

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université d'Adrar
Faculté des sciences et de la technologie
Département des sciences de la technologie



Mémoire de Fin d'Etudes en vue de l'Obtention
du Diplôme de master en génie civil
Option : CCI

Conception et étude d'un bâtiment à usage
multiple en béton armé R+9 avec Sous-Sol dans
une zone à forte sismicité

Présenté par :
Mr BADI Mounir Abouseyf
Encadré par :
Pr KHELAFI Hamid

Président de jury :
Mr.BENABDELFE TAH
Membres de jury :
Mr.HAMOUDA

Soutenance 24 mai 2017

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie ALLAH qui m'a permis de faire le trajet que j'ai fait et qui m'a guidé pour arriver là.

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude au **Pr. KHELAFI** qui a accepté de m'encadrer et de m'orienter.*

Je remercie les membres du jury

Mr. HAMOUDA (*Examineur*)

Mr. BENABDELFE TAH (*Président de jury*)

D'avoir accepté d'examiner mon travail.

Je désire aussi remercier les professeurs du département des sciences et de la technologie, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

Dédicaces

*Je remercie tout d'abord Allah le tout puissant de m'avoir permis
d'arriver là ;*

*A la lumière de ma vie, ma mère, mon père, mon frère Hicham c'est à
vous que je dédie ce travail, que Allah vous garde pour moi ;*

A toute ma famille, mes ami(e)s et collègues.

*J'exprime ma gratitude et toute ma reconnaissance à tous ceux qui
ont contribué de prêt ou de loin à la réalisation de mon travail plus
spécialement mes amis KAROUR Nasreddine et OUAINI*

Abderrahmane.

Résumé

*Il s'agit dans ce PFE d'étudier, de dimensionner et de ferrailer un bâtiment à étages multiples. Le calcul est basé sur les règlements en vigueur : le **BAEL** et le **RPA**. L'outil informatique utilisé est l' **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017** caractérisé par des avantages de précision et de rapidité. Le contreventement est assuré par des portiques associés à des voiles. La caisse rigide d'ancrage du bâtiment est assurée par un mur périphérique. Une fondation commune qui est un radier général était nécessaire pour bien supporter les charges et les répartir sur le sol.*

Mots clés : Bâtiment élevé, BA, Voile, BAEL, RPA, robot, Radier général, forte sismicité.

Table des matières

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Résumé	iii
Table des matières	iv
Liste des figures	ix
Liste des tableaux	xi
Notations	xiii
Introduction Générale	1
I Présentation du projet	2
I.1 Présentation du projet	2
I.2 Caractéristiques géométriques	2
I.3 Eléments de l'ouvrage	2
I.3.1 Planchers	2
I.3.1.1 Planchers en corps creux	2
I.3.1.2 Dalle pleine en béton armé :	2
I.3.2 Maçonnerie	2
I.3.2.1 Murs extérieurs :	2
I.3.2.2 Murs intérieurs :	3
I.3.3 Isolation	3
I.4 Caractéristiques géotechniques du sol	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.5.1 Le béton	3
I.5.1.1 Résistance caractéristique à la compression	3
I.5.1.2 Résistance caractéristique à la traction	3
I.5.1.3 Contraintes limites	3
I.5.1.4 Module de déformation longitudinale du béton	4
I.5.2 Les aciers	4
I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés	4
I.5.2.2 La contrainte maximale aux armatures tendues à l'E L S	6
II Pré dimensionnement des éléments et descente des charges	7

II.1	Introduction	7
II.2	Pré dimensionnement des planchers	7
II.2.1	Planchers à corps creux	7
II.2.2	Pré dimensionnement des poutrelles	10
II.2.3	Les dalles pleines	10
II.3	Murs extérieurs en maçonnerie	12
II.4	Pré dimensionnement de l'acrotère	12
II.5	Pré dimensionnement des Poutres :	13
II.5.1	Poutres principales :	13
II.5.2	Poutres secondaires	13
II.5.3	Conclusion :	14
II.6	Pré dimensionnement des voiles	14
II.6.1	Les voiles des contreventements	14
II.6.2	Voile périphérique de sous-sol	14
II.7	Pré dimensionnement des poteaux	15
II.7.1	Loi de dégression :	16
II.7.2	Calcul des surfaces afférentes à chaque poteau	17
II.7.3	Critère de résistance :	18
III	Etude des planchers	20
III.1	Plancher corps creux	20
III.1.1	Choix de la méthode de calcul	20
III.1.1.1	Méthode forfaitaire	20
III.1.1.2	La méthode des trois moments	21
III.1.2	Types des poutrelles	22
III.1.3	Calcul des poutrelles	23
III.1.3.1	Etage courant	23
III.1.4	Ferraillage	30
III.1.4.1	Calcul des armatures transversales et de l'espacement	30
III.1.4.2	Selon le BAEL91	31
III.1.4.3	Selon le RPA 99	31
III.1.4.4	Vérification de l'effort tranchant	31
III.1.5	Ferraillage de la dalle de compression	32
III.2	Plancher à dalle pleine	34
III.2.1	Définition	34
III.2.2	Etude du dalle pleine	34
III.2.2.1	Evaluation des charges	34
III.2.2.2	Ferraillage du balcon	34
IV	Etude des éléments non structuraux	36
IV.1	Les Escaliers	36
IV.1.1	Choix des dimensions	36
IV.1.2	Calcul des sollicitations	38
IV.1.3	Ferraillage de la marche	39
IV.1.3.1	Ferraillage longitudinal de la marche	39
IV.1.3.2	Ferraillage transversal de la marche	39
IV.1.4	Ferraillage du palier	40

IV.1.4.1	Ferraillage longitudinal du palier	40
IV.1.4.2	Ferraillage transversal du palier	40
IV.2	Calcul De L'acrotère	41
IV.2.1	Définition	41
IV.2.2	Evaluation des Charges	41
IV.2.3	Vérification RPA	41
IV.2.4	Sollicitations	42
IV.2.5	Ferraillage de l'acrotère	42
IV.2.6	Armatures de réparation	45
IV.2.7	Vérification au cisaillement	45
V	Etude sismique	46
V.1	Introduction	46
V.2	Méthode de calcul	46
V.3	Condition d'application	46
V.4	Critère de classification de l'ouvrage selon les RPA99/V2003	47
V.4.1	Classification de la zone sismique	47
V.4.2	Classification de l'ouvrage selon son importance	47
V.4.3	Classification du site	47
V.4.4	Classification des systèmes de contreventement	47
V.4.5	Classification de l'ouvrage selon sa configuration	47
V.5	Méthode statique équivalente	47
V.5.1	Coefficient d'accélération de zone A	48
V.5.2	Facteur d'amplification dynamique moyenne D	48
V.5.3	Estimation empirique de la période fondamentale	49
V.5.4	Coefficient de comportement global de la structure R	49
V.5.5	Facteur de qualité Q	49
V.5.6	Poids total de la structure W_T	50
V.6	Etude dynamique	51
V.6.1	Introduction	51
V.6.2	Spectre de réponse de calcul	51
V.6.3	Les dispositions des voiles	52
V.6.4	Les Résultats trouvées par le logiciel	53
V.6.5	Facteur de participation massique	53
V.6.5.1	Résultantes des forces sismiques de calcul :	54
VI	Ferraillage des éléments porteurs	60
VI.1	Introduction	60
VI.2	Ferraillage des poutres	60
VI.2.1	Poutres principales et secondaires	60
VI.2.2	Calcul de ferraillage Poutres principales	61
VI.2.3	Armatures transversales	64
VI.2.4	Calcul de ferraillage Poutres secondaires	64
VI.2.5	Armatures transversales	67
VI.3	Ferraillage des poteaux	68
VI.3.1	Les combinaisons de calcul	68
VI.3.2	Recommandations des règles parasismique algérien RPA99	69

VI.3.2.1	Ferraillage minimal et maximal d'après RPA99/Version2003	69
VI.3.2.2	Armatures transversales	69
VI.3.2.3	Vérification de l'effort tranchant	70
VI.3.3	Exemple de calcul	70
VI.3.3.1	Ferraillage longitudinal	71
VI.3.3.2	Vérification de l'effort Tranchant	73
VI.3.3.3	Détermination de la zone nodale	74
VI.3.3.4	Armatures transversales	74
VI.4	Ferraillage des voiles	74
VI.4.1	Introduction	74
VI.4.2	Ferraillage des trumeaux	75
VI.4.2.1	Combinaison d'action	75
VI.4.2.2	Aciers Verticaux	75
VI.4.2.3	Aciers Horizontaux	76
VI.4.2.4	Règles communes	76
VI.4.2.5	Ferraillage minimale	76
VI.4.2.6	Vérification des contraintes	77
VI.4.2.7	Exemple d'application	77
VI.4.2.8	Vérification à l'effort tranchant	78
VI	Etude du voile périphérique	79
VII.1	Introduction	79
VII.2	Etude du mur voile périphérique	79
VII.2.1	Epaisseur du mur	79
VII.2.2	Calcul de la poussée des terres	80
VII.2.2.1	Calcul des sollicitations	80
VII.2.2.2	Calcul des moments	81
VII.2.3	Calcul du ferraillage	81
VII	Etude des fondations	84
VIII.1	Introduction	84
VIII.2	Caractéristiques géométriques du sol	84
VIII.3	Etude des longrines	84
VIII.3.1	Les armatures transversales	85
VIII.4	Choix du type de fondation	85
VIII.5	Radier nervuré	86
VIII.5.1	L'épaisseur du radier	86
VIII.5.1.1	Condition forfaitaire	86
VIII.5.1.2	Condition de cisaillement	86
VIII.5.2	L'épaisseur de la nervure	86
VIII.5.3	Caractéristiques géométriques du radier	87
VIII.5.4	Vérification	87
VIII.5.4.1	Vérification du poinçonnement	87
VIII.5.4.2	Vérification de la stabilité au renversement sous $(0,8G \pm E)$	87
VIII.5.5	Calcul des contraintes	87
VIII.5.5.1	Caractéristique	87
VIII.5.6	Ferraillage du radier	89

VIII.5.6.1	Ferraillage des dalles	89
VIII.5.6.2	Ferraillage de débord	90
VIII.5.6.3	Ferraillage des nervures	90
Conclusion général		94
Bibliographie		95
Annexe		96

Liste des figures

Figure I.1	Vue 3D	2
Figure I.2	Diagramme contrainte-déformation du béton	4
Figure I.3	Diagramme contrainte-déformation de l'acier	5
Figure II.1	Dalle à corps creux	7
Figure II.2	Plancher terrasse (inaccessible)	9
Figure II.3	Schéma simplifié de la section en T de la poutrelle	10
Figure II.4	Schéma de l'acrotère	12
Figure II.5	Section d'une poutre principale	13
Figure II.6	Section d'une poutre secondaire	13
Figure II.7	Coupe de voile en plan	15
Figure II.8	Poteau central le plus sollicité	17
Figure II.9	Poteau de rive le plus sollicité	17
Figure II.10	Poteau d'angle le plus sollicité	17
Figure III.1	Principe de la méthode des trois moments	22
Figure III.3	Type des poutrelles	23
Figure III.4	Diagramme des moments et des Efforts	24
Figure III.5	Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	30
Figure III.6	Ferraillages de la poutrelle (En travées)	31
Figure III.7	Ferraillages de la poutrelle (sur appuis)	32
Figure III.8	Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	33
Figure III.9	Détail de plancher à corps creux	33
Figure III.10	Schéma ferraillag de dalle pleine	35
Figure IV.1	Escaliers de RDC du bâtiment	36
Figure IV.2	Schéma statique de la marche	38
Figure IV.3	Diagramme du moment fléchissant	38
Figure IV.4	Diagramme de l'effort tranchant	39
Figure IV.5	Schéma statique de l'acrotère	41
Figure IV.6	Schéma statique de l'acrotère	42
Figure IV.7	Section théorique pour le ferraillage de l'acrotère	42
Figure V.1	La 1 ^{ere} disposition des murs voiles et poteaux	52
Figure V.2	La 2 ^{eme} disposition des murs voiles et poteaux	53
Figure V.3	La 3 ^{eme} disposition des murs voiles et poteaux	53
Figure V.4	1 ^{er} mode de déplacement de la structure à cause des efforts sismiques niveaux etage 9 sensX-Y (résultats de Robot 2017)	55

Figure V.5 3 ^{ème} mode de déplacement de la structure à cause des efforts sismiques niveaux etage 9 sens-X-Y (résultats de Robot 2017)	55
Figure V.6 2 ^{ème} mode de déplacement de la structure à cause des efforts sismiques vu 3D sens-X-Y (résultats de Robot 2017)	56
Figure VI.1 Ferrailage des poutres principales (30 × 50)	67
Figure VI.2 Ferrailage des poutres principales (30 × 40)	68
Figure VI.3 Disposition générale des armatures sur les poteaux	72
Figure VI.4 Schéma de la zone nodale	74
Figure VI.5 Schéma représentatif du ferrailage du poteau 35 × 60	75
Figure VII.1schéma statique d'un voile périphérique	80
Figure VIII.1Etat des contraintes de radier	88
Figure VIII.2Schéma statique des nervures	90
Figure VIII.3Diagramme des moments des nervures dans le sens x-x	91
Figure VIII.4Schéma statique des nervures sens y-y	92
Figure VIII.5Diagramme des moments des nervures dans le sens y-y	92
Figure VIII.6Schéma de ferrailage du radier général	93

Liste des tableaux

Tableau I.1	Caractéristiques des aciers utilisés	5
Tableau II.1	Evaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse .	9
Tableau II.2	Evaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher en corps creux courant	10
Tableau II.3	Evaluation des charges permanentes et d'exploitation du balcon	12
Tableau II.4	Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs	12
Tableau II.5	Sections des poutres	14
Tableau II.6	Tableau des surfaces afférentes de chaque poteau	17
Tableau II.7	Tableau récapitulatif des sections des poteaux centraux	19
Tableau III.1	Valeurs des rotations à droite et à gauche de l'appui	22
Tableau III.2	Combinaison des charges des poutrelles	23
Tableau III.3	Charge linéaire sur nervure des poutrelles	23
Tableau V.1	Coefficient d'accélération de zone	48
Tableau V.2	Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	48
Tableau V.3	Valeurs des pénalités P_q	50
Tableau V.4	Les poids totaux des différents niveaux	51
Tableau V.5	Récapitulatif des résultats	51
Tableau V.6	Participation nodale massique	54
Tableau V.7	Les réactions à la base	54
Tableau V.8	Vérification de la résultante des forces sismiques	54
Tableau V.9	Justification vis-à-vis des déformations	57
Tableau V.10	Justification vis-à-vis de l'effet P_{Δ} sens X-X	58
Tableau V.11	Justification vis-à-vis de l'effet P_{Δ} sens Y-Y	58
Tableau V.12	Vérification au reversement sens x-x	59
Tableau V.13	Vérification au reversement sens y-y	59
Tableau VI.1	Contraintes des matériaux	61
Tableau VI.2	Contraintes et caractéristiques des Matériau	61
Tableau VI.3	Contraintes et caractéristiques des Matériau	63
Tableau VI.4	Contraintes et caractéristiques des matériaux	63
Tableau VI.5	caractéristiques des matériaux et Géométrie	64
Tableau VI.6	Contraintes et caractéristiques des matériaux	66
Tableau VI.7	Vérification des contraintes	66
Tableau VI.8	Caractéristiques mécaniques des matériaux	68
Tableau VI.9	Valeurs des sollicitations du poteau $35 \times 60cm^2$ le plus sollicité	70
Tableau VI.10	Contraintes et caractéristiques des Matériau	71

Tableau VI.11	Résultats de calcul compression simple du poteau $35 \times 60\text{cm}^2$	71
Tableau VI.12	Résultats de calcul de la compression simple du poteau $35 \times 60\text{cm}^2$	72
Tableau VI.13	Ferraillage des poteaux	73
Tableau VI.14	Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux	73
Tableau VI.15	Détermination de la zone nodale	74
Tableau VII.1	Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée	81
Tableau VIII.1	Les moments et efforts dans les poteaux	90
Tableau VIII.2	Contraintes et caractéristiques de la nervure	91
Tableau VIII.3	Contraintes et caractéristiques de la nervure	92
Tableau VIII.4	Les moments et efforts dans les poteaux	93

Notations

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés
A_r	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
A_{ser}	Section d'aciers pour l'ELS
A_u	Section d'aciers pour l'ELU
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite
CV	Condition vérifié
CnV	Condition non vérifié
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
E_v	Module de déformation différé du béton
E_i	Module de déformation instantané du béton
E_j	Module d'élasticité instantanée
E_s	Module de d'élasticité de l'acier
F	Force ou action générale
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
L	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
L_x	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
L_y	Moment en général
M	Moment sur appui
M_a	Moment en travée
M_t	Moment de calcul ultime
M_u	Moment de calcul de service
M_{ser}	Moment en travée
M_t	Effort normal
N	Effort normal en ultime
N_u	Effort normal en service
N_{ser}	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
PP	poutre principale

PS	Poutre secondaire
Q	Action ou charge variable
S	Section
T	Effort tranchant
V	Effort tranchant
a	Une dimension transversale
b	Une dimension longitudinale
b_0	Épaisseur brute de l'arme d'une section
d	Hauteur utile
e	Excentricité, épaisseur, Enrobage
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
f_{c28}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
f_{t28}	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours
h_0	Épaisseur d'une membrure de béton
h	Hauteur totale d'une section de béton armé
i	Rayon de giration d'une section
j	Nombre de jours
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
lf	Longueur de flambement
ls	Longueur de scellement
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
σ_t	Espacement des armatures transversales
α	Angle en général, coefficient
γ	Coefficient
ϵ	Déformation relative
θ	Coefficient
λ	Elancement
μ	Coefficient
ν	Coefficient de poison
σ	Contrainte normale
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier
τ	Contrainte tangente
ρ	Rapport entre deus dimensions (l_x/l_y)
ξ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé.
ξ	Déformation relative

Introduction Générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 09 étages avec Sous-Sol (R+9+ss), dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques. Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments structuraux, une étude sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017** particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis outre la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/Version 2003[2] » et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA 93[4] ». Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017** particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis outre la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/Version 2003[2] » et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA 93[4] ».

Chapitre I

Présentation du projet

I.1 Présentation du projet

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 09 avec Sous-Sol niveaux à usage d'habitation qui sera réalisé dans la wilaya d'Alger, ce bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (**zone III** selon les **RPA99/Version2003**[2]). il est implanté dans un site où le sol est de nature ferme.

I.2 Caractéristiques géométriques

La présente structure a pour dimensions :

- Dimension en plan $27,90 \times 15,40m^2$
- Hauteur totale $31,62 m$
- Hauteur du RDC $4,08 m$
- Hauteur du Sous-Sol $4,08 m$
- Hauteur des étages courants $3,06 m$

I.3 Eléments de l'ouvrage

I.3.1 Planchers

I.3.1.1 Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression. Le plancher terrasse comportera une couche d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

I.3.1.2 Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

I.3.2 Maçonnerie

I.3.2.1 Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de $10 cm$ et $15 cm$ d'épaisseur avec une lame d'air de $5 cm$ ($10 + 5 + 15$).

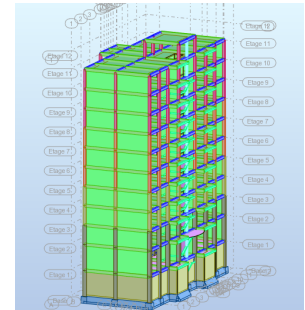


FIGURE I.1 – Vue 3D

I.3.2.2 Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

I.3.3 Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasse, et par le vide d'air des murs extérieurs.

I.4 Caractéristiques géotechniques du sol

Selon les résultats des essais effectués sur le sol, le sol d'assise de la construction est un sol ferme, la contrainte maximale est de 1,9 bars

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1 Le béton

I.5.1.1 Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91)[1].

