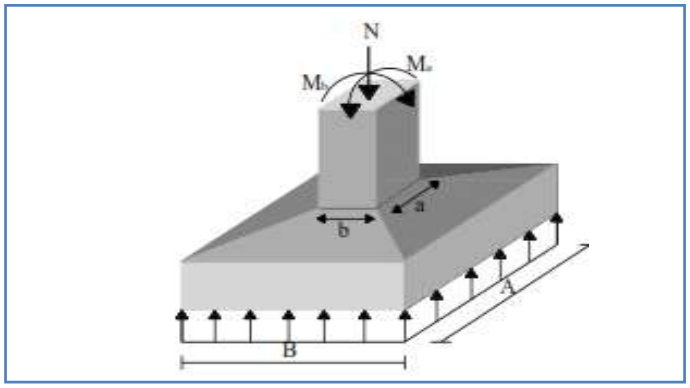


Figure VI.2. Semelle isolée sous poteau

✓ **Si M = 0 :**

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$

$d_a \geq \frac{A-a}{4}$ ➔ $h \geq d+e+\frac{\emptyset}{2}$ ➔ $\begin{cases} d_{a\ adpt} = h- e- \frac{\emptyset}{2} \\ d_b = d_{a\ adpt} -- \frac{\emptyset_a+\emptyset_b}{2} \end{cases}$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a=N\left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}\right) \\ A_b=N\left(\frac{Bba}{8.d_b.\sigma_s}\right) \end{cases}$$

✓ **Si M ≠ 0 :**

On procède comme suit:

Répartition trapézoïdale		Répartition triangulaire	
Dimensionnement des semelles carré			
$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$		$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$	
$\frac{a}{b}\sigma_s.B^3-N.B-3e_{0b}.N \geq 0$		$\frac{1.995a}{b}\sigma_s.B^2-(3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma_s)B-2.N \geq 0$	
$M_a=0$	⟶ B ⟶ A	$A=\frac{a}{b}.B$	
$M_a\neq0$	$\frac{a}{b}\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0$		
Ferraillage des semelles carré			
$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$	$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$	$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$	
$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{A-a}{8.d_b.\sigma_s})$	$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$
$M_a\neq0$ et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$	$M_a\neq0$	$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$

Tableau VI.1. Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Semelle	N_{ser} (KN)	σ_s(bar)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d(m)
S_1	375.2	2.4	1.25	1.25	1.5	1.5	0.31	0.26
S_2	325.52	2.4	1.16	1.16	1.5	1.5	0.31	0.26
S_3	740.6	2.4	1.75	1.75	2.00	2.00	0.44	0.39
S_4	719.89	2.4	1.73	1.73	2.00	2.00	0.44	0.39
S_5	840.6	2.4	1.87	1.87	2.00	2.00	0.44	0.39
S_6	682.53	2.4	1.68	1.68	2.00	2.00	0.44	0.39
S_7	755.13	2.4	1.77	1.77	2.00	2.00	0.44	0.39
S_8	754.35	2.4	1.77	1.77	2.00	2.00	0.44	0.39
S_9	741.02	2.4	1.75	1.75	2.00	2.00	0.44	0.39
S_{10}	719.54	2.4	1.73	1.73	2.00	2.00	0.44	0.39
S_{11}	375.29	2.4	1.25	1.25	1.5	1.5	0.31	0.26
S_{12}	316.24	2.4	1.16	1.16	1.5	1.5	0 .31	0.26