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,46 + 0,83j} \quad MPa \text{ pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{cj28} = 25 \text{ MPa}$

I.5.1.2 Résistance caractéristique à la traction

Conventionnellement elle est défini en fonction de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.5.1.3 Contraintes limites

Contrainte limite à la compression (Art 4-3.41 BAEL91)[1]

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa} \quad (\text{I.1})$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité
- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

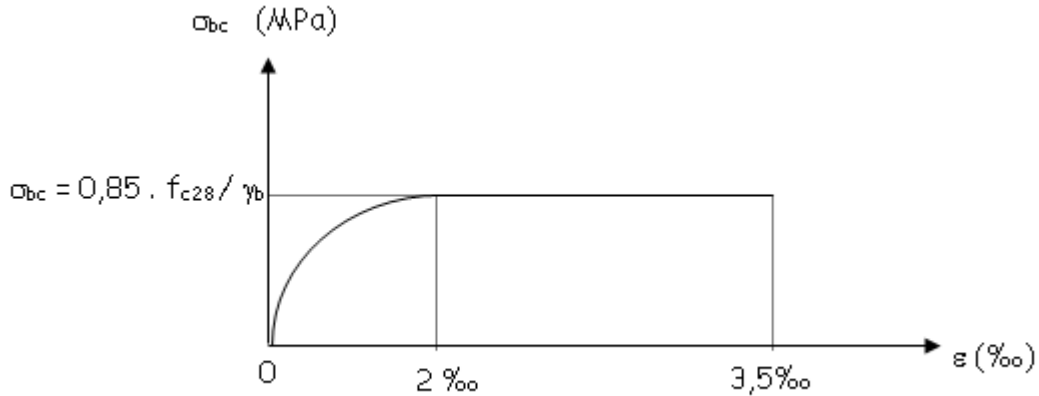


FIGURE I.2 – Diagramme contrainte-déformation du béton

Contrainte limite de cisaillement (Art A - 5.1.21 BAEL91)[1]

$$\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Contraintes de service à la compression (Art A -4.5.2 BAEL91)[1]

$$\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.5.1.4 Module de déformation longitudinale du béton

Les règles **CBA93**[4] fixent la valeur suivante pour le Module de déformation longitudinale du béton :

- Module instantané : (pour les charges d'une durée d'application $< 24h$) $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module différé : pour les charges de longue durée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

I.5.2 Les aciers

I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Dans notre cas, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 – Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité F_e [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\Psi]$ scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ 6)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Diagramme contrainte déformation La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation de l'acier est le suivant :

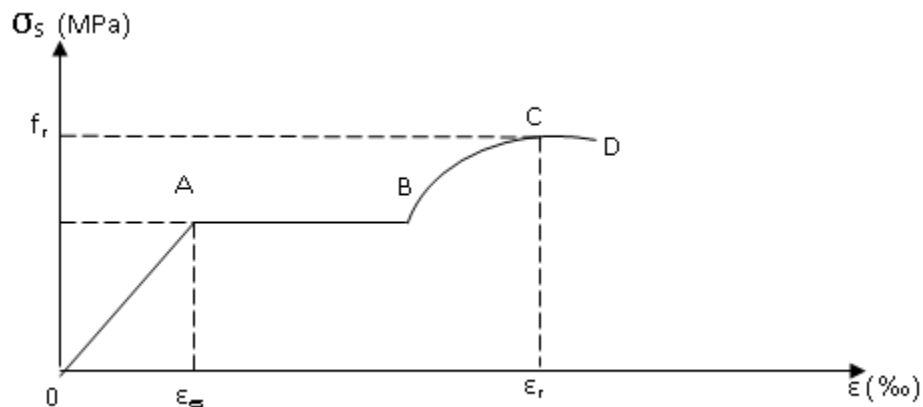


FIGURE I.3 – Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité 400 MPa
- v_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- v_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

E_s (module d'élasticité de l'acier) = 2×10^5 MPa

γ_s (coefficient de sécurité) = 1,15 (généralement) et = 1 (situation accidentelle)

I.5.2.2 La contrainte maximale aux armatures tendues à l'E L S

d'après les règles BAEL91[1], on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)[1] Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)[1]

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right) \quad MPa \quad (I.2)$$

Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)[1]

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad MPa \quad (I.3)$$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but la détermination des sections des différents éléments constituant la structure.

Il devra respecter les prescriptions des règles CBA93[4] et des RPA99/Version2003 [2], il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et de béton.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

II.2.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances. L'épaisseur du plancher sera à partir des conditions suivantes :

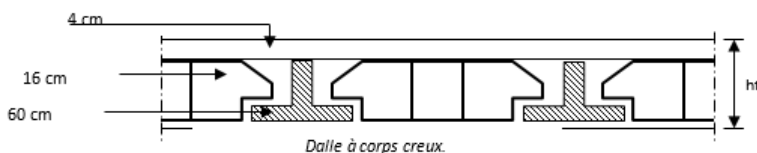


FIGURE II.1 – Dalle à corps creux

a) Condition du BAEL 91[1]

$$\frac{L}{25} \leq h_t \frac{L}{20} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis

$$\text{On a : } L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{22,5} \Rightarrow \frac{370}{22,5} = 16,4 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{25} \Rightarrow \frac{370}{25} = 14,8 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \Rightarrow \frac{370}{22,5} = 18,5 \text{ cm}$$

Pour les raison d'économies et de sécurité on prend une épaisseur de : $h_t = 20 \text{ cm}$

b) **Résistance à la Flexion**

Dalles reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis à une portée égale a : $L_x = 4,00 \text{ m}$

Donc on a : $8 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$

On prend : **e = 9 cm**

c) **Résistance Au Feu**

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet : $e = 20 \text{ cm}$

d) **Isolation phonique**

Selon les règles « CBA93[4] » l'épaisseur plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On choisir donc notre épaisseur à : **e = 20 cm**

e) **Conclusion**

$e_{\max} = 20 \text{ cm}$

$$\text{Tel que } h_t = (16 + 4) \begin{cases} d : 16(\text{Hauteur du corps creux}) \\ e : 4(\text{Hauteur de dalle de compréssion}) \end{cases}$$

D'après les charges et surcharges dans le DTR[3], le poids volumique plancher de corps creux (16 + 4) est donné par : **G = 2.80 kN/m²**

- Plancher terrasse (inaccessible)

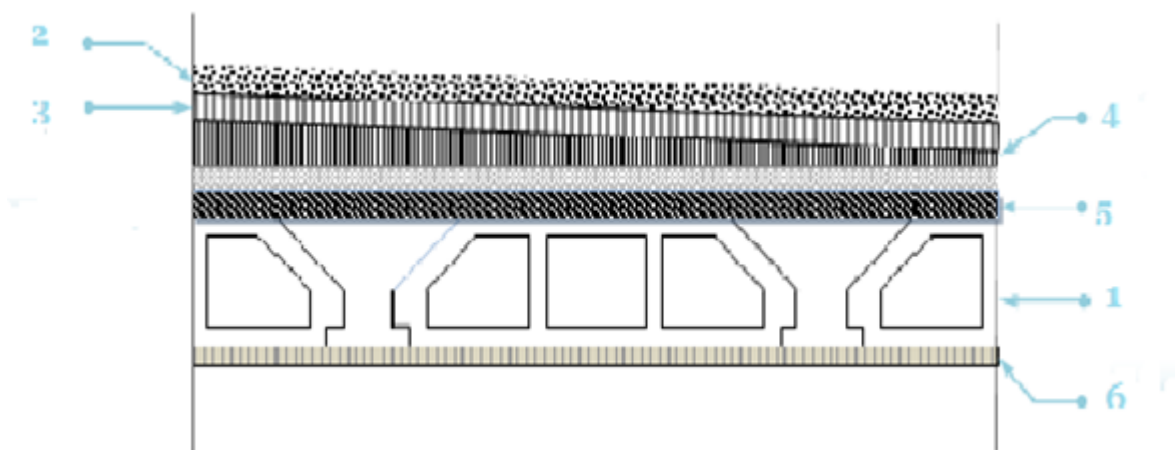


FIGURE II.2 – Plancher terrasse (inaccessible)

— La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches avec une pente qui facilite l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II.1 – Evaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse

N	Couche	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Dalle de compression + corps creux	16+4	/	2,8
2	Protection en gravillon roulé	0,05	17	0,85
3	Béton de pente	0,12	22	2,64
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Etanchéité multicouche	0,1	1	0,1
6	Enduit en plâtre	0,02	12	0,2
Charge permanente : $GT : 6,75 \text{ kN/m}^2$				
Surcharge d'exploitation : $QT = 1 \text{ (kN/m}^2)$				

- Les planchers étages courant sont en corps creux

Tableau II.2 – Evaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher en corps creux courant

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,6
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle de compression + corps creux	16 + 4	/	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons légères	0,1	9	0,9
Charge permanente : $G_{PEC} : 5.3 \text{ kN/m}^2$				
Surcharge d'exploitation : $Q_{PEC} : 1.5 \text{ kN/m}^2$				

II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles

h_t : La hauteur de la nervure

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression

b_0 : Le largeur de la nervure D'après le Pré-dimensionnement on a un plancher (16 + 4) cm

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 60 \text{ cm}$$

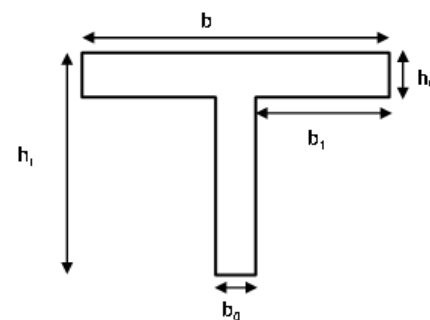


FIGURE II.3 – Schéma simplifié de la section en T de la poutrelle

Pour dimensionner la poutrelle il faut que :

$$0,3 \cdot d \leq b_0 \leq 0,5 \cdot d$$

Avec : $d = 0,9 \cdot h_t \Rightarrow d = 18 \text{ cm}$

Donc : $5,4 \leq b_0 \leq 9$

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

$$b_1 = \min\left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_1}{2}\right), \text{ Avec : } L_x : \text{ longueur de petite portée de plancher}$$

L_1 : distance entre nus de deux nervures voisines

$$L_1 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

$$L_x = 356 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{370}{10}; \frac{50}{2}\right) \rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$$

vérification :

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

Donc : $b = 60 \text{ cm}$

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

II.2.3 Les dalles pleines

Les dalles ou plancher, sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux deux autres dimensions : elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis, l'épaisseur des dalles dépendent de

plusieurs conditions et de vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a) **Résistance au Feu**

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On admet : $e = 16 \text{ cm}$

b) **Isolation phonique**

Selon les règles « CBA93 [4] » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On choisit donc notre épaisseur à : $e = 16 \text{ cm}$

c) **Résistance à la Flexion**

Dalles reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à : $L_x = 4,00 \text{ m}$ Donc on a : $8 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$

On prend : $e = 9 \text{ cm}$

d) **Conclusion**

$e_{max} = 16 \text{ cm}$

- Des balcons sont en dalles pleines

Tableau II.3 – Evaluation des charges permanentes et d'exploitation du balcon

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,6
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle de pleines	0,16	25	4
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente : $G_{EC} : 5,6 \text{ kN/m}^2$				
Surcharge d'exploitation : $Q_{EC} : 3,5 \text{ kN/m}^2$				

II.3 Murs extérieurs en maçonnerie

La maçonnerie extérieure utilisée est en brique creuse en double cloisons

Tableau II.4 – Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m ²)
1	Enduit extérieur	0,03	12	0,36
2	Brique creuse	0,15	9	1,35
3	Brique creuse	0,10	9	0,9
4	Aire	0,05	0	0
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total : $G_{mur} = 2,81 \text{ kN/m}^2$				

II.4 Pré dimensionnement de l'acrotère

:

La surface transversale de l'acrotère est la suivante :

$$S = \left[\frac{(0,1 + 0,07)}{2} \times 0,22 \right] + (0,1 \times 0,6)$$

$$= 0,0787 \text{ m}^2$$

Ainsi le poids propre par mètre linéaire est donné par :

$$G = 0,0787 \times 25 = 1,9675 \text{ kN/m}^2$$

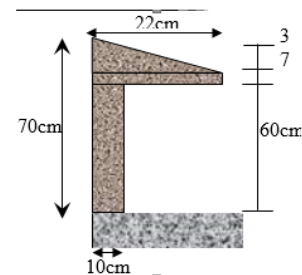


FIGURE II.4 – Schéma de l'acrotère

II.5 Pré dimensionnement des Poutres :

II.5.1 Poutres principales :

a) Critère de rigidité

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

$$L = 5,70 \text{ m}$$

$$\frac{570}{15} \leq h_t \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h_t \leq 57$$

On prend : $h_t = 50 \text{ cm}$

Avec :

h_t : La hauteur de la poutre ; b : La largeur de la poutre.

L : La plus grande portée entre axe des poteaux.

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

on prend $b = 30 \text{ cm}$

$$\text{soit } 20 \leq b \leq 40$$

b) Vérification des conditions imposées par le RPA 99/ V 2003[2]

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,67 < 4 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale sera $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

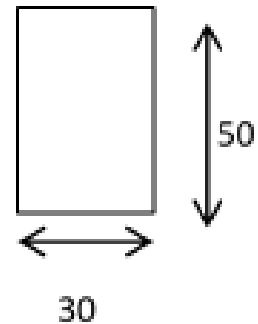


FIGURE II.5 – Section d'une poutre principale

II.5.2 Poutres secondaires

a) Critère de rigidité :

$$L = 4,00 \text{ m}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,67 \leq h_t \leq 40$$

On prend $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$\text{soit } : 16 \leq b \leq 32$$

on prend $b = 30 \text{ cm}$

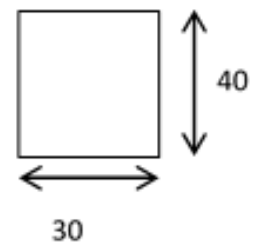


FIGURE II.6 – Section d'une poutre secondaire

b) Vérification des conditions imposées par le RPA 99/ V 2003 [2] :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 < 4 \text{ vérifiée.}$$

Donc ; la section de la poutre secondaire sera $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.5.3 Conclusion :

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.5 – Sections des poutres

poutres	Section (cm^2)
Principales	(30 × 45)
Secondaires	(30 × 40)

II.6 Pré dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003[2]. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement. D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003[2], sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4e$$

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes

II.6.1 Les voiles des contreventements

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition de RPA99 (article 7-7-1)[2].

$$\begin{aligned}
 L &\geq 4 \times e \\
 e &\geq \frac{h_e}{20} \\
 h_e &= 408 - 30 = 378 \text{ cm} \\
 e &\geq \frac{378}{20} = 18,9 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Amors on adopte : $e = 20 \text{ cm}$

La largeur minimale des voiles $L_{min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

II.6.2 Voile périphérique de sous-sol

Selon le RPA99 l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus ; la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre.

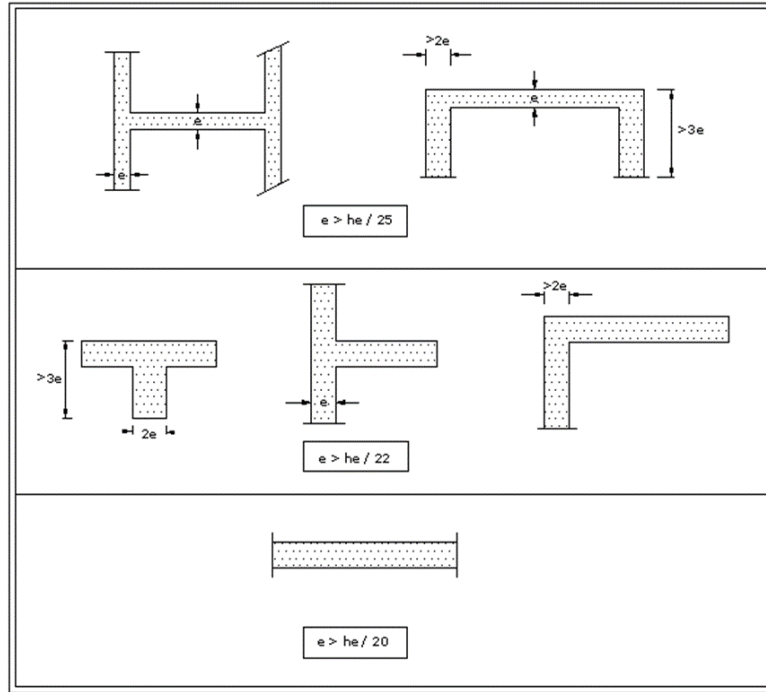


FIGURE II.7 – Coupe de voile en plan

$$L_{min} = 15 \text{ cm} \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s \text{ [RPA99/A.10.1.2] [2].}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s \text{ [RPA99/A.7.7.1][2].}$$

$$h_e = 378 \text{ cm (hauteur libre de sous-sol)}$$

$$e \geq \frac{378}{25} = 15,12 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur = **20 cm**

II.7 Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93[4] : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Et d'après les règles BAEL91 [1] ; la section réduite B_r est donnée par la formule suivante :

$$B_r \leq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \times \left(\frac{A}{B_r} \right)}$$

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton = 25 MPa

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{bc}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa.

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique aux poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée (stabilité vis-à-vis du flambement), on aura alors : $\beta = 1,2$ D'après les RPA99/Version2003 [2] on a :

$$ZoneIII \quad A_{min} = 0,9\% \times B \quad \frac{A}{B_r} = 0,009$$

Donc on trouve : $Br(cm^2) \geq 6,52N_u(t)$

II.7.1 Loi de dégression :

Pour un calcul théorique, le dimensionnement exige une loi de dégression **DTR.B.C.2.2(article 6.3 p16-17)**[3] concernant les surcharges réparties du plancher terrasse jusqu'au RDC.

En appliquant la loi, la régression avec :

Q_0 : la charge d'exploitation de la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n la charge d'exploitation du plancher des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du Sommet du bâtiment :

Sous toit ou terrasse $s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s Q_0$

Sous dernier étage (étage 1) $s \cdot s Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Étage 2)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
(Étage 3)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
(Étage4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
.....
(Étage n)	$Q_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_i$

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

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la terrasse	$s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s$	$s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s$	Q_0
Pour le dernier étage	$s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s$	$s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s$	Q
Pour l'étage immédiatement inférieur	$s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s$	$s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s$	$0.9Q$
		$s \cdot s \cdot s \cdot s \cdot s$	$0.8Q$

et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.50 Q

II.7.2 Calcul des surfaces afférentes à chaque poteau

Tableau II.6 – Tableau des surfaces afférentes de chaque poteau

Poteau central	Surface (m)	Poteau de rive	Surface (m)	Poteau d'angle	Surface (m)
B-4	11,885	B-2	8,775	A-4	1,725
B-5	11,250	B-3	9,425	B-1	4,55
C-2	18,394	B-7	10,485	D-1	4,987
C-3	19,756	C-1	9,537	E-3	1,6
C-4	19,075	D-2	9,618		
C-5	16,350	D-3	11,931		
D-4	12,775	E-4	2,8		

a) **Poteau central :**

Le poteau le plus sollicité est (C-3) avec une surface afférente :

$$S = \left[\frac{(3,25 + 4,00)}{2} \times \frac{(5,70 + 5,20)}{2} \right]$$

$$= 19,756 \text{ m}^2$$

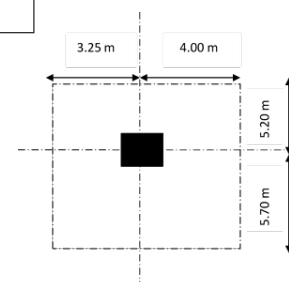


FIGURE II.8 – Poteau central le plus sollicité

b) **Poteau de rive :**

Le poteau le plus sollicité est (D-3) avec une surface afférente :

$$S = \left[\left(\frac{(5,70 + 1,60)}{2} \times \frac{4,00}{2} \right) + \left(\frac{5,70}{2} \times \frac{3,25}{2} \right) \right]$$

$$= 11,931 \text{ m}^2$$

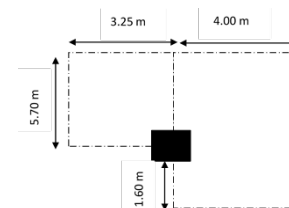


FIGURE II.9 – Poteau de rive le plus sollicité

c) **Poteau d'angle :**

Le poteau le plus sollicité est (D-1) et a une surface afférente de :

$$S = \left[\left(\frac{(5,70)}{2} \times \frac{3,50}{2} \right) \right]$$

$$= 4,988 \text{ m}^2$$

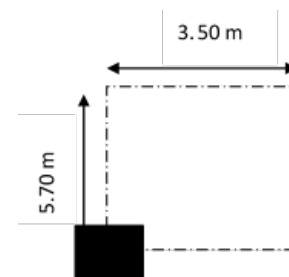


FIGURE II.10 – Poteau d'angle le plus sollicité

II.7.3 Critère de résistance :

$$\begin{aligned} N_u &= (1,35 \times G) + (1,5 \times Q) \\ Q &= Q \times S_{aff} \\ G &= N \times S_{aff} + [(N_{Pp} + N_{Ps} \cdot n)] \end{aligned}$$

N : Charge permanente cumulée à un niveau donné.

Q : Surcharge d'exploitation.

N_{Pp} : Poids propre des poutres principales.

N_{Ps} : Poids propre des poutres secondaires.

n : Nombre d'étage supporté par chaque poteau.

$$\begin{aligned} N_{Pp} &= \rho_{béton} \times a \times b \times l_{affPp} \\ &= 25 \times 0,50 \times 0,30 \times l_{affPp} \\ N_{Ps} &= \rho_{béton} \times a \times b \times l_{affPs} \\ &= 25 \times 0,40 \times 0,30 \times l_{affPs} \end{aligned}$$

l_{affPp} : Longueur afférente de la poutre principale.

l_{affPs} : Longueur afférente de la poutre secondaire.

$$\begin{aligned} \text{Avec : } l_0 &= 4,08 \Rightarrow l_f = 0,7 \times l_0 \\ \lambda &= \frac{l_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \\ \Rightarrow a &= 3,46 \times \frac{l_f}{\lambda} \\ \text{Avec : } \lambda &= 35 \Rightarrow a = 28,2336 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

Tableau II.7 – Tableau récapitulatif des sections des poteaux centraux

	Sofe (m^2)	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	β	N_U (t)	Br (cm^2)	a (cm)	b (cm)	B (cm^2)
9	19,76	16,47	16,47	1,98	1,98	1,15	28,97	188,90	35,00	7,72	35X35
8	19,76	13,60	30,07	2,96	4,94	1,15	55,20	359,91	35,00	12,91	35X35
7	19,76	13,60	43,67	2,96	7,61	1,15	80,92	527,60	35,00	17,99	35X35
6	19,76	13,60	57,27	2,96	9,98	1,15	106,13	691,94	35,00	22,97	35X40
5	19,76	13,60	70,87	2,96	12,05	1,15	130,82	852,96	35,00	27,85	35X40
4	19,76	13,60	84,48	2,96	13,83	1,15	155,01	1010,64	35,00	32,63	35X40
3	19,76	13,60	98,08	2,96	15,31	1,15	178,68	1164,99	35,00	37,30	35X50
2	19,76	13,60	111,68	2,96	16,79	1,15	202,35	1319,34	35,00	41,98	35X50
1	19,76	13,60	125,28	2,96	18,27	1,15	226,03	1473,69	35,00	46,66	35X50
RDC	19,76	13,60	138,89	2,96	19,76	1,15	249,70	1628,04	35,00	51,33	35X60
S,Sol	19,76	14,19	153,08	4,94	22,52	1,15	276,51	1802,83	35,00	56,63	35X60

Chapitre III

Etude des planchers

III.1 Plancher corps creux

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- porte les charges et les surcharges des bâtiments.
- assure les isolations thermiques et phonique entre les différents niveaux.
- participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- dans notre étude, le plancher est composé par des corps creux et une dalle de compression y compris les nervures (poutrelles).

III.1.1 Choix de la méthode de calcul

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe trois méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire
- La méthode des trois moments (R.D.M).
- La méthode de Caquot simplifiée

III.1.1.1 Méthode forfaitaire

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchies (poutre, dalle calculées dans un seul sens).

1. $Q \geq \max(2G; 5 \text{ kN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie de section transversale sont les mêmes dans les différentes travées
3. Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,80 et 1,25 ($0,85 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$)
4. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Si l'une des ces 4 conditions n'est pas vérifiée, les calculs devront se faire par la méthode des 3 moments.

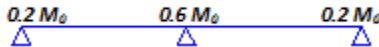
Valeurs des coefficients

- M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

- M_e, M_w : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans les calculs de la travée.
- M_t : le moment maximal de la travée considérée.
- α : Est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

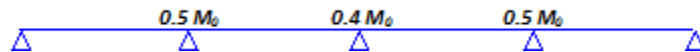
$0,6M_0$: Dans le cas d'une poutre à deux travées.



$0,5M_0$: Dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.



$0,4M_0$: Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



Les moments en travées doivent satisfaire les inégalités suivantes :

- $M_t \geq \max(1, 05M_0; (1 + 0, 3\alpha)M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2}$
- $M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2}$ dans le cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2}$ dans le cas d'une travée de rive.

III.1.1.2 La méthode des trois moments

C'est une méthode basée sur la résolution d'un système des équations, afin d'obtenir les moments en appuis ensuite en travées.

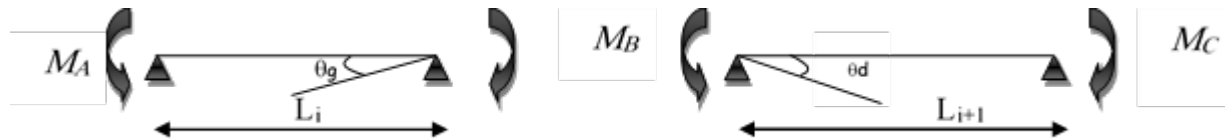


FIGURE III.1 – Principe de la méthode des trois moments

$$L_i M_A + 2(L_{i+1} + L_i) M_B + L_{i+1} M_C = -6EI(\theta_g + \theta_d)$$

M_A , M_B et M_C : Les moments en appuis.

L_i , L_{i+1} : Les travées de la poutre.

θ_g , θ_d : Les rotations au niveau de l'appui (gauche et droite).

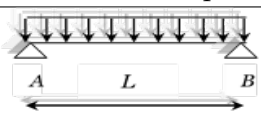
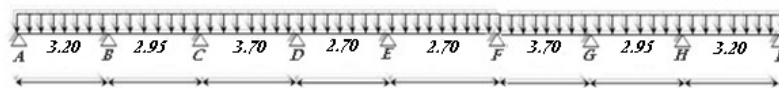
$-6EI\theta_d$	Schéma statique	$-6EI\theta_g$
$\frac{-qL^3}{4}$		$\frac{-qL^3}{4}$

Tableau III.1 – Valeurs des rotations à droite et à gauche de l'appui

III.1.2 Types des poutrelles

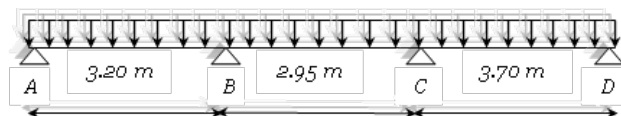
Dans notre bâtiment il existe «4» types de poutrelles :

» Type 1 :



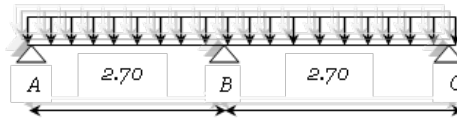
(a) Type 1

» Type 2 :



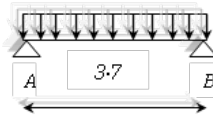
(b) Type 2

» **Type 3 :**



(a) Type 3

» **Type 4 :**



(b) Type 4

FIGURE III.3 – Type des poutrelles

III.1.3 Calcul des poutrelles

III.1.3.1 Etage courant

1. **Combinaison des charges :**

Tableau III.2 – Combinaison des charges des poutrelles

E.L.U	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$9,41 \text{ kN/m}^2$
E.L.S	$q_{ser} = G + Q$	$6,80 \text{ kN/m}^2$

2. **Charge linéaire sur nervure** (entre axe 60 cm) :

Tableau III.3 – Charge linéaire sur nervure des poutrelles

E.L.U	$q_u = q_u \times 0,60$	$5,64 \text{ kN/ml}$
E.L.S	$q_{ser} = q_{ser} \times 0,60$	$4,08 \text{ kN/ml}$

— **Type 1 :**

1. $Q \geq \max(2G; 5 \text{ kN/m}^2)$ vérifiée.
2. Les moments d'inertie de section transversale sont les mêmes dans les différentes travées vérifiée.
3. Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,80 et 1,25 ($0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$) ne vérifie pas.
4. La fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée.

La 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc le calcul se fait par la **méthode des trois moments**

— Application de la méthode des trois moments :

apre calcule en mini logiciel matlab :

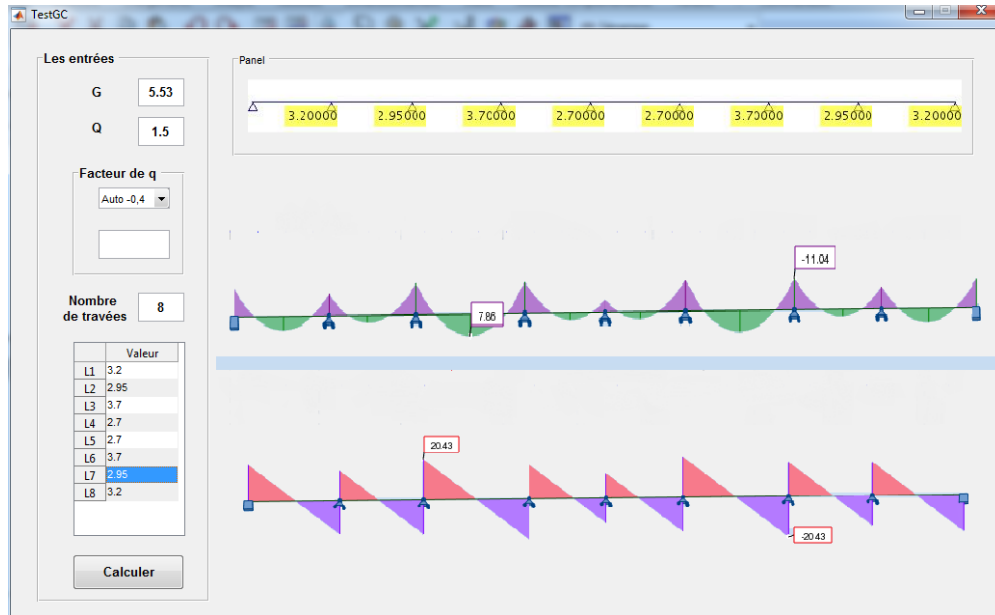


FIGURE III.4 – Diagramme des moments et des Efforts

— Conclusion :

Moment MAX en travée : $M_t = 7,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Moment MAX sur appui : $M_a = 11,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Effort MAX tranchant : $T_{Max} = 20,43 \text{ kN}$

— Types 2

1. $Q \geq \max(2G; 5 \text{ kN/m}^2)$ vérifiée.
2. Les moments d’inertie de section transversale sont les mêmes dans les différentes travées vérifiée.
3. Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,80 et 1,25 ($0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$) vérifiée.
4. La fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire

▷ E.L.U :

— Calcul des moments fléchissant :

$$M_{0_{ab}} = \frac{qu \times L_{ab}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{ab}} = 7,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0_{bc}} = \frac{qu \times L_{bc}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{bc}} = 6,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0cd} = \frac{qu \times L_{cd}^2}{8} \Rightarrow M_{0cd} = 9,66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_a = 0,4 \times M_{0ab} \Rightarrow M_a = 2,89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = 0,5 \times \max(M_{0ab}; M_{0bc}) \Rightarrow M_b = 3,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = 0,5 \times \max(M_{0bc}; M_{0cd}) \Rightarrow M_c = 4,83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 0,4 \times M_{0cd} \Rightarrow M_d = 3,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Moment en travée :**

1. **Travée AB :**

$$M_{tab} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0ab}; (1 + 0,3\alpha)M_{0ab}).$$

$$M_{tab} \geq 4,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{tab} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0ab}}{2}$$

$$M_{tab} \geq 4,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{M_{tab} = 4,57 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

2. **Travée BC :**

$$M_{tbc} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0bc}; (1 + 0,3\alpha)M_{0bc}).$$

$$M_{tbc} \geq 2,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{tbc} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_{0bc}}{2}$$

$$M_{tbc} \geq 3,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{= 3,27 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

3. **Travée CD :**

$$M_{tcd} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0cd}; (1 + 0,3\alpha)M_{0cd}).$$

$$M_{tcd} \geq 5,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{tcd} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0cd}}{2}$$

$$M_{tcd} \geq 6,11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{M_{tcd} = 6,11 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

— **Conclusion :**

$$\text{Moment en travée : } \max(M_{tab}; M_{tbc}; M_{tcd}) = 6,11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment sur appui : } \max(M_{a_a}; M_{a_b}; M_{a_c}; M_{a_d}) = 4,83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Effort tranchant : } \max(T_{a_a}; T_{a_b}; T_{a_c}; T_{a_d}) = 13,45 \text{ kN}$$

▷ **E.L.S :**

— **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{0_{ab}} = \frac{q_{ser} \times L_{ab}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{ab}} = 5,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0_{bc}} = \frac{q_{ser} \times L_{bc}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{bc}} = 4,44 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0_{cd}} = \frac{q_{ser} \times L_{cd}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{cd}} = 6,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_a = 0,2 \times M_{0_{ab}} \Rightarrow M_a = 2,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = 0,5 \times \max(M_{0_{ab}}; M_{0_{bc}}) \Rightarrow M_b = 2,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = 0,5 \times \max(M_{0_{bc}}; M_{0_{cd}}) \Rightarrow M_c = 3,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 0,2 \times M_{0_{cd}} \Rightarrow M_d = 2,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Moment en travée :**

1. **Travée AB :**

$$M_{t_{ab}} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0_{ab}}; (1 + 0,3\alpha)M_{0_{ab}}).$$

$$M_{t_{ab}} \geq 3,13 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{t_{ab}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0_{ab}}}{2}$$

$$M_{t_{ab}} \geq 3,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{M_{t_{ab}} = 3,31 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

2. **Travée BC :**

$$M_{t_{bc}} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0_{bc}}; (1 + 0,3\alpha)M_{0_{bc}}).$$

$$M_{t_{bc}} \geq 1,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{t_{bc}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_{0_{bc}}}{2}$$

$$M_{t_{bc}} \geq 2,37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{M_{t_{bc}} = 2,37 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

3. **Travée CD :**

$$M_{t_{cd}} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0_{cd}}; (1 + 0,3\alpha)M_{0_{cd}}).$$

$$M_{t_{cd}} \geq 4,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{t_{cd}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0_{cd}}}{2}$$

$$M_{t_{cd}} \geq 4,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{M_{t_{cd}} = 4,42 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

— **Conclusion :**

$$\text{Moment en travée : } \max(M_{t_{ab}}; M_{t_{bc}}; M_{t_{cd}}) = 4,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment sur appui : } \max(M_{a_a}; M_{a_b}; M_{a_c}; M_{a_d}) = 3,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Types 3**

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire

▷ **E.L.U :**

— **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{0_{ab}} = \frac{qu \times L_{ab}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{ab}} = kN \cdot m$$

$$M_{0_{bc}} = \frac{qu \times L_{bc}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{bc}} = kN \cdot m$$

— **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_a = 0,4 \times M_{0_{ab}} \Rightarrow M_a = 2,06 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_b = 0,6 \times \max(M_{0_{ab}}; M_{0_{bc}}) \Rightarrow M_b = 3,09 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_c = 0,4 \times M_{0_{bc}} \Rightarrow M_c = 2,06 \text{ kN} \cdot m$$

— **Moment en travée :**

1. **Travée AB :**

$$M_{tab} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0_{ab}}; (1 + 0,3\alpha)M_{0_{ab}}).$$

$$M_{tab} \geq 2,91 \text{ kN} \cdot m$$

- **Vérification :**

$$M_{tab} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0_{ab}}}{2}$$

$$M_{tab} \geq 3,26 \text{ kN} \cdot m$$

$$* \boxed{M_{tab} = 3,26 \text{ kN} \cdot m}$$

2. **Travée BC :**

$$M_{tbc} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0_{bc}}; (1 + 0,3\alpha)M_{0_{bc}}).$$

$$M_{tbc} \geq 2,91 \text{ kN} \cdot m$$

- **Vérification :**

$$M_{tbc} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0_{bc}}}{2}$$

$$M_{tbc} \geq 3,26 \text{ kN} \cdot m$$

$$* \boxed{M_{tbc} = 3,26 \text{ kN} \cdot m}$$

— **Conclusion :**

$$\text{Moment en travée : } \max(M_{tab}; M_{tbc}) = 3,26 \text{ kN} \cdot m$$

$$\text{Moment sur appui : } \max(M_{a_a}; M_{a_b}; M_{a_c}) = 3,09 \text{ kN} \cdot m$$

$$\text{Effort tranchant : } \max(T_{a_a}; T_{a_b}; T_{a_c}) = 9,13 \text{ kN}$$

▷ **E.L.S :**

— **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{0_{ab}} = \frac{q_{ser} \times L_{ab}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{ab}} = 3,72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0_{bc}} = \frac{q_{ser} \times L_{bc}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{bc}} = 3,72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_a = 0,4 \times M_{0_{ab}} \Rightarrow M_a = 1,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = 0,6 \times \max(M_{0_{ab}}; M_{0_{bc}}) \Rightarrow M_b = 2,23 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 0,4 \times M_{0_{bc}} \Rightarrow M_c = 1,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Moment en travée :**

1. **Travée AB :**

$$M_{t_{ab}} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0_{ab}}; (1 + 0,3\alpha)M_{0_{ab}}).$$

$$M_{t_{ab}} \geq 2,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{t_{ab}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0_{ab}}}{2}$$

$$M_{t_{ab}} \geq 2,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{M_{t_{ab}} = 2,35 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

2. **Travée BC :**

$$M_{t_{bc}} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_{0_{bc}}; (1 + 0,3\alpha)M_{0_{bc}}).$$

$$M_{t_{bc}} \geq 2,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Vérification :**

$$M_{t_{bc}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0_{bc}}}{2}$$

$$M_{t_{bc}} \geq 2,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \boxed{M_{t_{bc}} = 2,35 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

— **Conclusion :**

$$\text{Moment en travée : } \max(M_{t_{ab}}; M_{t_{bc}}) = 2,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment sur appui : } \max(M_{a_a}; M_{a_b}; M_{a_c}) = 2,23 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Types 4**

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par **la méthode forfaitaire**

▷ **E.L.U :**

— **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{0_{ab}} = \frac{qu \times L_{ab}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{ab}} = 9,66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_a = -0,4 \times M_{0_{ab}} \Rightarrow M_a = 3,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = -0,4 \times M_{0_{ab}} \Rightarrow M_b = 3,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Moment en travée :**

1. **Travée AB :**

$$M_{t_{ab}} = M_{0_{ab}} \cdot 0,85.$$

$$M_{t_{ab}} = 8,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \quad \boxed{\mathbf{M_{t_{ab}} = 8,21 \text{ kN}\cdot\text{m}}}$$

— **Effort tranchant :**

$$T_{max} = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow T_{max} = 10,44 \text{ kN}$$

— **Conclusion :**

$$\text{Moment en travée : } M_{t_{ab}} = 8,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment sur appui : } \max(M_{a_a}; M_{a_b}) = -3,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_{max} = 11,37 \text{ kN}$$

▷ **E.L.S :**

— **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{0_{ab}} = \frac{q_{ser} \times L_{ab}^2}{8} \Rightarrow M_{0_{ab}} = 6,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_a = -0,4 \times M_{0_{ab}} \Rightarrow M_a = -2,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = -0,4 \times M_{0_{ab}} \Rightarrow M_b = -2,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

— **Moment en travée :**

— **Travée AB :**

$$M_{t_{ab}} = M_{0_{ab}} \cdot 0,85.$$

$$M_{t_{ab}} = 5,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$* \quad \boxed{\mathbf{M_{t_{ab}} = 5,93 \text{ kN}\cdot\text{m}}}$$

— **Effort tranchant :**

$$T_{max} = \frac{q_{ser} \times l}{2} \Rightarrow T_{max} = 7,55 \text{ kN}$$

— **Conclusion :**

$$\text{Moment en travée : } \max(M_{t_{ab}}) = 5,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment sur appui : } \max(M_{a_a}; M_{a_b}) = -2,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_{max} = 7,55 \text{ kN}$$

III.1.4 Ferrailage

— **En travée :**

$$M_{ut}(max) = 10,08 \text{ kN.m}$$

$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ $M_{ut} < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée).

Donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire. $\mu = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,0337 < 0,186 \Rightarrow$

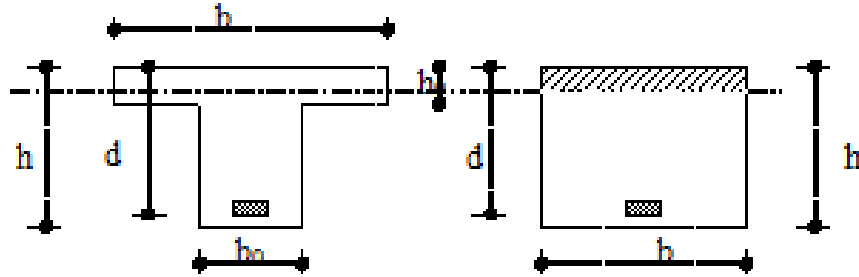


FIGURE III.5 – Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

pas d'armature comprimée

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = 1,64 \text{ cm}^2$$

— **Sur appuis :**

$$M_{amax} = 11,04 \text{ kN.m}$$

$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ $M_{ut} < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée).

$\mu = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,146 < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = 1,82 \text{ cm}^2$$

— **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

— **Résumé :**

- **En travée :** $3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :** $1HA10 + 1HA12 = 1,92 \text{ cm}^2$

III.1.4.1 Calcul des armatures transversales et de l'espacement

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \text{ mm} \Rightarrow \min(5,71; 12; 20) \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$

III.1.4.2 Selon le BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_{t1}} \geq \\ K = 0 \text{ cas de reprise de bitonnage} \\ S_{t2} \leq \\ S_{t3} \leq \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{\gamma_s(\tau - 0,3f_{tj}K)}{0,9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \\ \alpha = 90^\circ \\ \min(0,9d; 40vm) \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \end{array}$$

III.1.4.3 Selon le RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

Donc on choisir :

$$S_t = 5cm$$

$$S_t = 10cm$$

III.1.4.4 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = 0,82MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b; 5} MPa = 3,33 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ferraillages de la poutrelle (En travées) :

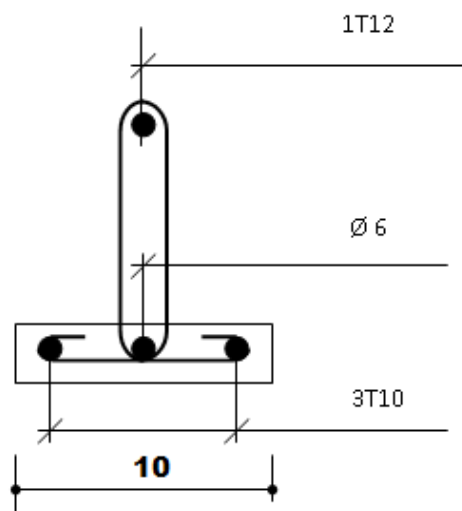


FIGURE III.6 – Ferraillages de la poutrelle (En travées)

Ferraillages de la poutrelle (Sur appuis :)

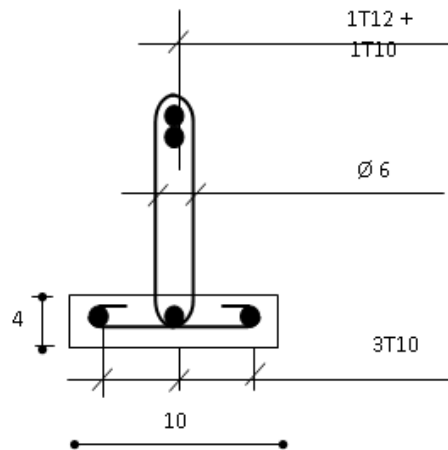


FIGURE III.7 – Ferraillages de la poutrelle (sur appuis)

III.1.5 Ferraillage de la dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression sera ferraillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferraillage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4) .

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 60cm$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$$f_e = 520MPa$$

Quadrillage de T.S520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,50cm^2/ml$$

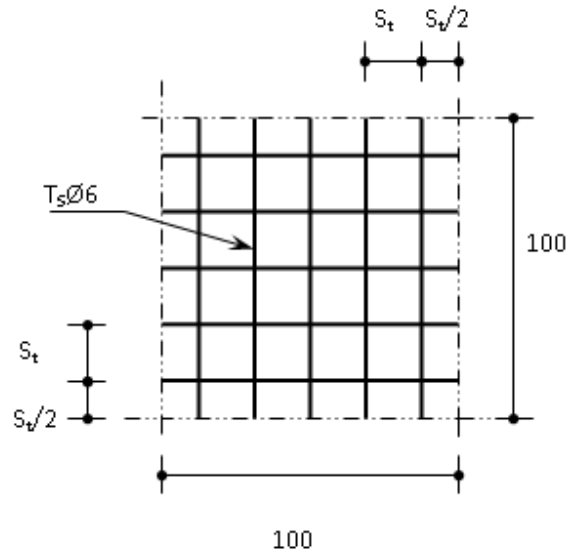


FIGURE III.8 – Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Résumé :

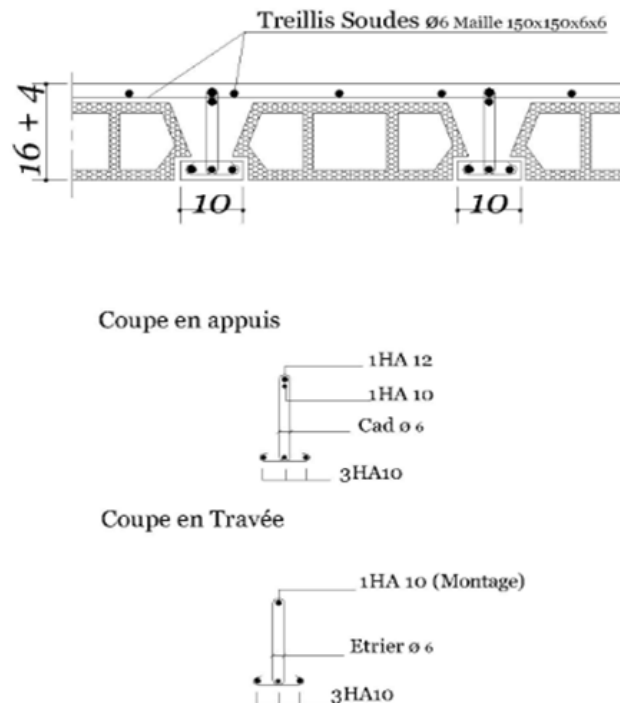


FIGURE III.9 – Détail de plancher à corps creux

III.2 Plancher à dalle pleine

III.2.1 Définition

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Elles sont destinées essentiellement au cheminement des charges verticales aux éléments porteurs

III.2.2 Etude du dalle pleine

— Dalle appuyée sur 03 cotés :

$$L_x = 1,45 \text{ m}; L_y = 5,7 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{5,7} = 0,254 \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle est travaillée dans un seul sens (X)}$$

III.2.2.1 Evaluation des charges

$$G = 5,6 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,29 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 7,98 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u L_x}{2} = 11,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_{ax} = 0,30M_x = 3,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,95M_x = 11,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

III.2.2.2 Ferrailage du balcon

$$M_{t_{max}} = 11,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{a_{max}} = 3,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H = 16 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 14,4 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_q = \frac{f_e}{\gamma_e} = 348 \text{ MPa}$$

— En travée :

$$\text{après organogramme A } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,038$$

$$\mu \leq \mu_{ab} \text{ pas armature comprimée}$$

$$A_s = 2,29 \text{ cm}^2$$

— Sur appuis :

$$\mu = 0,012 \leq \mu_{ab}$$

$$A_s = 0,71 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_t = 5HA10 (A_s = 3,93 \text{ cm}^2) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 4HA10 (A_s = 3,14 \text{ cm}^2) ; S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = 8,18 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{T}{b_0 \times d} = 0,056 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

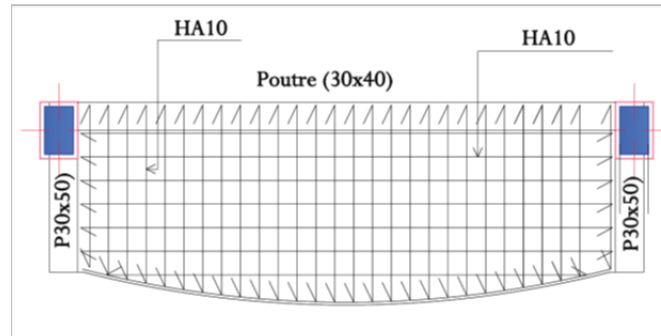


FIGURE III.10 – Schéma ferrailag de dalle pleine

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1 Les Escaliers

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...).

IV.1.1 Choix des dimensions

a) Dimensionnement des escaliers

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 h$: varie de 14 cm à 20 cm.

g : varie de 25 cm à 32 cm.

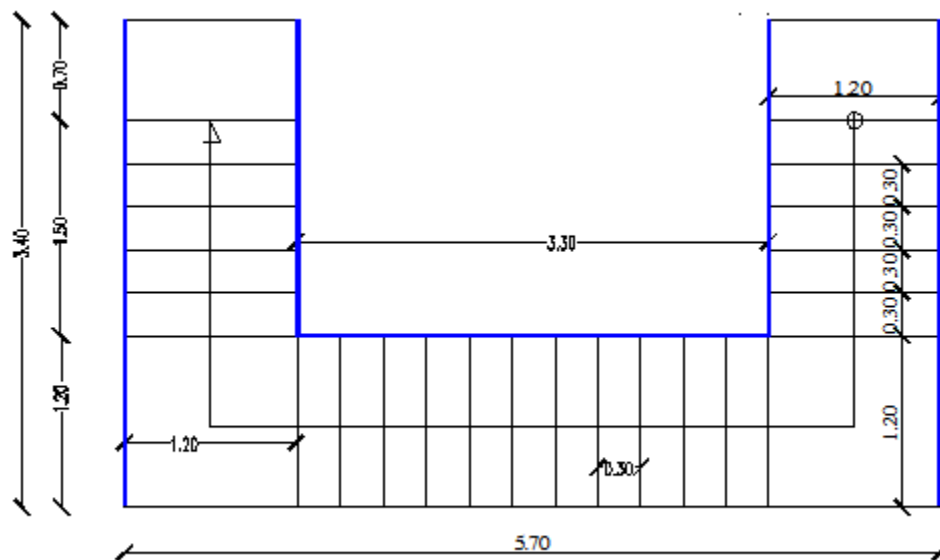


FIGURE IV.1 – Escaliers de RDC du bâtiment

— **Détermination de nombres des contres marches :**

Hauteur d'étage $H = 4,08 \text{ m}$

Hauteur de volée $h = 1,36 \text{ m}$

On prend le giron $g = 30 \text{ cm}$

$$g = 30 \text{ cm} \Rightarrow 14,5 \leq h \leq 18$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marche de volée

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12$$

Nombre de marche par volée

$$N_{max} = N_c - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ Marche par volée}$$

$$\text{La longueur de la ligne de foulée : } L_1 = g \times N_{max} = 11 \times 0,3 = 3,3 \text{ m}$$

— **Calcul de l'inclinaison de paillasse :**

$$\alpha : tg\alpha = \frac{h}{g}$$

$$tg(\alpha) = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

— **La longueur de volée est :**

$$1^{\text{er}} \text{ et } 3^{\text{ème}} \text{ partie } L = 30 \times 5 = 1,50 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ partie } L = 30 \times 11 = 3,30 \text{ m}$$

— **Calcul de l'épaisseur de la paillasse :**

$$e = L_V \left(\frac{1}{30 \cos \alpha}; \frac{1}{20 \sin \alpha} \right)$$

1ère et 3ème partie :

$$e = 150 \times \left(\frac{1}{30 \cos 29,53}; \frac{1}{20 \sin 29,53} \right) \Rightarrow e = 6 \text{ cm}$$

2ème partie :

$$e = 330 \times \left(\frac{1}{30 \cos 29,53}; \frac{1}{20 \sin 29,53} \right) \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

— **Calcul de l'épaisseur de palier :**

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

Pour $L = 1,20 \text{ m}$ On prend $e = 6 \text{ cm}$

— Calcul de h_{moy}

$$h_{moy} = \frac{a_1 + a_2}{2}$$

$$a_1 = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{6}{0,870} = 6,90 \text{ cm}$$

$$a_2 = h + a_1 = 17 + 6,90 = 23,90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = 15,40 \text{ cm}$$

IV.1.2 Calcul des sollicitations

Les revêtements sont négligeables, on ne considère que le poids propre et la surcharge d'exploitation

b) **La marche :**

$$q_{marche} = (1,35G + 1,5Q)$$

$$G_{marche} = (\gamma_b \times h_{moy}) \times g = 25 \times 0,30 \times 0,154 \Rightarrow G_{marche} = 1,155 \text{ kN/m}$$

$$Q = \frac{Q'}{E} = \frac{1,5 \text{ kN/marche}}{1,20} \Rightarrow Q = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow q_{marche} = 3,43425 \text{ kN/m}$$

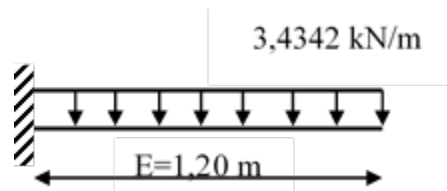


FIGURE IV.2 – Schéma statique de la marche

— **Moment fléchissant :**

$$q_{marche} = 3,43425 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = \frac{q_{marche} \cdot E^2}{2} = 2,473 \text{ kN.m}$$

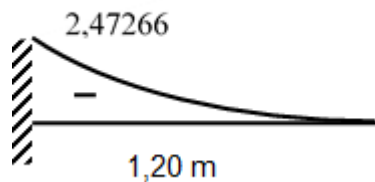


FIGURE IV.3 – Diagramme du moment fléchissant

— **Effort Tranchant :**

$$T_{max} = q_{marche} \cdot E = 3,43425 \cdot 1,20$$

$$T_{max} = 4,12 \text{ kN}$$

c) **Palier send (x) et (y) :**

$$q_{palier} = (1,35G + 1,5Q)$$

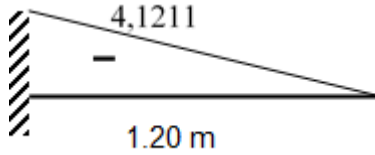


FIGURE IV.4 - Diagramme de l'effort tranchant

$$G_{palier} = (\gamma_b \times e_p) \times l = 25 \times 0,06 \times 1 \Rightarrow G_{palier} = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{palier} = 5,775 \text{ kN/m}$$

— **Moment fléchissant :**

$$q_{palier} = 5,775 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = \frac{q_{palier} \cdot E^2}{2} = 4,158 \text{ kN} \cdot m$$

— **Effort Tranchant :**

$$T_{max} = q_{palier} \cdot E = 5,775 \cdot 1,20$$

$$T_{max} = 6,93 \text{ kN}$$

IV.1.3 Ferrailage de la marche

IV.1.3.1 Ferrailage longitudinal de la marche

$$d = 0,9 \cdot h_{moy} \Rightarrow d = 13,4 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{2473}{30 \cdot (13,4)^2 \cdot 14,2} \Rightarrow \mu = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,040$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A = \frac{2473}{13,43480,983} \Rightarrow A = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 13,4 \cdot 2,1/400 \Rightarrow A_{min} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_f = \max(A; A_{min}) \Rightarrow A_f = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

IV.1.3.2 Ferrailage transversal de la marche

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{4121}{30 \cdot 13,4 \cdot 10^2} \Rightarrow \tau = 0,102 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,102 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

On prend :

$$A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

- Calcul des espacements de A_{tr}
Selon le BAEL 91 modifié 99 : [1]

$$S_{t1} \leq \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 12,06 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_{et}}{0,4b} = 11,162 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_{et}}{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj})} \text{ (négative)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \min \left\{ \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_1; \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_2; \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_3 \right\}$$

On prend :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_1 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

IV.1.4 Ferrailage du palier

IV.1.4.1 Ferrailage longitudinal du palier

$$d = 0,9 \cdot e_p \Rightarrow d = 5,4 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{4158}{100 \cdot (5,4)^2 \cdot 14,2} \Rightarrow \mu = 0,1$$

$$\mu = 0,1 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,132$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A = \frac{4158}{5,4 \cdot 348 \cdot 0,947} \Rightarrow A = 2,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 5,4 \cdot 2,1/400 \Rightarrow A_{min} = 0,652 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_f = \max(A; A_{min}) \Rightarrow A_f = 2,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } A = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.4.2 Ferrailage transversal du palier

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{6930}{100 \cdot 5,4 \cdot 10^2} \Rightarrow \tau = 0,128 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,128 \text{ MPa} < \tau_{limite} = 1,16 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2 Calcul De L'acrotère

IV.2.1 Définition

L'acrotère est destinée à l'étanchéité et à la protection. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à sa base. Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre " WP " est un moment dû à une force horizontale donnée par le **RPA99**.

IV.2.2 Evaluation des Charges

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,9675 \text{ kN/ml}$ Surcharge : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

IV.2.3 Vérification RPA

D'après le **RPA 99/Version2003 (Article 6.2.3)[2]** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :



FIGURE IV.5 – Schéma statique de l'acrotère

$$F_p = 4AC_p W_p$$

A : d'accélération de zone coefficient

$A = 0,25$ (groupe 2, zone III)

C_p : facteur de force horizontale

$C_p = 0,80$ (élément en console)

WP : poids de la console

$WP = 1,9675 \text{ t/m}^2$

D'où : $FP = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 1,9675$

$FP = 1,574 \text{ kN}$

Devenir :

$Q = 1,574 \text{ kN/ml}$

$G = 1,9675 \text{ kN/ml}$

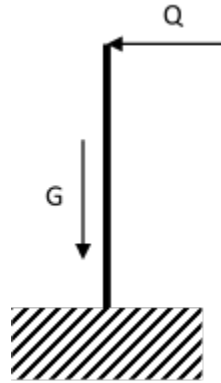


FIGURE IV.6 – Schéma statique de l'acrotère

IV.2.4 Sollicitations

a) **Etat limite ultime(ELU)**

$$M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,6527 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,9675 \text{ kN}$$

b) **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = F_p \times L = 1,1018 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_s = W_p = 1,9675 \text{ kN}$$

IV.2.5 Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

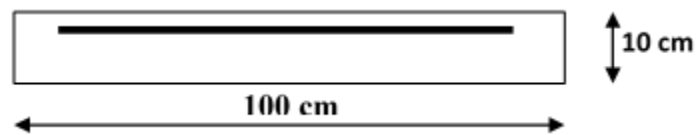


FIGURE IV.7 – Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section :

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

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

$$d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

a) **Calcul à l'ELU**

Selon l'article (A.4-4) du **BAEL91**[1], en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,838 \text{ m}$$

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

Calcul de l'élanement :

$$l_f = 2l_0 = 1,40 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} \text{ et } B = b \times h$$

$$i = 0,0288 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,40}{0,0288} = 48,611$$

$$\lambda_{max} \leq \max \left(50; \min \left(\frac{67 \times e_0}{h}; 100 \right) \right)$$

$$\lambda_{max} \leq 100$$

$$\lambda = 48,611 \leq 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement

$$\alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,4^2}{10^4 \cdot 0,10} \times 2 = 0,0117 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{7}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0,838 + 0,02 = 0,858 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,896 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 14$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) = 171,6 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u, M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

- **La sollicitation corrigée**

$$N'_u = 1,9675 \text{ kN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 1,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,0155 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0155 < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0195$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,0892 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 0,573 \text{ cm}^2$$

Le calcul de ferrailage en flexion composée

a) **Calcul à l'ELU**

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Avec $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$A'_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,0000516 \text{ m}^2$$

$$A'_s = 0,516 \text{ cm}^2$$

b) **Calcul à l'ELS**

$$N_{ser} = 1,9675 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = 1,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

* Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,559 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,0167 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport aux armatures tendues.