Tableau.VI.2. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

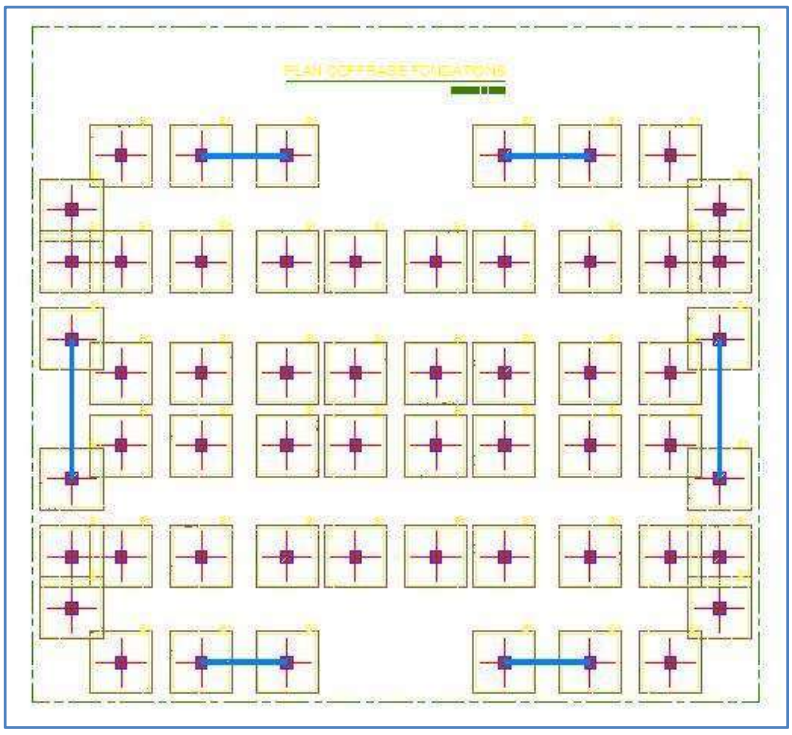


Figure VI.3. Disposition des semelles isolées

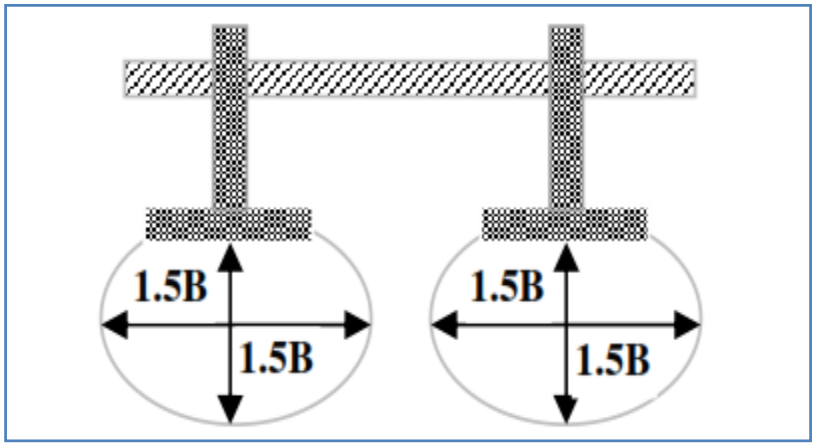


Figure VI.4. Les bulles de pression.

Remarque:
D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) et (la figure VI.3) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles **S_1, et S_2, S_3 et S_f** . Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.4.2. Calcul des semelles filantes :