La contrainte du béton est donnée ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier : Selon la rectification **BAEL91 Arti.A.4.5.33**[1] (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 210,63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{bd^2} = 0,0096$$

$$\mu < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0112$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,0895 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = 0,648 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0,55 \text{ cm}^2$$

• **Vérification**

a) **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > \max(A_s; A_{ser}; A_{min})$

Qui nous donne $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

IV.2.6 Armatures de réparation

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4HA6** avec un espacement de 20 cm

IV.2.7 Vérification au cisaillement

$$\tau_{uim} = 0,07f_{c28}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 0,0236 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0,026 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{limite} = 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

Chapitre V

Etude sismique

V.1 Introduction

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants

V.2 Méthode de calcul

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, Raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction Selon RPA99/V 2003 Article (4.1.1)[2], Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- **Méthode statique équivalente**
- **Méthode d'analyse modale spectrale**
- **la méthode d'analyse dynamique**

V.3 Condition d'application

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/V 2003)[2] avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone I** : tous groupes
 - **Zone II** :
 - groupe d'usage 3.
 - groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 *m*.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 *m*.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 *m*.
 - **Zone III** :
 - groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 *m*.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 *m*.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 *m*.

V.4 Critère de classification de l'ouvrage selon les RPA99/V2003

V.4.1 Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune. Notre ouvrage est implantée dans la wilaya d'Alger donc en **zone III**

V.4.2 Classification de l'ouvrage selon son importance

Le bâtiment est à usage d'habitation et considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, il est donc classé dans le **Groupe 2**, soit paragraphe 3.2 (RPA99/V2003)[2].

V.4.3 Classification du site

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, soit tableau 3.2 (RPA99/V 2003). Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie **S2**.

V.4.4 Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R** soit paragraphe 3.4. 4.a (RPA99/V 2003)[2]

V.4.5 Classification de l'ouvrage selon sa configuration

La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses soit paragraphe 3.5 (RPA99/V 2003)[2] Ainsi on peut dire que le bâtiment est régulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé régulier.

V.5 Méthode statique équivalente

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales Orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W_T$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W_T : poids total de la structure.

V.5.1 Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/V2003[2] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Coefficients d'accélération : A

Groupe D'usage	zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.1 – Coefficient d'accélération de zone

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone III donc : **A = 0,25**

V.5.2 Facteur d'amplification dynamique moyenne D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2 = 0,4$ sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des **RPA99/Version 2003**.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 : \text{Facteur de correction de l'amortissement.}$$

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

ξ est donné par le tableau V.2

Tableau V.2 – Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Béton armé/maçonnerie	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles portiques donc on prend $\xi = 7\%$

D'où : $\eta = 0,88 \geq 0,7$

V.5.3 Estimation empirique de la période fondamentale

Par les formules 4-6 et 4-7 des **RPA99/Version 2003**[2]

On a donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : Hauteur en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des **RPA99/Version2003**.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

— Pour le sens longitudinal

$$\begin{aligned} h_N &= 34.03 \text{ m} \quad \text{et} \quad d = 27 \text{ m} \\ \text{Alors :} \quad T &= \min(0,704 \text{ s} ; 0,589 \text{ s}) & \Rightarrow \quad T = 0,589 \text{ s} \\ \text{Et :} \quad T_2(S_2) &= 0,4 \text{ s} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ D &= 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ \text{Donc :} \quad D &= 1,645 \end{aligned}$$

— Pour le sens transversal

$$\begin{aligned} h_N &= 34.03 \text{ m} \quad \text{et} \quad d = 15,20 \text{ m} \\ \text{Alors :} \quad T &= \min(0,704 \text{ s} ; 0,785 \text{ s}) & \Rightarrow \quad T = 0,704 \text{ s} \\ \text{Et :} \quad T_2(S_2) &= 0,4 \text{ s} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ D &= 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ \text{Donc :} \quad D &= 1,439 \end{aligned}$$

V.5.4 Coefficient de comportement global de la structure R

Selon le tableau [4.3] des **RPA99/Version 2003**[2] ; Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a : **R = 5**

V.5.5 Facteur de qualité Q

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, Sa valeur est donnée par le tableau [4.4] des **RPA 99/Version 2003**[2]

Tableau V.3 – Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0,05
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
Q	1,30

V.5.6 Poids total de la structure W_T

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des **RPA 99/Version 2003**[2].

- Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant $\beta = 2$

Le poids total de la structure

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donne par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017**

Tableau V.4 – Les poids totaux des différents niveaux

Niveaux(m)	W étage (kg)
Etage 1	548012
Etage 2	379276
Etage 3	330181
Etage 4	324020
Etage 5	324020
Etage 6	316251
Etage 7	316251
Etage 8	316251
Etage 9	312366
Etage 10	311948
Etage 11	372178
Etage 12	32975
poids total	3883732

Résumé des résultats :

Tableau V.5 – Récapitulatif des résultats

Paramètres	A	$D_X - D_Y$	Q	R	W(kN)	$T_X(s)$	$T_Y(s)$	η
Résultats	0,25	1,645 - 1,439	1,30	5	38837,32	0,589	0,704	0,88

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{(0,25 \times 1,645 \times 1,30 \times 38837,32)}{5} = 4128,98 \text{ kN} \\ V_y = \frac{(0,25 \times 1,439 \times 1,30 \times 38837,32)}{5} = 3611,91 \text{ kN} \end{cases}$$

V.6 Etude dynamique

V.6.1 Introduction

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS2016 et Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017 est utilisé.

V.6.2 Spectre de réponse de calcul

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

Q : facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

R : coefficient de comportement de la structure.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : par le tableau [4.2] (RPA99/2003)[2] Dans notre cas : $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,88$

$A = 0,25$ (tableau [4.1] des RPA99/Version2003)[2]

$R = 5$ (Structure mixte avec interaction - tableau [4.3] des RPA99/Version2003)[2]

$T_1 = 0,15 \text{ sec}$ (tableau [4.7] des RPA99/Version 2003)[2]

$T_2 = 0,40 \text{ sec}$ (tableau [4.7] des RPA99/Version 2003)[2]

$Q = 1,30$

V.6.3 Les dispositions des voiles

Les différentes proposées sont les suivantes :

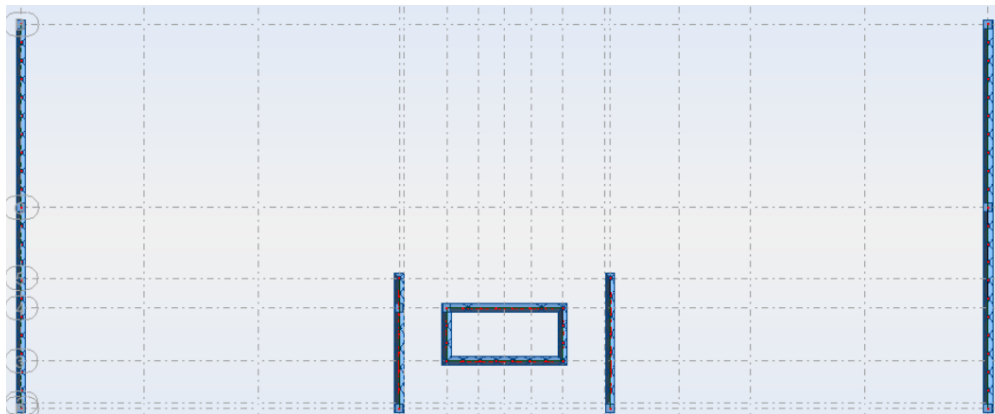


FIGURE V.1 – La 1^{ère} disposition des murs voiles et poteaux

$$T = 0,6650 \text{ sec}$$

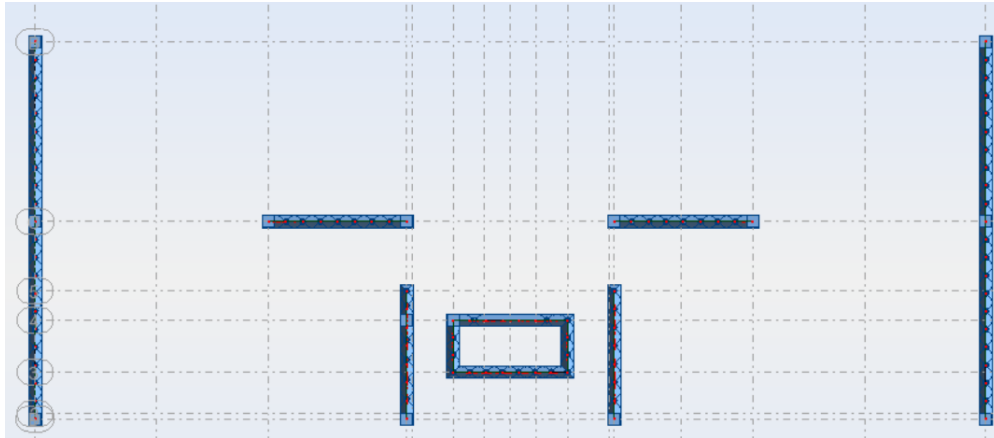


FIGURE V.2 – La 2^{ème} disposition des murs voiles et poteaux

$$T = 0,400 \text{ sec}$$

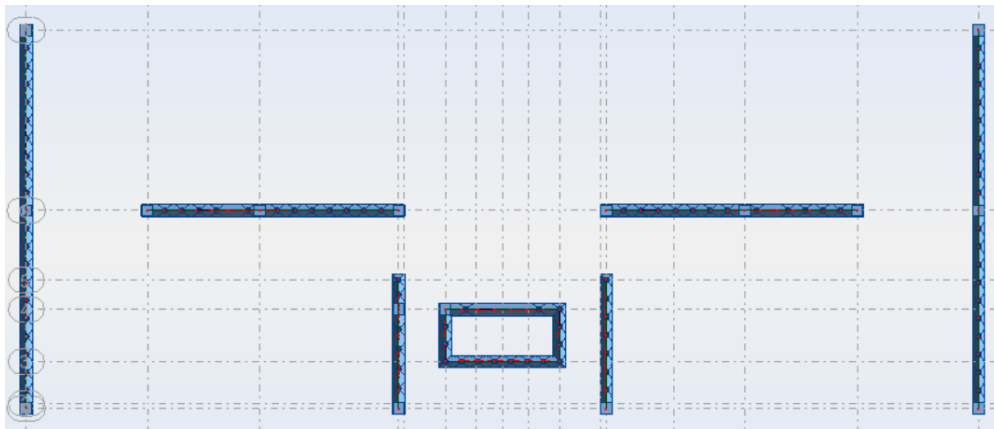


FIGURE V.3 – La 3^{ème} disposition des murs voiles et poteaux

$$T = = 0,320 \text{ sec}$$

V.6.4 Les Résultats trouvées par le logiciel

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017** sont donnés dans le tableau suivant :

V.6.5 Facteur de participation massique

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017**.

Tableau V.6 – Participation nodale massique

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	3,13	0,32	71,72	0,00	0,00	71,72	0,00	0,00
2	3,68	0,27	71,72	69,54	0,00	0,00	69,53	0,00
3	5,50	0,18	71,79	69,57	0,00	0,07	0,03	0,00
4	10,85	0,09	71,79	71,17	0,03	0,00	1,60	0,03
5	11,40	0,09	80,30	71,17	0,03	8,50	0,00	0,00
6	12,96	0,08	86,72	71,17	0,03	6,42	0,00	0,00
7	14,03	0,07	87,23	71,17	0,03	0,51	0,00	0,00
8	16,52	0,06	87,23	80,69	11,42	0,00	9,52	11,39
9	16,90	0,06	87,25	80,94	11,43	0,02	0,26	0,01
10	17,13	0,06	87,25	89,92	20,54	0,00	8,98	9,11
11	17,67	0,06	87,25	90,04	53,22	0,00	0,12	32,68
12	18,19	0,05	87,26	90,04	53,31	0,02	0,00	0,08

V.6.5.1 Résultantes des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 (art 4.3.6)[2] est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

Les réactions à la base :

Tableau V.7 – Les réactions à la base

	$\sum F_x(kN)$	$\sum F_y(kN)$
E_x	6920,76	0,02
E_y	0,05	7528,13

$$V_{x_{dynamique}} \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 6920,76 \text{ kN}$$

$$V_{y_{dynamique}} \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 7528,13 \text{ kN}$$

Tableau V.8 – Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{dynamique} (kN)$	$V_{0,8 \times statique} (kN)$	$0,8 \times V_{statique} < V_{dynamique}$
E_x	6920,76	3300,344	Condition vérifiée
E_y	7528,13	2887,048	Condition vérifiée

Vérification de déplacement :

►Justification vis-à-vis des déformations :

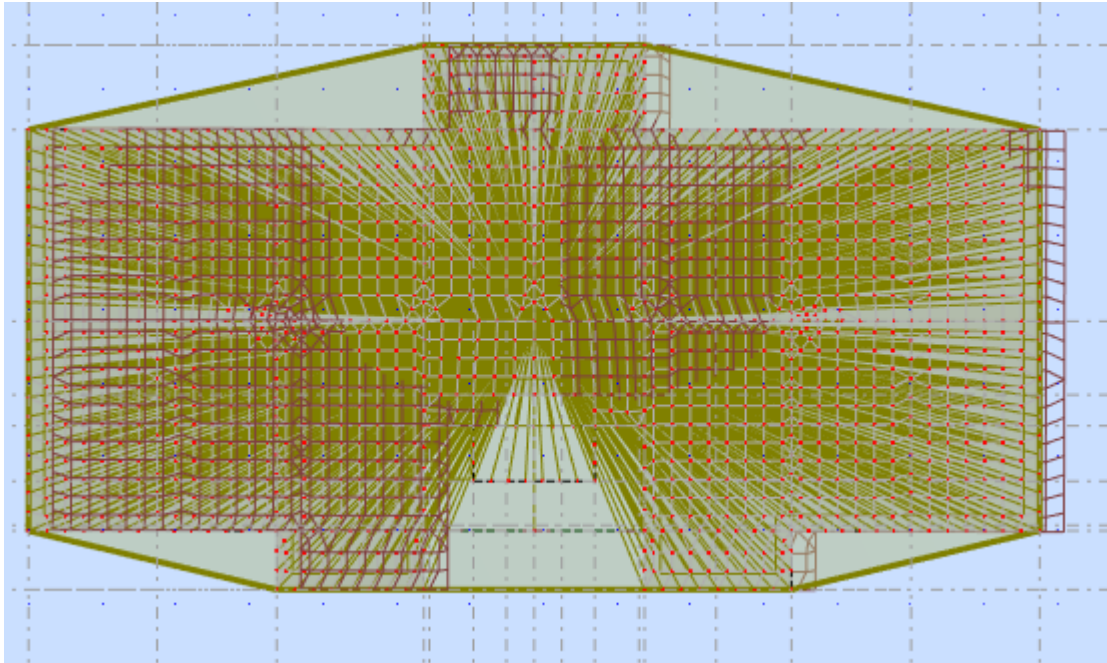


FIGURE V.4 – 1^{er} mode de déplacement de la structure à cause des efforts sismiques niveaux etage 9 sens X-Y (résultats de Robot 2017)

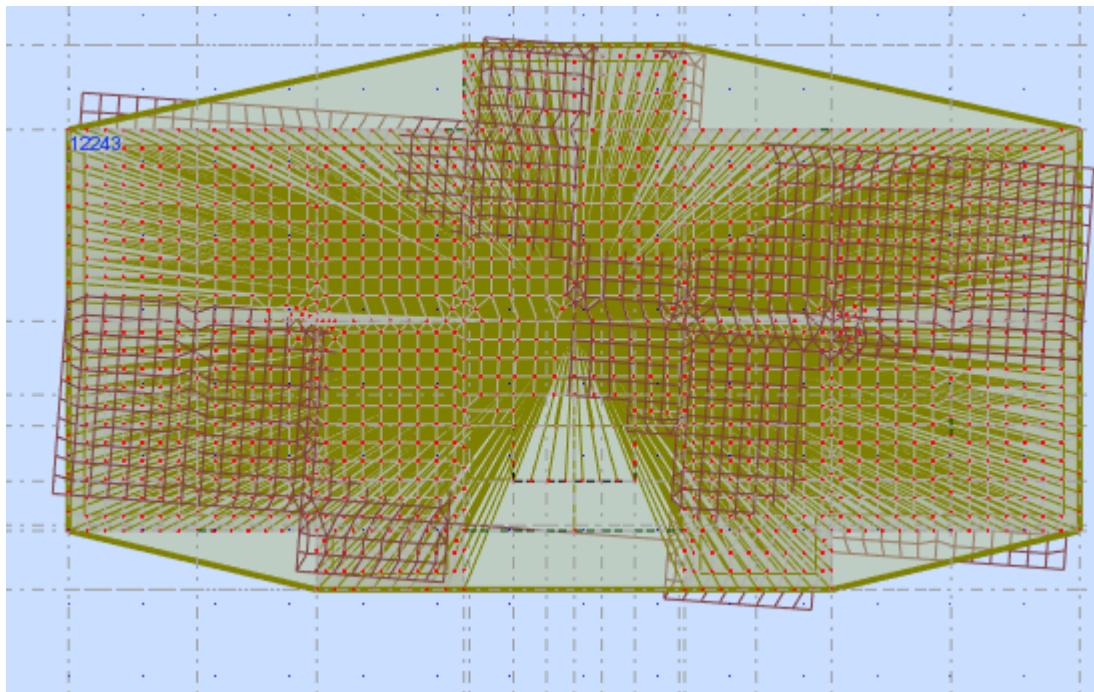


FIGURE V.5 – 3^{ème} mode de déplacement de la structure à cause des efforts sismiques niveaux etage 9 sens X-Y (résultats de Robot 2017)

Selon l’RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)[2] : Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage (h).

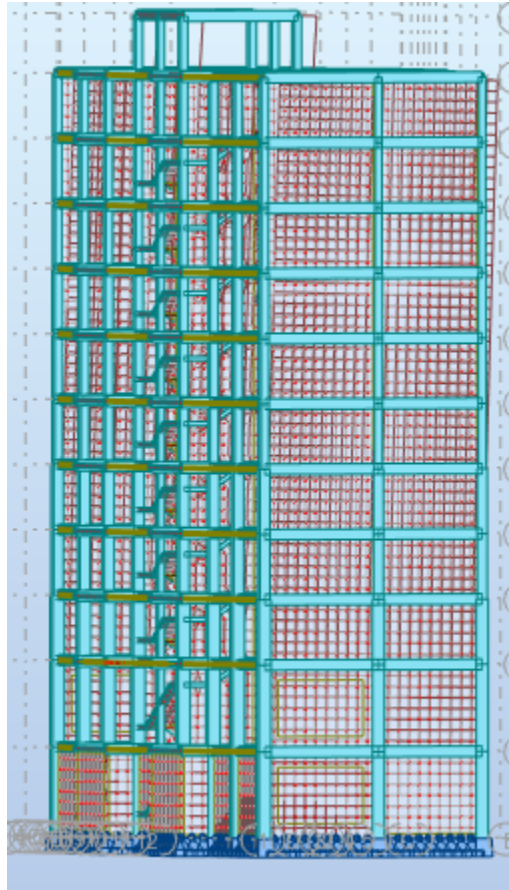


FIGURE V.6 – 2^{ème} mode de déplacement de la structure à cause des efforts sismiques vu 3D sens-X-Y (résultats de Robot 2017)

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons. D'après le RPA 99/ V 2003[2] le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .
- R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K_1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k_1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\begin{aligned} \bar{\Delta}_k (m) &= 0,01 \times 3,06 = 0,0306 \text{ (étage courant)} \\ \bar{\Delta}_k (m) &= 0,01 \times 4,08 = 0,0408 \text{ (RDC)} \end{aligned}$$

« R.P.A.99 /version 2003[2] » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage \implies Condition vérifiée

Tableau V.9 – Justification vis-à-vis des déformations

Nive	Sens $x - x$			Sens $y - y$			
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	
1	0,0016	0,0080	0,0080	0,0009	0,0045	0,0045	0,0408
2	0,0038	0,0190	0,0110	0,0021	0,0105	0,0060	0,0408
3	0,0063	0,0315	0,0125	0,0036	0,0180	0,0075	0,0306
4	0,0090	0,0450	0,0135	0,0055	0,0275	0,0095	0,0306
5	0,0117	0,0585	0,0135	0,0075	0,0375	0,0100	0,0306
6	0,0144	0,0720	0,0135	0,0097	0,0485	0,0110	0,0306
7	0,0169	0,0845	0,0125	0,0119	0,0595	0,0110	0,0306
8	0,0192	0,0960	0,0115	0,0141	0,0705	0,0110	0,0306
9	0,0213	0,1065	0,0105	0,0164	0,0820	0,0115	0,0306
10	0,0231	0,1155	0,0090	0,0185	0,0925	0,0105	0,0306
11	0,0248	0,1240	0,0085	0,0209	0,1045	0,0120	0,0306
12	0,0256	0,1325	0,0085	0,0233	0,1165	0,0120	0,0280

Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet $P\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{(P_k \Delta_k)}{(V_k h_k)} \leq 0,10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

- V_k : 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 $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Donc $\theta < 10$ dans tous les niveaux, donc l'effet $P\Delta$ est négligé.

Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum W_k \cdot b_i}{\sum F_k \cdot h_k} \geq 1,5$$

Avec :

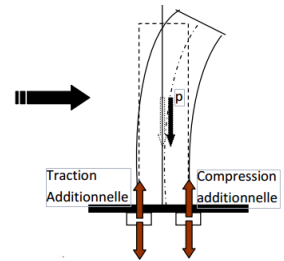


Tableau V.10 – *Justification vis-à-vis de l'effet P_{Δ} sens X-X :*

Niveau	P_k	Δ_{kx}	V_{kx}	h_k	θ
1	38615,69	0,0080	6920,76	4,08	0,011
2	34948,86	0,0110	6745,38	4,08	0,018
3	31091,53	0,0125	6466,03	3,06	0,019
4	27243,45	0,0135	6077,22	3,06	0,019
5	23395,37	0,0135	5579,05	3,06	0,018
6	19547,29	0,0135	4994,3	3,06	0,017
7	15699,21	0,0125	4308,1	3,06	0,014
8	11851,13	0,0115	3498,3	3,06	0,012
9	8003,05	0,0105	2557,49	3,06	0,010
10	4154,97	0,0090	1392,37	3,06	0,008
11	1470,36	0,0085	179,74	3,06	0,008
12	329,75	0,0085	63,76	2,80	0,0015

Tableau V.11 – *Justification vis-à-vis de l'effet P_{Δ} sens Y-Y :*

Niveau	P_k	Δ_{ky}	V_{ky}	h_k	θ
1	38615,69	0,0045	7528,13	4,08	0,005
2	34948,86	0,0060	7339,8	4,08	0,009
3	31091,53	0,0075	7048,53	3,06	0,010
4	27243,45	0,0095	6675,28	3,06	0,012
5	23395,37	0,0100	6196,86	3,06	0,012
6	19547,29	0,0110	5579,43	3,06	0,011
7	15699,21	0,0110	4836,18	3,06	0,011
8	11851,13	0,0110	3984,54	3,06	0,010
9	8003,05	0,0115	2959,69	3,06	0,010
10	4154,97	0,0105	1639,6	3,06	0,008
11	1470,36	0,0120	382,47	3,06	0,005
12	329,75	0,0120	54,09	2,80	0,002

— W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k),

W_{kG} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{kQ} : Poids dû aux charges d'exploitation.

— b_i : Centre de gravité de la structure a chaque niveau.

— F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k .

— h_k : La hauteur de l'étage k .

$$\implies \frac{\sum W_k \cdot b_i}{\sum F_k h_k} = 1,66 \geq 1,5 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\implies \frac{\sum W_k \cdot b_i}{\sum F_k h_k} = 1,57 \geq 1,5 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V.12 – Vérification au reversement sens x-x

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k * b_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} * h_k$
1	3666,83	13,760	50455,58	175,41	4,08	715,67
2	3857,33	13,761	53080,71	279,00	7,14	1992,06
3	3848,08	13,761	52953,42	388,81	10,20	3965,86
4	3848,08	13,761	52953,42	498,17	13,26	6605,73
5	3848,08	13,761	52953,42	584,75	16,32	9534,12
6	3848,08	13,761	52953,42	686,20	19,38	13298,55
7	3848,08	13,761	52953,42	809,80	22,44	181719,12
8	3848,08	13,761	52953,42	940,81	25,50	23990,65
9	3848,08	13,761	52953,42	1165,12	28,56	33275,82
10	3625,54	13,750	49851,17	1212,63	31,62	38343,36
11	529,42	13,750	7279,52	179,74	34,68	6233,38
	$\sum W_k * b_i$		531340,42	$\sum F_{ky} * h_k$		319683,32

Tableau V.13 – Vérification au reversement sens y-y

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k * b_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} * h_k$
1	3666,83	7,076	25946,48	188,33	4,08	768,38
2	3857,33	7,094	27363,89	291,27	7,14	2079,66
3	3848,08	7,094	27298,27	373,25	10,20	3807,15
4	3848,08	7,094	27298,27	478,42	13,26	6343,84
5	3848,08	7,094	27298,27	617,43	16,32	10076,45
6	3848,08	7,094	27298,27	743,25	19,38	14404,18
7	3848,08	7,094	27298,27	851,64	22,44	19110,80
8	3848,08	7,094	27298,27	1024,85	25,50	26133,67
9	3848,08	7,094	27298,27	1320,09	28,56	37701,77
10	3625,54	7,087	25694,20	1257,13	1,62	39750,45
11	529,42	4,507	2386,09	382,47	34,68	13264,05
	$\sum W_k * b_i$		272478,55	$\sum F_{ky} * h_k$		173440,40

Chapitre VI

Ferraillage des éléments porteurs

VI.1 Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude, Vu le rôle important qui jouent ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales. L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités ; doit être conformes aux règlements de calcul et de conception »RPA 99 VERSION 2003[2] ; BAEL99[1] « . Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel »Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 et ETABS 2016 « .

VI.2 Ferraillage des poutres

Les poutres sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal, ce dernier ne sera pas pris en considération dans les calculs à cause de sa valeur négligeable par rapport aux autres sollicitations. La section d'armature finale $A = \max(A_{calcul}; A_{CNF}; A_{RPA})$ tel que :

- A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.
- A_{CNF} : Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e$
- A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99[2] »Version 2003 « .

VI.2.1 Poutres principales et secondaires

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferraillage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable)

- **Combinaisons**

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **BAEL99**[1] ($1,35G + 1,5Q$) : pour déterminer le moment Max en travée.

— Situation accidentelle selon le **RPA99V2003**[2] ($G+Q \pm E ; 0,8G \pm E$) : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

• **Cas des contraintes**

Tableau VI.1 – Contraintes des matériaux

Cas des contraintes					
Situation durable	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$	$\sigma_b = 1,5$	$\sigma_{bc} = 14,2$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 348$	MPa
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\theta_{bc} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$	$\sigma_b = 1,15$	$\theta_{bc} = 18,5$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1$	$\sigma_s = 400$	MPa

VI.2.2 Calcul de ferrailage Poutres principales

On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicité

Tableau VI.2 – Contraintes et caractéristiques des Matériau

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	0,30	m
	Hauteur de la section	$h =$	0,50	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,47	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	0,025	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

• **En travée :** Combinaison utilisée (ELU)

Moment ultime due à : $1,35G + 1,5Q$

$$M_u = 78,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés } (A' = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0,091 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,119 \\ \beta = 0,952 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta \cdot d \cdot \sigma_s)} = 5,25 \text{ cm}^2. A_s \text{ réel} = 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA16$$

• **En appuis**

— **Nappe inférieure** : Combinaison utilisée ($0,8G \pm E$)

Moment ultime due à : $0,8G \pm E$

$$M_u = 83,74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0,075$$

$\mu = 0,075 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés ($A' = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0, \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,097 \\ \beta = 0,961 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta \cdot d \cdot \sigma_s)} = 4,84 \text{ cm}^2.$$

Remarque : $A_s(\text{travée}) > A_s(\text{appuie nappe inférieure})$ donc :

$$A_s(\text{travée}) = A_s(\text{appuie nappe inférieure}) = 6,03 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ réel} = 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{3HA16}$$

— **Nappe supérieure** : Combinaison utilisée (ELU)

Moment ultime due à : $1,35G + 1,5Q$

$$M_u = 137,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0,160$$

$\mu = 0,160 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés ($A' = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,160 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,095 \\ \beta = 0,962 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta \cdot d \cdot \sigma_s)} = 9,66 \text{ cm}^2. A_s \text{ réel} = 10,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{3HA16 + 3HA14}$$

• **Vérifications :**

— Pourcentage minimal d'après le **RPA99V2003 (7.5.2.1)[2]** :

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 7,5 \text{ cm}^2$$

— Pourcentage maximal d'après le **RPA99V2003 (7.5.2.1)[2]** :

$$4\%bh \text{ en zone courante } (A_{max} = 60 \text{ cm}^2)$$

$$6\%bh \text{ en zone de recouvrement } (A_{max} = 90 \text{ cm}^2)$$

— **Condition de non fragilité** :

$$A_{sl} > A_{CNF} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e = 1,7 \text{ cm}^2$$

— **La contrainte de cisaillement**

Contrainte tangente : $V_u \text{ max} = 128,99 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{bd} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

— **Vérification des contraintes**

Tableau VI.3 – Contraintes et caractéristiques des Matériau

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6,03	cm ²
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1,6$ pour $HA > 6\text{ mm}$ $\eta = 1,3$ pour $HA \leq 6\text{ mm}$ $\eta = 1$ pour rond lisse	η	1,6	
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	45	cm

Tableau VI.4 – Contraintes et caractéristiques des matériaux

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	57,20kN·m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	$y = 13,73\text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	1440474 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	3970915,894N/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	0,55 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	18,62 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	0,55 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = (f_e)$	18,62 < 400 vérifiée

VI.2.3 Armatures transversales

D'après le BAEL 91[1] :

$$\phi t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi 1\right) \text{ cm} = \text{Min}(14, 28; 30; 14)$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

D'après le RPA99V2003[2] :

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0,3\% S_t b$

- **Pour la zone nodale**

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi 1\right) = 12,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

- **Pour la zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} : A_t \geq 0,3\%(10)(30) = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} : A_t \geq 0,3\%(20)(30) = 1,8 \text{ cm}^2.$$

On adopte $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement dans :

- zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$
- zone courante $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.2.4 Calcul de ferrailage Poutres secondaires

On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée

Tableau VI.5 – caractéristiques des matériaux et Géométrie

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	0,30	m
	Hauteur de la section	$h =$	0,40	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,37	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	0,03	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

- **En travée :** Combinaison utilisée (ELU)

Moment ultime due à : $1,35G + 1,5Q$

$$M_u = 40,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0,074$$

$\mu = 0,074 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés ($A' = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,074 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,096 \\ \beta = 0,962 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta \cdot d \cdot \sigma_s)} = 3,37 \text{ cm}^2. A_s \text{ réel} = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA14$$

• **En appuis**

— **Nappe inférieure** : Combinaison utilisée ($0,8G \pm E$)

Moment ultime due à : $0,8G \pm E$

$$M_u = 46,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0,064$$

$\mu = 0,064 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés ($A' = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0, \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,083 \\ \beta = 0,967 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta \cdot d \cdot \sigma_s)} = 3,31 \text{ cm}^2.$$

Remarque : $A_s(\text{travée}) > A_s(\text{appuie nappe inférieure})$ donc :

$$A_s(\text{travée}) = A_s(\text{appuie nappe inférieure}) = 4,62 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ réel} = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA14$$

— **Nappe supérieure** : Combinaison utilisée (ELU)

Moment ultime due à : $1,35G + 1,5Q$

$$M_u = 40,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0,073$$

$\mu = 0,073 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés ($A' = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,073 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,095 \\ \beta = 0,962 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta \cdot d \cdot \sigma_s)} = 3,35 \text{ cm}^2. A_s \text{ réel} = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA14$$

• **Vérifications :**

— Pourcentage minimal d'après le **RPA99V2003 (7.5.2.1)[2]** :

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

— Pourcentage maximal d'après le **RPA99V2003 (7.5.2.1)[2]** :

$$4\%bh \text{ en zone courante } (A_{max} = 48 \text{ cm}^2)$$

$$6\%bh \text{ en zone de recouvrement } (A_{max} = 72 \text{ cm}^2)$$

— **Condition de non fragilité** :

$$A_{sl} > A_{CNF} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e = 1,34 \text{ cm}^2$$

— **La contrainte de cisaillement**

Contrainte tangente : $V_u \text{ max} = 59,57 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{bd} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

— **Vérification des contraintes**

Tableau VI.6 – Contraintes et caractéristiques des matériaux

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	4,62	cm ²
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1,6$ pour $HA > 6\text{ mm}$ $\eta = 1,3$ pour $HA \leq 6\text{ mm}$ $\eta = 1$ pour rond lisse	η	1,6	
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	40	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	36	cm

Tableau VI.7 – Vérification des contraintes

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	29,57kN·m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	$y = 10,79\text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	741750 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	7711492,743N/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	0,83 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	29,16 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	0,83 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = (f_e)$	29,16 < 400 vérifiée

VI.2.5 Armatures transversales

D'après le BAEL 91[1] :

$$\phi t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi 1\right) \text{ cm} = \text{Min}(11, 4; 30; 14)$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0,3\% S_t b$

- Pour la zone nodale

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi 1\right) = 12,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Pour la zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} : A_t \geq 0,3\%(10)(30) = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} : A_t \geq 0,3\%(20)(30) = 1,8 \text{ cm}^2.$$

On adopte $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement dans :

— zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

— zone courante $S_t = 20 \text{ cm}$

Ferraillage des poutres principales (30×50) :

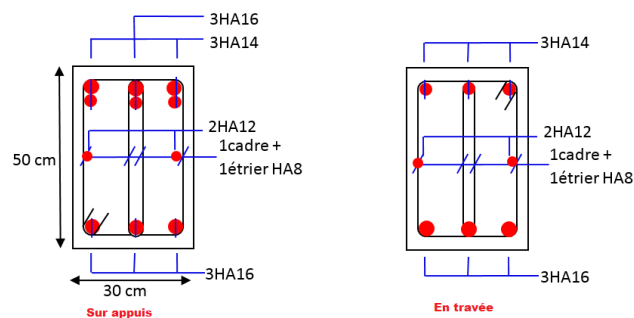


FIGURE VI.1 – Ferraillage des poutres principales (30×50)

Ferraillage des poutres principales (30 × 40) :

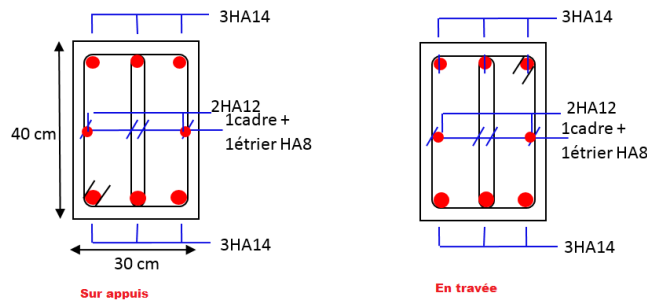


FIGURE VI.2 – Ferraillage des poutres principales (30 × 40)

VI.3 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Tableau VI.8 – Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (Type1 FeE40)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

VI.3.1 Les combinaisons de calcul

- E.L.U : $1,35G + 1.5Q$ Selon **CBA93**[4]
- Accidentels : $G + Q \pm 1.2E$ Selon **RPA99**[2]
- Accidentels : $0.8G \pm E$ Selon **RPA99**[2]

La section d'acier sera calculée pour les trois cas suivants :

- $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

Avec :

N_{max} : effort normal maximum

N_{min} : effort normal minimum

M_{max} : moment maximum

VI.3.2 Recommandations des règles parasismique algérien RPA99

VI.3.2.1 Ferrailage minimal et maximal d'après RPA99/Version2003

Le pourcentage minimale de l'acier sera de :

$$0.9\% \text{ en zone III}$$

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

$$\begin{aligned} &4\% \text{ en zone courante.} \\ &6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{aligned}$$

VI.3.2.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_\alpha \cdot \nu_\mu}{h \cdot f_e}$$

Avec :

ν_μ : est l'effort tranchant de calcul

h : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_α : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

t : Est l'espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{En zone I et II}$$

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{En zone III}$$

– Zone courante :

$$t \leq 15\phi \Rightarrow \text{En zone I et II}$$

$$t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi\right) \Rightarrow \text{En zone III}$$

Où : ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

VI.3.2.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \tau_{bu}$$

VI.3.3 Exemple de calcul

Notre exemple de calcul sera un poteau $35 \times 60\text{cm}^2$ qui se trouve aux niveaux Sous sol, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Tableau VI.9 – Valeurs des sollicitations du poteau $35 \times 60\text{cm}^2$ le plus sollicité

Combinaison	1 ^{er} cas $1,35G + 1,5Q$		2 ^{ème} cas $G + Q \pm 1,2E$		3 ^{ème} cas $0,8G \pm E$		V_{max} (kN)
	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.m)	M_{Max} (kN.m)	N_{corr} (kN)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.m)	
35 × 60	1324,77	41,35	65,92	404,47	-159,31	7,22	101,62

Tableau VI.10 – Contraintes et caractéristiques des Matériau

Données				
Géométrie	Largeur de poteau	$b =$	0,35	m
	Hauteur de la section	$h =$	0,60	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,57	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	0,03	m
	Longueur de poteau	$L =$	4,08	m
	Longueur de flambement (0,7l)	$L_f =$	2,856	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		

VI.3.3.1 Ferrailage longitudinal

— 1^{er} cas :

$$N_{max} = 1324,77 \text{ kN}$$

$$M_{corr} = 41,35 \text{ kN.m}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = 0,031 \text{ m}$$

$$e_G \leq \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL91[1] on a :

Tableau VI.11 – Résultats de calcul compression simple du poteau $35 \times 60 \text{ cm}^2$

Résultats				
Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	$u =$	1,90	m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3)/12$	$I_{min} =$	0,002144	m^4
Aire de la section	$(a \times b)$	$B =$	0,2100	m^2
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0,02) \times (b - 0,02)$	$B_r =$	0,1914	m^2
Longueur de flambement	$L_f = 0,7L_o$	$L_f =$	2,86	m
Rayon de giration	$\sqrt{(I_{min}/B)}$	$i =$	0,1010	m
Elancement	(L_f/i)	$\lambda =$	28,27	
Control :	$Elancement < 70$	Control :	vérifié	
Coefficient d'élancement	$si \lambda > 50 : a = (0,6(50/\lambda)^2)/K$	$a =$	0,752	
	$si \lambda < 50 : a = (0,85/(1 + 0,2(\lambda/35)^2))/K$			
Section théorique d'acier	$[(N_u/a) - ((B_r \times F_{c28})/1,35)] \times (1,15/F_e)$	$A_{th} =$	-51,25	cm^2
Section maximale d'acier	$(5\%B)$	$A_{max} =$	105,00	cm^2
Section de calcul minimale	$max(0,2\%B; 4 \times u; A_{th})$	$A_{sc} =$	7,60	cm^2
Control :	$A_{sc} < A_{max}$	Control :	vérifié	

— 2^{ème} cas : $M_{max} = 65,92 \text{ kN.m}$

$$N_{corr} = 404,47 \text{ kN}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = 0,162 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} \rightarrow \text{compression excentrée.}$$

$$e_G > 0 \text{ N'u est appliqué au-dessus de } G_0$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,76 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_G + e_a$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l_0}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 16,2 + 2 = 18,2 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,76 \text{ cm} < \min(15; 20 \cdot \frac{e_1}{h}) = 6,067 \text{ cm}$$

Donc le calcul du ferrailage est en flexion devie dans le deux sens X ey Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moment fléchissant My et Mz.