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

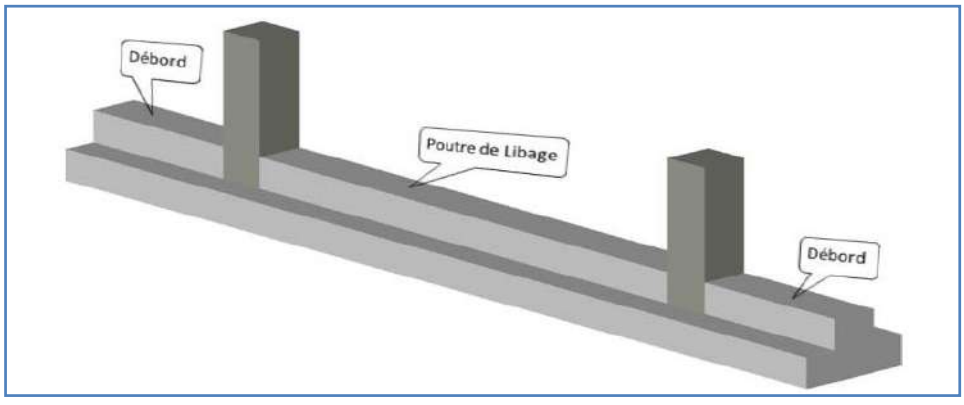


Figure VI.5. Schéma d'une semelle filante sous poteaux

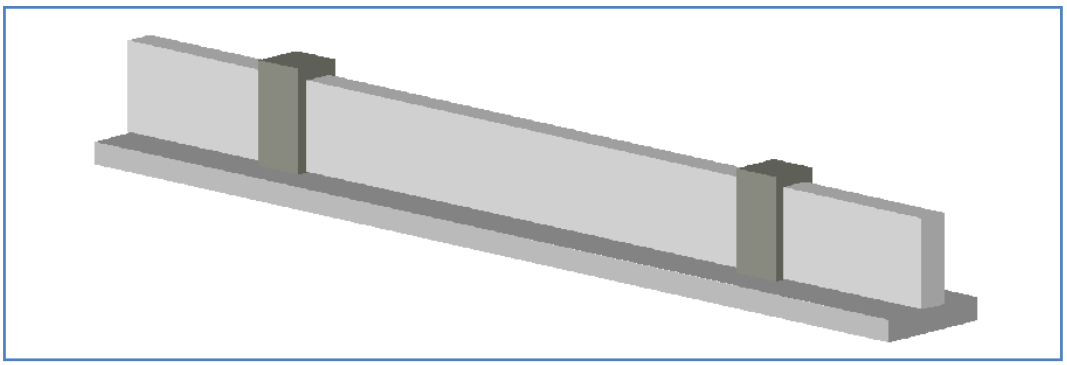


Figure VI.6. Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes:

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$$

VI.4.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $$\sigma = \frac{\Sigma N_{ser} + P_{semelle} + P_{remblais} + P_{Apoteau}}{B*L}$$

Efforts	N1	N2	N3	N4		ΣNi
	Valeur	Valeur	Valeur	Valeur		La somme des efforts des poteaux
Semelle		Longueur	largeur	Hauteur	Masse volumique du béton	Poids de la semelle
Remblai		Longueur	largeur	Hauteur	Masse volumique du Remblai	Poids du remblai
A. Poteaux	Nombre poteaux	B	H	Hauteur	Masse volumique du béton	Poids des Amorces Poteaux
Voiles. P		Longueur	Épaisseur	Hauteur	Masse volumique du béton	Poids des Voiles périphériques
Voiles	Effort Normal				Masse volumique du béton	Effort Normal des voiles de contreventement
					Σ	La somme des efforts
Nom semelle	Contrainte sous semelle					La somme des Efforts/ Surface de la semelle

Tableau VI.3. Description de la méthode de calcul des semelles filantes **:**

Les résultats de dimensionnement des semelles filantes et la vérification à ELS sont représentés dans les tableaux suivants :

- ✓ **Sens X :**
- ✓ **Semelle Filante SFA (1.40 x 7.80 x 0.35) :**

Efforts	N1	N2	N3			ΣNi
Poteaux	325.516	310.874	375.2			1011.59
Semelle	7.80	1.40	0.35	25.00		95.55
Remblai	7.80	1.40	1.15	19.00		238.60
A.Poteaux	3	0.45	0.45	1.15	25.00	17.47
Voiles	223.066	173.506	212.354			608.93
					Σ	1972.14
SFA	Contraintes sous semelle					0.181

Tableau .VI.4. Vérification des contraintes de SFA à ELS

✓ **SensY :**

✓ **Semelle Filante SF1 (1.40 x 16.80 x 0.35) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	ΣNi
Poteaux	306.14	347.121	232.866	267.53	349.724	309.133	1812.51
Semelle	16.80	1.40	0.35	25.00			205.80
Remblai	16.80	1.40	1.15	19.00			513.91
A.Poteaux	6	0.45	0.45	1.15	25.00		34.93
Voiles	1179.736						1179.74
						Σ	3746.89
SF1	Contraintes sous semelle						0.159

Tableau .VI.5. Vérification des contraintes de SF1 à ELS

✓ **Semelle Filante SF2 (1.40 x 21.00 x 0.35) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	ΣNi
Poteaux	375.29	558.05	481.13	484.00	558.57	375.2	2832.26
Semelle	21.00	1.40	0.35	25.00			257.25
Remblai	21.00	1.40	1.15	19.00			642.39
A.Poteaux	6	0.45	0.45	1.15	25.00		34.93
						Σ	3766.83
SF2	Contraintes sous semelle						0.128