Calculés avec **EXPERT 2010**

Résultats :

$$\begin{aligned} \text{Section théorique } A_{s1} &= 2HA16 + 2HA14 = 7,1 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{Section théorique } A_{s2} &= 4HA12 = 4,5 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

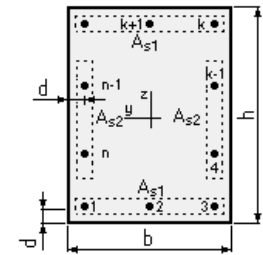


FIGURE VI.3 – Disposition générale des armatures sur les poteaux

- **3^{ème} cas :** $N_{min} = -159,31 \text{ kN}$
 $M_{corr} = 7,22 \text{ kN.m}$
 $e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = -0,045 \text{ m}$
 $e_G \leq \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} \rightarrow$ compression centrée.

Le calcul se fait en compression simple ; D’après le BAEL91[1] on a :

Tableau VI.12 – Résultats de calcul de la compression simple du poteau 35 × 60cm²

Résultats				
Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	$u =$	1,90	m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3)/12$	$I_{min} =$	0,002144	m ⁴
Aire de la section	$(a \times b)$	$B =$	0,2100	m ²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	$B_r =$	0,1914	m ²
Longueur de flambement	$L_f = 0,7L_o$	$L_f =$	2,86	m
Rayon de giration	$\sqrt{(I_{min}/B)}$	$i =$	0,1010	m
Elancement	(L_f/i)	$\lambda =$	28,27	
Control :	$Elancement < 70$	Control :	vérifié	
Coefficient d’elancement	$si \lambda > 50 : a = (0,6(50/\lambda)^2)/K$	$a =$	0,752	
	$si \lambda < 50 : a = (0,85/(1 + 0,2(\lambda/35)^2))/K$			
Section théorique d’acier	$[(N_u/a) - ((B_r \times F_{c28})/1,35)] \times (1,15/F_e)$	$A_{th} =$	-107,99	cm ²
Section maximale d’acier	$(5\%B)$	$A_{max} =$	105,00	cm ²
Section de calcul minimale	$\max(0,2\%B; 4 \times u; A_{th})$	$A_{sc} =$	7,60	cm ²
Control :	$A_{sc} < A_{max}$	Control :	vérifié	

1. La section d’acier minimale :

- Selon le BAEL 91 modifiée 99 [1] : $A_{min} = \max(4\%2(b + h); 0,2\%(b \times h))$
 $A_{min}(BAEL) = 7,6 \text{ cm}^2$
- Selon le RPA99 version 2003 : $A_{min} = 0,9\%(b \times h)$
 $A_{min}(RPA) = 18,9 \text{ cm}^2$

2. Le ferrailage de section adoptée : $A_{cal} = \max(A_u; A_{min}(BAEL); A_{min}(RPA))$
 $A_{cal} = 18,9 \text{ cm}^2$

$$A_{adoptée} = 10HA16 = 20,11 \text{ cm}^2$$

On a suivi les mêmes étapes pour les autres niveaux et les autres poteaux, les résultats sont représentés sous forme des tableaux.

Tableau VI.13 – Ferrailage des poteaux

Section poteaux (cm^2)	$A_{calculée} (max)$ (cm^2)	$A_{min} (BAEL)$ (cm^2)	$A_{min} (RPA)$ (cm^2)	Choix de l'armature adoptée
35 × 60	-107,99	7,60	18,9	10HA16
35 × 50	-47,70	6,80	15,75	8HA16
35 × 40	-40,17	6,00	12,60	8HA16
35 × 35	-44,63	5,60	11,03	6HA16
30 × 30	-27,58	4,80	8,10	6HA14

VI.3.3.2 Vérification de l'effort Tranchant

La fissuration est peu nuisible

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

$$\tau = \frac{T_{MAX}}{b \cdot d \cdot 100}$$

on doit avoir $\tau \leq \bar{\tau}$

Tableau VI.14 – Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux

Section poteaux (cm^2)	T_{MAX} (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
35 × 60	74,14	0,393	3,33	C.V
35 × 50	43,18	0,274	3,33	C.V
35 × 40	37,94	0,301	3,33	C.V
35 × 35	39,32	0,356	3,33	C.V
30 × 30	2,44	0,030	3,33	C.V

VI.3.3.3 Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par les noeuds poteau poutre; la jonction pour recouvrement doit être si possible à l'extérieur de la zone nodale.

$$\bar{h} = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$$

$$\bar{L} = 2h$$

Tableau VI.15 – Détermination de la zone nodale

Section poteaux (cm ²)	h _e (cm)	h _e /6 (cm)	b (cm)	h (cm)	h̄ (cm)	L̄ (cm)
35 × 60	408	68	35	60	68	120
35 × 50	306	51	35	50	60	100
35 × 40	306	51	35	40	60	80
35 × 35	306	51	35	35	60	70
30 × 30	408	68	30	30	68	60

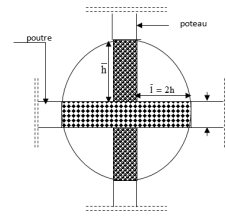


FIGURE VI.4 – Schéma de la zone nodale

VI.3.3.4 Armatures transversales

— **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99 version 2003[2]

La zone nodale :

$$St \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) \text{ on prendra } St = 10 \text{ cm}$$

La zone courante :

$$St \leq 15\phi_l \text{ on prendra } St = 15 \text{ cm}$$

— **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(17; 16; 35)$$

on ponde : $\phi_t = 8mm$

VI.4 Ferrailage des voiles

VI.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

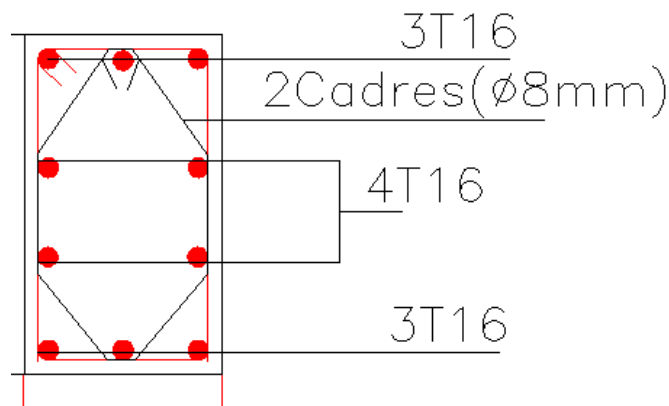


FIGURE VI.5 – Schéma représentatif du ferrailage du poteau 35 × 60

VI.4.2 Ferrailage des trumeaux

VI.4.2.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'action dues aux charges verticales à prendre en compte sont données ci-dessous :

▷ Selon le **B.A.E.L 91 modifiée 99**[1] (situation durable transitoire) :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5G \\ G + G \end{cases}$$

▷ Selon le **R.P.A 99 version 2003**[2] (situation accidentelle) :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Nous utilisons les combinaisons du **RPA99** pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

VI.4.2.2 Aciers Verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99**[2]

Les armatures verticales sont déterminées suivant les étapes de calcul définies ci-dessous :

1. On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la **RDM**.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = -0,76 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} = 0,80 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

A : section du béton.

V, V' : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

I : moment d'inertie du trumeau.

2. On détermine les efforts agissant dans chaque bande et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

1^{ere} cas : Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

2^{eme} cas : Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

3^{eme} cas : Section entièrement tendue (**S.E.T**)

VI.4.2.3 Aciers Horizontaux

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ .selon l'article (7.7.4.2) de **RPA 99 v2003**[2]

VI.4.2.4 Règles communes

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

— L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 \cdot e$$

Selon l'article 7.7.4.3 de RPA 99 v2003[2]

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

— Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

— Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

— Les armatures de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.4.2.5 Ferrailage minimale : (selon RPA99 version 2003) [2]

— Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%** de la section du béton tendu (**Art 7.7.4.1**).

— Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile égale à **0,15%**. (**Art7.7.4.3**)
- En zone courante égale à **0,10%**

VI.4.2.6 Vérification des contraintes

— Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\sigma_u = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq \bar{\sigma}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V$$

VI.4.2.7 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V ($L = 5,7m$) $M = 1251,38kN.m$; $I = \frac{0,20 \times 5,7^3}{12} = 3,25m^4$
 $\Omega = 1,16m^2$
 $N = 24,73kN$; $V = \frac{h}{2} = 2,04m$

1. Calcul de L' :

$$L_t = L \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,82 m$$

$$L' = L - L_t = 2,98 m$$

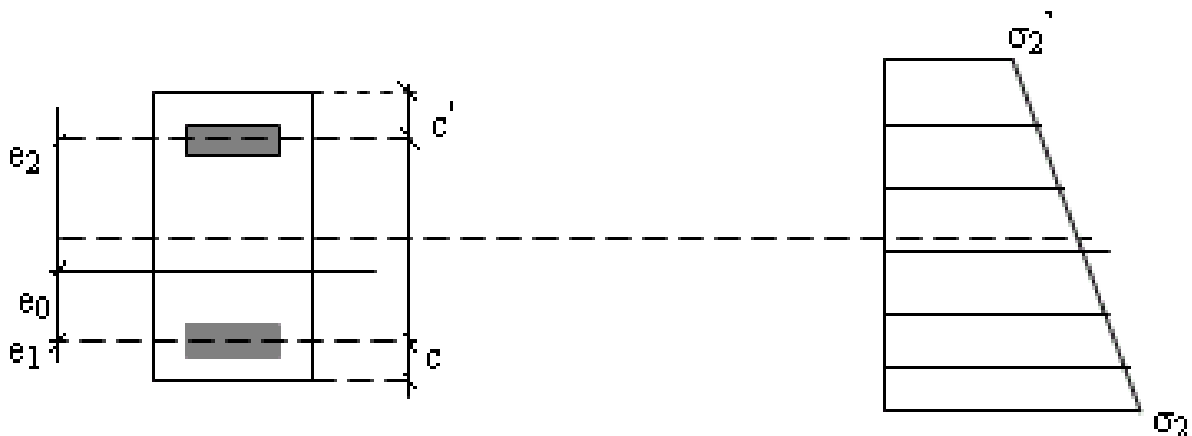
$$d \leq \min \left(\frac{5,7}{2}; \frac{2}{3} \times 2,98 \right) = 1,9 m$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2 = 0(d = L_t)$

$$\begin{cases} \sigma'_1 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = -0,76 MPa \\ \sigma'_2 = \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} = 0,80 MPa \end{cases}$$

$$\Rightarrow N_1 = -212,8kN \text{ et } M_1 = 198,246 kN.m$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,93m < d/6$ et N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue). Avec :



$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 2,9/2 - (-0,93) - 0,05 = 2,33 m$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 4,08/2 + (-0,93) - 0,05 = 1,06 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 5,85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A'_s = 8,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml} / \text{face} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2. **Armatures minimales exigées par les RPA 99/Version2003[2] :**

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003[2] :

$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t = 11.28 \text{ cm}^2$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} / \text{ml} / \text{face} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. **Armatures minimales minimal BAEL91 [1] :**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 12,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} / \text{ml} / \text{face} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_s; A_{min}; A_{RPA}) = 12,24 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie :

$$A_s = 2 \times 0,98 \times (4,08/2) = 3,99 \text{ cm}^2. (\text{Pour les 2 faces})$$

En zone courante : soit **6HA12** ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit **6HA12** ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

Sens verticale :

$$\text{On prend : } A_v = 6HA12 + 6HA12 \rightarrow A_v = 13,58 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinale :

$$A_L = A_v / 4 = 13,58 / 4 = 3,395$$

$$\text{On prend } A_L = 6HA10 = 4,74 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

D'après le RPA99[2] l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend $S = 10 \text{ cm}$ la zone d'about

On prend $S = 20 \text{ cm}$ la zone courante

VI.4.2.8 Vérification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b;5 \text{ MPa}} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u \text{ max} = 352,99 \text{ kN} ; \tau_u = 0,48 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Chapitre VII

Etude du voile périphérique

VII.1 Introduction

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ceux sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche)

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : une pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

VII.2 Etude du mur voile périphérique

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

D'après le (RPA99Version 2003)[2], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 *cm*.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

VII.2.1 Epaisseur du mur

L'épaisse (*e*) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur : $h_e = 4,08 - 0,50 = 3,58 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{3,58}{25} = 0,143 \text{ m}$$

on opte pour une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{5,7} = 0,72 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

VII.2.2 Calcul de la poussée des terres

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(5,7 \times 4,08) m^2$.

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par “q” due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \gamma \cdot h_e \cdot A \text{ Avec :}$$

γ : poids volumique des terres $\gamma = 18kN/(m^3)$

A : coefficient de poussée

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

ϕ : angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\phi = 30^\circ$

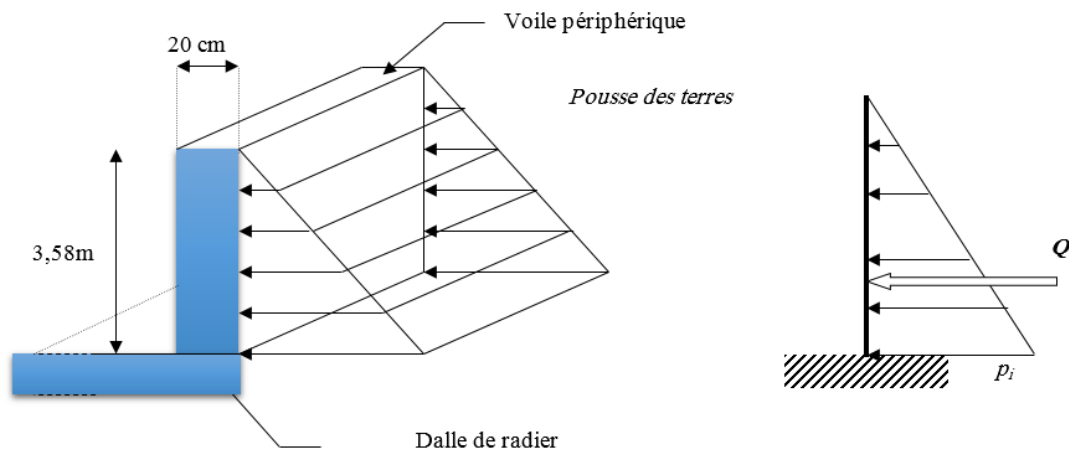


FIGURE VII.1 – schéma statique d'un voile périphérique

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right)$$

$$A = 0,333$$

VII.2.2.1 Calcul des sollicitations

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

— En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y}$$

— En appui :

$$M_{ax} = -0,4 \cdot M_{0x}$$

$$M_{ay} = -0,4 \cdot M_{0y}$$

▷ **Combinaison fondamentale :**

$$\mathbf{E.L.U.R} : q_u = 1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A \cdot 1m \rightarrow 1,35 \cdot 18 \cdot 4,08 \cdot 0,333 \cdot 1 = 33,01 kN/ml$$

$$\mathbf{E.L.S} : q_{ser} = \gamma \cdot h_e \cdot A \cdot 1m = 18 \cdot 4,08 \cdot 0,333 \cdot 1 = 24,46 kN/ml$$

VII.2.2.2 Calcul des moments

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 – Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée

Le panneau considéré		E.L.U.R	E.L.S
L_x (m)		4,08	4,08
L_y (m)		5,70	5,70
α		0,716	0,716
μ_x		0,0671	0,0731
μ_y		0,4471	0,5940
Moments isostatiques	$(M_{0x} \text{ kN.m})$	36,871	29,764
	$(M_{0y} \text{ kN.m})$	16,49	17,68
Moments en travée	$(M_{tx} \text{ kN.m})$	31,341	25,300
	$M_{ty} \text{ kN.m}$	14,012	15,028
Moments en appui	$(M_{ax} \text{ kN.m})$	-14,749	-11,906
	$(M_{ay} \text{ kN.m})$	-6,594	-7,072

VII.2.3 Calcul du ferrailage

▷ **E.L.U.R :**

Le sens X :

a) **En travée :**

Calcul d'une section rectangulaire ($b \times e$) avec $b = 100cm$ et $e = 20cm$.

$$d = 0,9 \cdot e = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{31,341 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot \sigma_{14,2}} = 0,068$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,088$$

$$\beta = 0,944$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 5,19 \text{ cm}^2$$

b) **En appui :**

$$M_{ux}^a = 14,749 \text{ kN.m}$$

$$A_u^a = 2,39 \text{ cm}^2$$

Le sens Y :

a) **En travée :**

Calcul d'une section rectangulaire ($b \times e$) avec $b = 100\text{cm}$ et $e = 20\text{cm}$.

$$M_{uy}^t = 14,012 \text{ kN.m}$$

$$A_u^t = 2,27 \text{ cm}^2$$

b) **En appui :**

$$M_{uy}^a = 6,594 \text{ kN.m}$$

$$A_u^a = 1,06 \text{ cm}^2$$

▷ **E.L.S :**

Fissuration préjudiciable il faut calculer les armatures.

Le sens X :

a) **En travée :**

$$M_{Serx}^t = 25,300 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9 \cdot e = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{Serx}^t}{b \cdot d^2 \bar{\sigma}_s} = 0,0039$$

$$\lambda = 1 + 30 \cdot \mu_1 = 1,116$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0,848$$

$$\varphi = 32^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\varphi}{3}) = 0,301$$

$$k_1 = 15(1 - \alpha_1)/\alpha_1 = 34,834$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = 5,788 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ il n'y'a pas d'armature comprimée

$$A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,899$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = 7,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) **En appui :**

$$M_{Serx}^a = 11,906 \text{ kN.m}$$

$$A_{ser}^a = 3,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :

a) **En travée :**

$$M_{Sery}^t = 15,028 \text{ kN.m}$$

$$A_{ser}^t = 4,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) **En appui :**

$$M_{Sery}^a = 7,072 \text{ kN.m}$$

$$A_{ser}^a = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▷ **Armatures minimales :**

R.P.A : $[2]A_{min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$

B.A.E.L[1] : $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e = 2,17 \text{ cm}^2/ml$

▷ **Choix d'armatures :**

Le sens x :

a) **En travée :**

$$A_x^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{minBAEL}; A_{minRPA})$$

$$A_x^t = 7,75 \text{ cm}^2/ml$$

On prendra : 7HA12 = 7,92 cm²/ml

b) **En appui :**

$$A_x^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{minBAEL}; A_{minRPA})$$

$$A_x^a = 3,53 \text{ cm}^2/ml$$

On prendra : 4HA12 = 4,52 cm²/ml

Le sens y :

a) **En travée :**

$$A_y^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{minBAEL}; A_{minRPA})$$

$$A_y^t = 4,50 \text{ cm}^2/ml$$

On prendra : 4HA12 = 4,52 cm²/ml

b) **En appui :**

$$A_y^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{minBAEL}; A_{minRPA})$$

$$A_y^a = 2,17 \text{ cm}^2/ml$$

On prendra : 2HA12 = 2,26 cm²/ml

Chapitre VIII

Etude des fondations

VIII.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir : le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation est fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.2 Caractéristiques géométriques du sol

Le sol de site ferme est composé de trois couches et de :

$$\sigma_{sol} = 1,9bars$$

VIII.3 Etude des longrines

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles
- Rigidifier l'infrastructure
- Empêcher le déplacement des semelles
- les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : RPA99 art (10.1.1.b)[2]

$$Q = \frac{N_{max}}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N_{max} : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravités apportées par les points d'appuis solidarités.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

Dans notre cas on optera pour les longrines de section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Dans notre cas $\alpha = 12$

$N_{max} = 1220,61 \text{ kN}$

$$Q = \frac{1220,61}{12} = \geq 20 \text{ kN}$$

$$A = \frac{Q}{\sigma_s} = \text{cm}^2$$

On outre :

Le (RPA99v2003)[2] préconise une section minimale d'armatures de l'ordre $0,6\%b \cdot h = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6,30 \text{ cm}^2$ on adopte $6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$

VIII.3.1 Les armatures transversales

Elles doivent être telles que :

$$\phi_L = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{100}; \phi_L^{min} \right)$$

$$\phi_L = 8mm$$

On adopte un cadre et un étrier en $\phi 8 (A_t = 1,51 \text{ cm}^2)$

l'espacement entre les armatures transversales est :

$$S_t \leq \min(20cm; 15\phi) = \min(20cm; 18cm)$$

On adopte un espacement : $S_t = 18 \text{ cm}$

fig : Ferrailage des longrines

VIII.4 Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres suivants :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

ELU : $N_u = 1,35G_T + 1,5Q_t = 58919,4 \text{ kN}$

ELS : $N_{ser} = G_T + Q_t = 43030,87 \text{ kN}$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{43030,87}{1,9 \cdot 10^2} = 226,47 \text{ m}^2$$

la surface calculé $S = 226,47 \text{ m}^2$
 la surface totale : $S = 429,66 \text{ m}^2$

Puisque la surface des semelles dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, donc le choix de Radier nervuré est plus convenable.