Tableau VI.6. Vérification des contraintes de SF2 à ELS

✓ **Semelle Filante SF3 (1.40 x 21.00 x 0.35) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	ΣNi
Poteaux	323.59	325.51	741.02	648.54	649.35	740.60	3428.64
Semelle	21.00	1.40	0.35	25.00			257.25
Remblai	21.00	1.40	1.15	19.00			642.39
A.Poteaux	6	0.45	0.45	1.15	25.00		34.93
						Σ	4363.21
SF3	Contraintes sous semelle						0.148

Tableau VI.7. Vérification des contraintes de SF3 à ELS

✓ **Semelle Filante SF4 (1.40 x 21.00 x 0.35) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	ΣNi
Poteaux	310.96	310.87	719.53	681.53	682.89	719.8	3425.69
Semelle	21.00	1.40	0.35	25.00			257.25
Remblai	21.00	1.40	1.15	19.00			642.39
A.Poteaux	6	0.45	0.45	1.15	25.00		34.93
						Σ	4360.26
SF4	Contraintes sous semelle						0.148

Tableau VI.8. Vérification des contraintes de SF4 à ELS

✓ **Semelle Filante SF5 (1.40 x 12.80 x 0.35) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4		ΣNi
Poteaux	621.106	755.13	634.373	820.384		2830.99
Semelle	12.80	1.40	0.35	25.00		156.80
Remblai	12.80	1.40	1.15	19.00		391.55
A.Poteaux	4	0.45	0.45	1.15	25.00	23.29
					Σ	3402.63
SF5	Contraintes sous semelle					0.190