VIII.5 Radier nervuré

VIII.5.1 L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier à prendre en compte est la plus grande épaisseur donnée par les conditions suivantes :

VIII.5.1.1 Condition forfaitaire

$$H \geq \frac{l_{max}}{20}$$

avec l_{max} : entre axes des poteaux perpendiculairement aux nervures

$$l_{max} = 5,7m \Rightarrow H \geq \frac{570}{20} = 28,5 \text{ cm}$$

VIII.5.1.2 Condition de cisaillement

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

$$V_u = \frac{q \cdot l_{max}}{2} = \frac{N_{bat} \cdot l_{max}}{2 \cdot S_{bat}}$$

Dans notre cas on a :

$$l_{max} = 5,7 \text{ m}$$

$$S_{bat} = 429,66 \text{ m}^2$$

$$N_{bat} = 43030,87 \text{ kN}$$

$$V_u = 285,43 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{285,43}{b \cdot d} \leq 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow d = \frac{285,43}{1,16 \times 1} = 24,6 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur du radier $h = 50 \text{ cm}$

VIII.5.2 L'épaisseur de la nervure

$$h_{nervure} \geq \sqrt[3]{\frac{48kl_{max}^4}{E\pi^4}}$$

Avec : E : module d'élasticité du béton : $E = 32200000 \text{ kN/m}^2$ K : coefficient de raideur du sol : $K = 400 \text{ kN/m}^3$

$$h_{nervure} \geq 86,51 \text{ cm} \rightarrow h_{nervure} = 100 \text{ cm}$$

VIII.5.3 Caractéristiques géométriques du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} IX_G = 27870,97 \text{ m}^4 \\ IY_G = 8491,51 \text{ m}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} X_G = 13,95 \text{ m} \\ Y_G = 7,70 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les sollicitations obtenues sont :

$$N_u = 58919,4 \text{ kN} ; N_s = 43030,87 \text{ kN}$$

$$M_x = 44499,51 \text{ kN} \cdot \text{m} ; M_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VIII.5.4 Vérification

VIII.5.4.1 Vérification du poinçonnement

D'après l'article (A.5.2, 42) de BAEL 91[1]

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

U_c : périmètre du contour cisailé

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} a' = a + h \\ b' = b + h \end{array} \right\} U_c = 2(a' + b' + 2h)$$

Vérification du poinçonnement sous poteau et le voile les plus sollicités **Sous poteau**

$$Q_u = 1220,61 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} a' = 0,35 + 0,5 \\ b' = 0,6 + 0,5 \end{array} \right\} U_c = 5,90 \text{ m}$$

$$Q_u = 1220,61 \leq 4500 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.5.4.2 Vérification de la stabilité au renversement sous $(0,8G \pm E)$

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$). RPA99V2003 art (10.1.5)

$$N = 77337,62 \text{ kN}$$

$$M = 6758,087 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = 0,087 \leq 3,85 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.5.5 Calcul des contraintes

VIII.5.5.1 Caractéristique

$$N_u = 58919,4 \text{ kN} ; N_s = 43030,87 \text{ kN}$$

$$M_x = 44499,51 \text{ kN} \cdot \text{m} ; M_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$X_G = 13,95 \text{ m} ; Y_G = 7,7 \text{ m}$$

$$I_X = 27870,97 \text{ m}^4 ; I_Y = 8491,51 \text{ m}^4$$

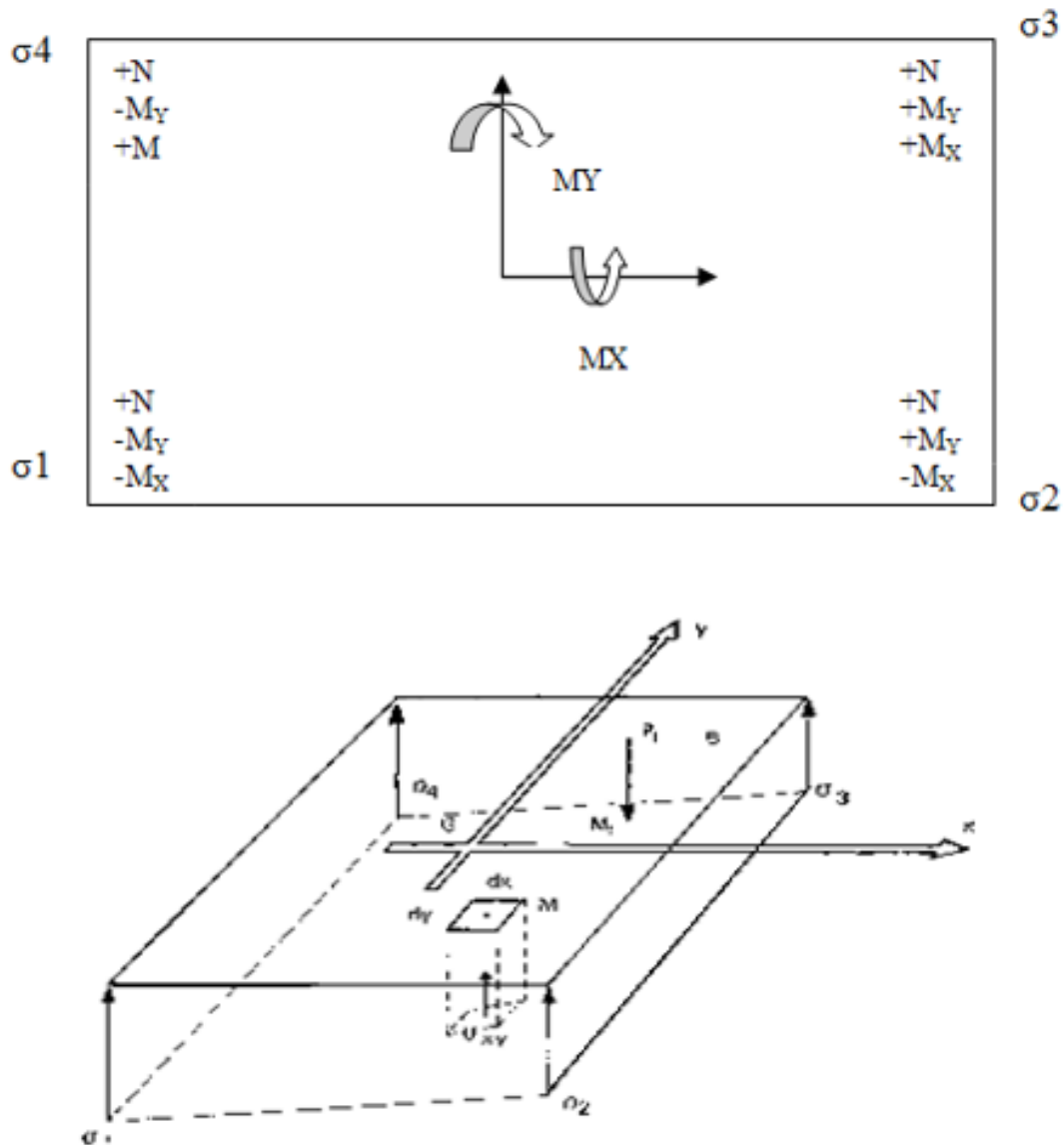


FIGURE VIII.1 – Etat des contraintes de radier

ELU :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{S} - \frac{M_x V_x}{I_x} - \frac{M_y V_y}{I_y} = 114,86 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{N}{S} - \frac{M_x V_x}{I_x} + \frac{M_y V_y}{I_y} = 114,86 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= \frac{N}{S} + \frac{M_x V_x}{I_x} + \frac{M_y V_y}{I_y} = 159,40 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= \frac{N}{S} + \frac{M_x V_x}{I_x} - \frac{M_y V_y}{I_y} = 159,40 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

On remarque que toutes les contraintes sont inférieures à la contrainte admissible du sol.

VIII.5.6 Ferrailage du radier

VIII.5.6.1 Ferrailage des dalles

Donc on suppose que le panneau est chargé uniformément $Q = 159,40 \text{ kN/m}^2$
 $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,7 > 0,4$ La dalle travail dans les deux sens :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot ql_x^2 \quad \text{ou} \quad \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha)} = 0,046 \\ \mu_y = \alpha^3(1,9 - 1,9\alpha) = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0x} = 117,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0y} = 29,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Travée :

$$M_{xt} = 0,85M_{0x} \Rightarrow A_s = 6,34 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0 \text{ cm}$$

Appuis :

$$M_{xt} = 0,4M_{0x} \Rightarrow A_s = 3,70 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = 5,55 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres**

Travée : $A_s = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Appuis : $A_s = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$

- **Effort tranchant**

Sens x :

$$V_x = \frac{ql_x}{2} \left(\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right) = 255,04 \text{ kN}$$

Sens y :

$$V_y = \frac{ql_x}{3} = 212,53 \text{ kN}$$

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

$$V_x = 255,04 \text{ kN}$$

$$\tau_x = \frac{V_x}{b \cdot d} = 0,554 \text{ MPa}$$

$$\min(0,1f_{c28}; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_x \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 212,53 \text{ kN}$$

$$\tau_y = \frac{V_y}{b \cdot d} = 0,462 \text{ MPa}$$

$$\min(0,1f_{c28};4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_y \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.5.6.2 Ferrailage de débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L= 0,5m$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre $B = 1 \text{ m}$; $h = 50 \text{ cm}$ $d = 46 \text{ cm}$.

$$M_{max} = 19,925 \text{ kN}\cdot\text{m} \Rightarrow A_s = 1,25 \text{ cm}^2, A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \max\left(\frac{b\cdot h}{1000}; \frac{0,23\cdot b\cdot d\cdot f_{t28}}{f_e}\right) = 5,55 \text{ cm}^2$$

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des panneaux ($5HA14 = 7,70 \text{ m}^2$)

VIII.5.6.3 Ferrailage des nervures

(Sens x-x) :

Donc on suppose que le panneau est chargé uniformément $Q = 159,4 \text{ kN/m}^2$

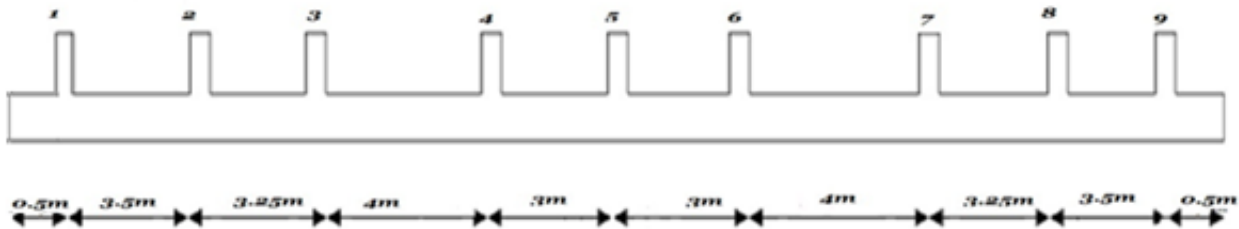


FIGURE VIII.2 – Schéma statique des nervures

Tableau VIII.1 – Les moments et efforts dans les poteaux

poteau	ELU	
	Effort normal (kN)	Le moment (kN·m)
1	551,70	1,459
2	1165,98	-0,111
3	1117,41	0,298
4	1081,43	0,073
5	1220,61	0,005
6	1081,46	-0,067
7	1116,90	-0,73
8	1165,01	0,114
9	551,36	-1,045

On utilise les méthodes de la RDM, les résultats obtenus sont représentée sous forme de diagramme.

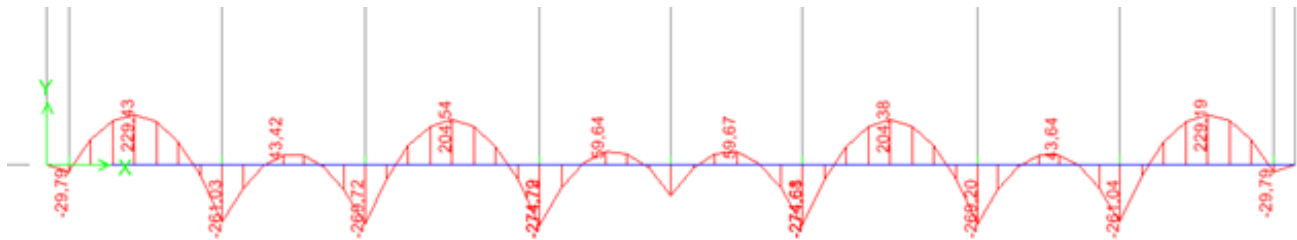


FIGURE VIII.3 – Diagramme des moments des nervures dans le sens x-x

• **Calcul de ferrailage longitudinal selon la longueur**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables :

— **En travée :**

$$M_u = 229,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tableau VIII.2 – Contraintes et caractéristiques de la nervure

Données				
Géométrie	Largeur de nervure	$b =$	135	cm
	Hauteur de la section	$h =$	100	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	96	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	4	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		

$$A_s = 6,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7,99 \text{ cm}^2$$

on adopte : 6HA14

— **En appuis :**

$$M_u = 274,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 8,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7,99 \text{ cm}^2$$

on adopte : 6HA14

• **(sens y-y) :**

Donc on suppose que le panneau est chargé uniformément $Q = 159,4 \text{ kN}/\text{m}^2$

Tableau VIII.3 – Contraintes et caractéristiques de la nervure

Données				
Géométrie	Largeur de nervure	$b =$	60	cm
	Hauteur de la section	$h =$	100	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	96	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	4	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		

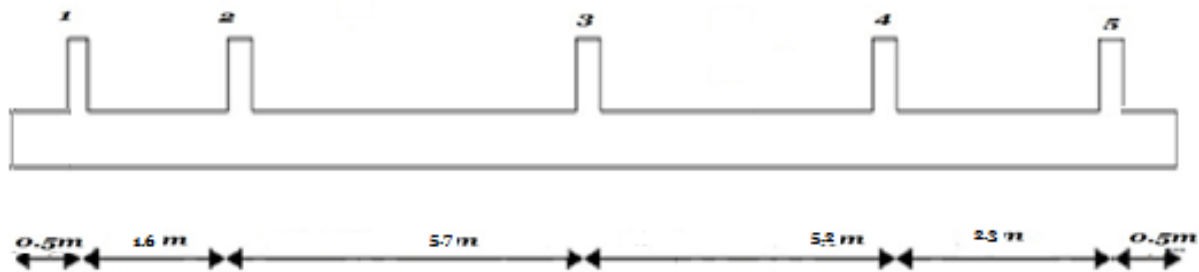


FIGURE VIII.4 – Schéma statique des nervures sens y-y

On utilise les méthodes de la RDM, les résultats obtenus sont représentée sous forme de diagramme.

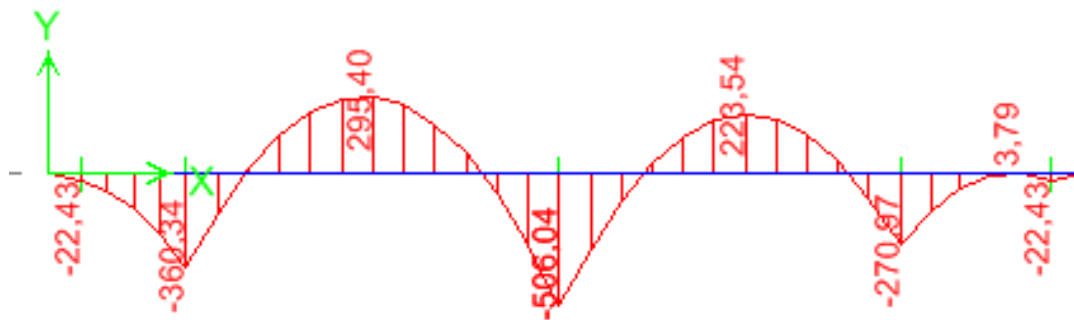


FIGURE VIII.5 – Diagramme des moments des nervures dans le sens y-y

• Calcul de ferrailage

— En travée :

$$M_u = 295,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 8,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5,33 \text{ cm}^2$$

on adopte : 6HA14

Tableau VIII.4 – Les moments et efforts dans les poteaux

poteau	ELU	
	Effort normal (kN)	Le moment (kN·m)
1	1113,27	-1,37
2	1119,15	0,531
3	10816	-2,333
4	1967,9	-1,37
5	1532,16	6,549

— En appuis :

$$M_u = 506,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 15,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5,33 \text{ cm}^2$$

on adopte : 8HA14

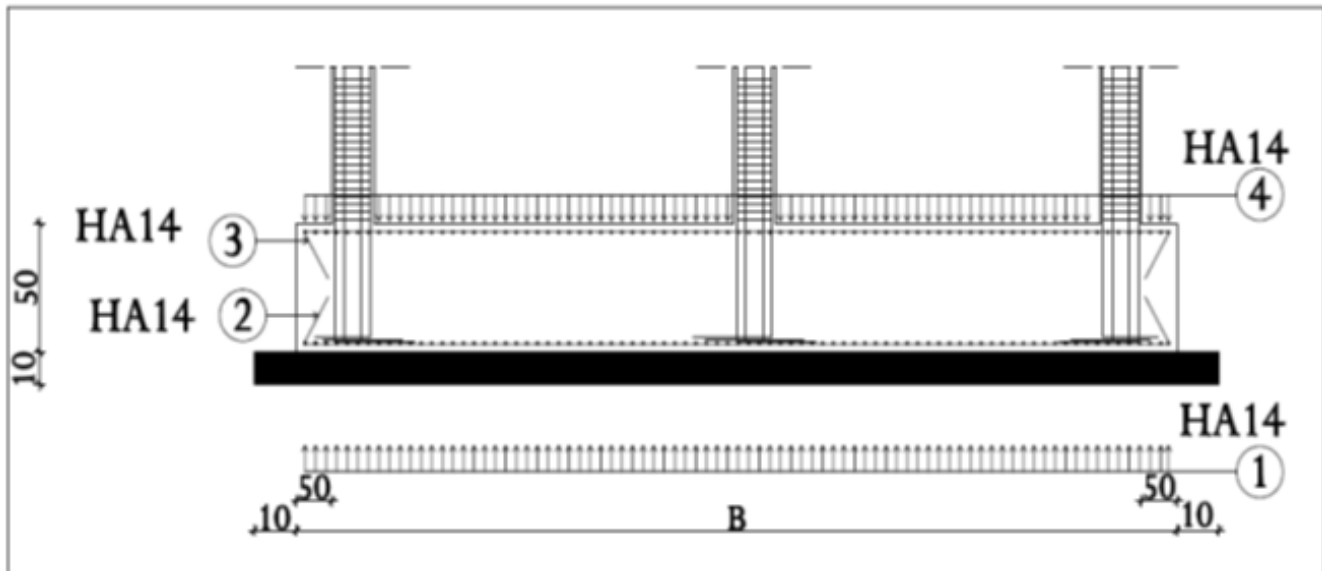


FIGURE VIII.6 – Schéma de ferrailage du radier général

Conclusion général

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'études, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

- [1] Règles B.A.E.L. 91 .
- [2] RPA « Règles Parasismiques Algériennes », R.P.A. 99(V2003) .
- [3] D.T.R.« CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION » D.T.R. - B.C. 22
- [4] C.B.A.« REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME » D.T.R. - B.C. 2-41
- [5] D.T.R.« REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES PAROIS ET MURS EN EN BETON BANCHE » D.T.R. - B.C. 2-42
- [6] Cours de béton armé, Professeur KHELAFI Hamid.
- [7] Mr.Bellazougui « Calcul des ouvrages en béton armé » Ed OPU-1992 - Alger
- [8] Mr.Bellazougui « Le béton armé aux états limites » Ed OPU-2000 - Alger

Annexe