Tableau .VI.9. Vérification des contraintes de SF5 à ELS

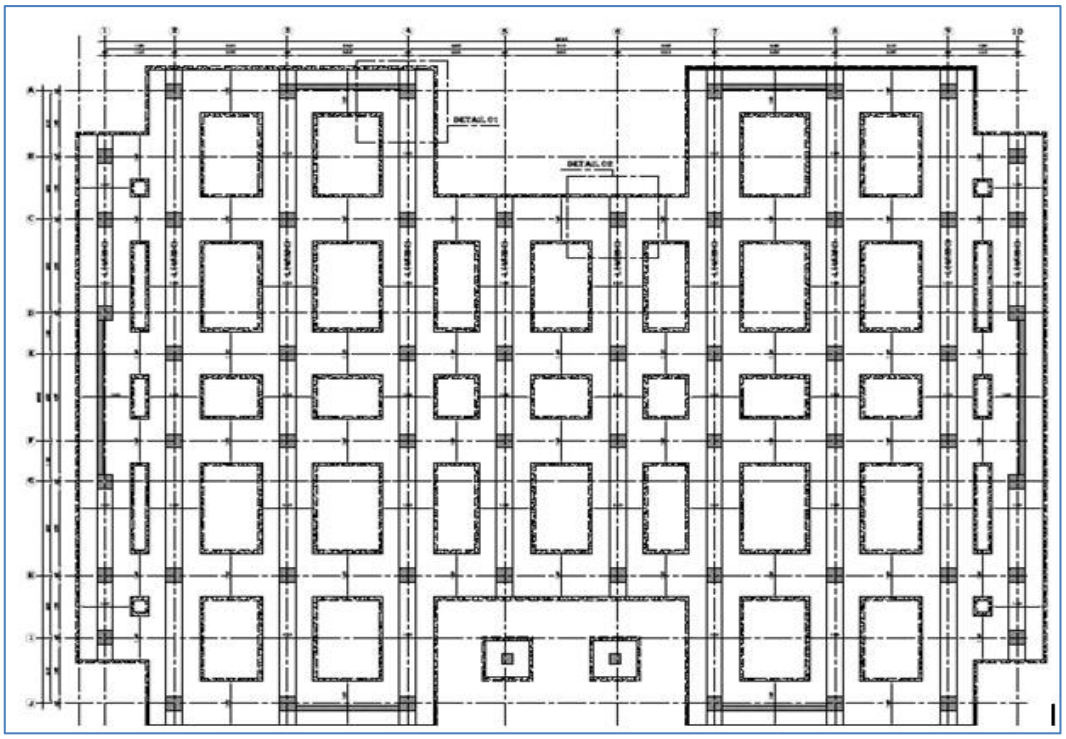


Figure VI.7. La proposition finale des semelles

VI.4.2.3.Ferraillage des semelles filantes

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A=N\ \left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP = \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	N_u/ml(KN)	M_U/ml(KN.m)	$Au_{calculée}$(cm^2)	A/ml(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	ESP (cm)
SFA	1968.54	25.04	29.05	3.72	5HA12=5.65	15
SF1	4071.95	2.57	58.58	3.48		
SF2	3871.15	3.18	55.71	2.65		
SF3	4696.5	3.35	67.58	3.21		
SF4	4682.9	3.37	67.38	3.20		
SF5	3869.08	7.46	55.81	4.36		

Tableau VI.10. Armatures principales des semelles filantes

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4} \quad ; \quad ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF	5HA12=5.65	20

Tableau VI.11. Armatures de répartition de la semelle filante

VI.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF	12	42.8	17.5	35	Courbe

Tableau VI.12. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

Commentaire :
Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement : **[1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e_0= M/N ≤ B/4).

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SFA	1968.54	617.45	0.31	1.4	0.35	C.V
SF1	3738.95	1088.96	0.29			C.V
SF2	3871.15	3.18	0.0008			C.V
SF3	4696.5	3.35	0.0007			C.V
SF4	4682.9	3.37	0.0007			C.V
SF5	3869.08	7.46	0.0019			C.V

Tableau VI.13. Vérification de la stabilité au renversement

VI.5. FERRAILLAGE DES POUTRES DE LIBAGE :

VI.5.1. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur

sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3). 5.64
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.45	3.30	0.7	1286250	4.86	OUI
PL2	0.45	4.3	0.7	1286250	4.86	OUI
PL3	0.45	4.3	0.7	1286250	4.86	OUI
PL4	0.45	4.3	0.7	1286250	4.86	OUI
PL5	0.45	4.3	0.7	1286250	4.86	OUI

Tableau VI.14. Dimensionnement de la poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m²)	q_{ser}(KN/m²)
PL1	3738.95	2992.25	16.8	222.56	178.11
PL2	3871.15	1968.54	1507.01	184.34	134.87
PL3	4696.5	3427.64	21	223.64	163.22
PL4	4682.9	3425.69	21	223.00	163.12
PL5	3869.08	2830.99	12.8	302.27	221.17

Tableau VI.15. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

VI.5.2. Calcul des moments :

Aux appuis :

- **À l'ELU:** $$Ma = -\frac{q_u*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$$
- **À l'ELS :** $$Ma = -\frac{q_{ser}*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$$

En travées :

- **À l'ELU:** $$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$
- **À l'ELS :** $$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL1	368.77	442.46	295.12	354.09
PL2	198.20	227.85	145.01	166.70
PL3	240.46	276.42	175.5	201.74
PL4	239.77	275.63	175.39	201.62
PL5	325.01	373.61	237.81	273.37

Tableau VI.16. Détermination des moments de la poutre de libage

VI.5.3Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ;$$

On a $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Elément		Mu(KN.m)	D(cm)	A(cm^2)	A'(cm^2)	Choix
PL1	Travée	442.46	67	18.99	00	7HA20=21.99
	appui	368.77	67	15.91	00	6HA20=18.85
PL2	Travée	227.85	67	10.20	00	4HA20=12.47
	appui	198.20	67	8.81	00	3HA20=9.42
PL3	Travée	276.42	67	12.44	00	4HA20=12.47
	appui	240.46	67	10.76	00	4HA20=12.47
PL4	Travée	275.63	67	12.40	00	4HA20=12.47
	appui	239.77	67	10.73	00	4HA20=12.47
PL5	Travée	373.61	67	17.22	00	6HA20=18.85
	appui	325.01	67	14.79	00	5HA20=15.71

Tableau VI.17. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Elément		Mser(KN.m)	A(cm^2)	A'	Choix
PL1	Travée	354.09	26.32	0.00	9HA20=28.27
	appui	295.12	21.94	0.00	7HA20=21.99
PL2	Travée	166.70	12.36	0.00	4HA20=12.57
	appui	145.01	10.75	0.00	4HA20=12.57
PL3	Travée	201.74	14.96	0.00	5HA20=15.71
	appui	175.5	13.02	0.00	5HA20=15.71
PL4	Travée	201.62	14.96	0.00	5HA20=15.71
	appui	175.39	13.01	0.00	5HA20=15.71
PL5	Travée	273.37	20.30	0.00	7HA20=21.99
	appui	237.81	17.66	0.00	6HA20=18.85

Tableau VI.18. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'E

VI.5.4. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. A_p=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.5.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	600.91	1.99	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL2	396.33	1.22	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL3	480.82	1.59	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL4	479.45	1.59	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL5	649.88	2.15	2.5	6HA8=3.02	10	15

Tableau VI.19. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

VI.6. FERRAILLAGE DES LONGRINES : **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]**

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

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm : S3

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

$$F = (N/\alpha) \geq 20\ KN$$

Avec :

N = à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30*40 cm^2

Matériaux :

- **Situation durable :**

✓ Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

✓ Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

- Situation accidentelle :

✓ Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

✓ Acier:FeE400;σs= 400 MPa; γs = 1

VI.6.1.Recommandation des règlements :

- **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1).

- **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]**

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

✓ St ≤ min [0.9d ; 40cm]

✓ $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa

✓ $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN **avec : α**=10

A= (F/σ_s)

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

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*40	1151.62	115.16	3.31	6HA14=9.23	1.2	7.2	C.V

Tableau VI.20. Ferraillage longitudinal des longrine

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*40	840.6	84.06	9.23	91.07	201.63	CV

Tableau .V.21. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

VI.6.4.Calcul des armatures transversales :

- **L'acier choisi** est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- **Le diamètre des armatures** transversales est donné par :
  - ✓ Selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]
    - $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10]
- **L'espacement entre les armatures** d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

  - ✓ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :
    - S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] ..... [**Zone nodale**]
    - $S_t \leq$ h/2 .....[**Zone courant**]
    - $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

  - ✓ Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]
    - S_t = min [0.9d ; 40cm]
    - $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
    - $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

- **Les valeurs des sections** d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

	CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	S_t(cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$	$S_{t\ (courant)}$	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30*30	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .VI.22. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines

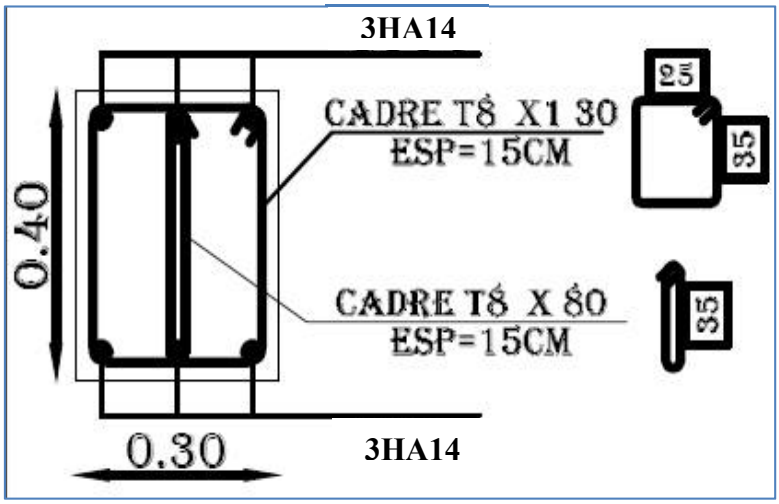


Figure VI.8. Ferraillage des longrines

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale, tout ça en assurant l'économie et sur tous la sécurité des usagers.

La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde)
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel " Sap2000 V17.1.1" permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer Surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs.

DOCUMENTS REGLEMENTAIRES :

[1] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

[2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

MANUELS TECHNIQUES :

Cours Béton Armé Monsieur BOUKENDAKDJI

[4] Rapport de sol : Etude géotechnique du terrain réserve à l'aménagement de la résidence universitaire à Boudouaou (Boumerdes)

LOGICIELS :

- ROBOT EXPERT 2010.
- AUTOCAD 2013.
- SAP2000V17.1.1