



N° Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER**

**Filière: Génie civil
Spécialité : Structure**

**Etude comparative entre la méthode statique
équivalente et la méthode modale spectrale pour
l'évaluation des charges sismiques.**

Réalisé par :

-ZAABAT MOHAMMED

-AZOUZ SALAH

Soutenu devant le jury :

Mme Drouna Karima

M. Kitchah Fethi

M. Lecheheb Mostefa

Présidente et examinatrice

Examineur

Promoteur

Année universitaire : 2020/2021

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance Aux
être les plus chers.*

*A mes parents pour leurs sacrifie ces durant toute leur vie pour me
guider au sucées*

Aux mes frères et ma sœur

A toute ma famille

Toutes mes chers amis et spécialement Ahmed et Mahfoud

A toute la promotion 2021.

A mon binôme Salah et sa famille

A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à maintenant

Tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

Zaabat Mohammed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance Aux être les plus chers.

A mes parents pour leurs sacrifie ces durant toute leur vie pour me guider au sucées

A la mémoire de ma grande mère Fatima et mon grand père Abdellah

Aux Mon frère Amine et mes sœurs Houda, Chahrazed, Wafa, Soumia

A toute ma famille

Toutes mes chères amies

A toute la promotion 2021.

A mon binôme Mohammed et sa famille

A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à Maintenant

A tous mes chères amis Aymen, Nafae, Oussame, Imad,

Manel, Wided

Tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

Salah Mohammed

Remercîments

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu Durant toutes nos études

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Lecheheb Mostafa pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

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

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui vont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Mohammed et Salah

Notations en majuscules :

A: Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

B: Aire D'une section de béton.

C_P : Facteur de force Horizontale.

C_T: Aire d'une section de béton.

D: Facteur d'Amplification Dynamique moyen.

D: Diamètre.

E: Module d'élasticité longitudinale,

E_b: Module de déformation longitudinale du béton,

E_i: Module d'élasticité de l'acier,

E_s: Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)

E_v: Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)

F: Force ou action en général,

G: Action permanente, module d'élasticité transversale,

Q: Charges d'exploitations,

I: Moment d'inertie,

K: Coefficient,

L: Longueur ou portée,

L_f : Longueur de flambement.

M: Moment en général, moment de flexion le plus souvent,

M_G: Moment fléchissant développé par les charges permanentes,

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,

M_u: Moment de calcul ultime,

M_{ser}: Moment de calcul de service,

M_t : Moment en travée,

M_a: Moment sur appuis,

N: Effort normal,

S_t : Espacement des armatures transversales,

T: Effort Tranchant, période,

T: La période,

V: Effort tranchant a la base

W_P : Poids,

E.L.U: Etat limite ultime,

E.L.S: Etat limite service,

Notations en minuscules :

a: Une dimension,

a_i : Coefficient correcteur,

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),

d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,

d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,

f_e : Limite d'élasticité de l'acier,

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,

f_{c28} , f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j =28 jours,

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 portée (on utilise aussi L),

l_f : Longueur de flambement,

n: Coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,

p_q : Facteur de pénalité,

r_i : La rigidité

x: Coordonnée en général, abscisse en particulier,

y: Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier,

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton,

ϵ : Déformation relative,

ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton comprimé,

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier tendu,

ϵ_s' : Raccourcissement relatif de l'acier comprimé,

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature,

ν : Coefficient de poisson, coefficient sans dimension,

ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,

σ : Contrainte normale en général,

λ : Élancement,

τ : Contrainte tangente (de cisaillement),

σ_{bc} : Contrainte de compression,

σ_{st}, σ_{sc} : Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,

σ_s^- : Contrainte de traction admissible de l'acier,

σ_{bc}^- : Contrainte de compression admissible du béton,

β : Coefficient de pondération,

σ_{sol} : Contrainte du sol,

Sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	1
--	----------

I.1.Introduction.....	3
I.2. Description de l'ouvrage.....	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	3
I.2.2. Données de site.....	3
I.2.2. Eléments de l'ouvrage.....	4
I.3. Matériaux de construction.....	5
I.3.1Béton	5
I.3.2Aciers	8
I.4. Hypothèses de calcul	11
I.4.1. Définition des états limites.....	11
I.5. Actions et sollicitations.....	12
I.5.1. Actions.....	12
I.5.2. Sollicitations.....	13
I.6. Normes et règlements.....	14
I.7. Logiciels utilisés.....	14
I.8. Conclusion.....	15

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des elements secondaires	16
--	-----------

II.1. Introduction	16
II.2.Pré-dimensionnement des éléments non-structuraux.....	16
II.2.1.Escaliers	16
II.2.2. Planchers	17
II.2.3. Les balcons	19
II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux	20
II.3.1. Les poutres	20
II.3.2. Les voiles	21
II.3.3. Les poteaux.....	21

Evaluation des charges et surcharge.....	22
Descente des charges	27
II.4. Conclusion	36
CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires	37
III.1. Introduction	37
III.2. Etude de l'acrotère	37
III.2.1. Mode de travail	37
III.2.2. Evaluation des charges	38
III.2.3 Evaluation et combinaison des sollicitations	38
III.2.4. Calcul de l'excentricité	39
III.2.5. Vérification au flambement	40
III.2.6. Ferrailage	41
III.2.7. Calcul à l'ELS	42
III.2.8. Schémas de ferrailage	44
III.3. Etude des planchers	45
III.3.1. Evaluation des charges appliquées à chaque poutrelle	45
III.3.2. Type et position des poutrelles	46
III.3.3. Calcul des poutrelles.....	47
III.3.4. Méthode forfaitaire	48
III.3.5. Méthode de CAQUOT	50
III.3.6. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	51
III.3.7. Détermination des sollicitations	52
III.3.7. Ferrailage des poutrelles	56
III.3.8.Ferrailage transversal	63
III.3.9. La dalle mince (table de compression)	63
III.3.10. Schémas de ferrailage	64
III.4. Etude des balcons	65
III.4.1. Type 01: Dalle pleine sur deux appuis	65
III.4.3. Type 02: Dalle pleine sur un seul appui	68
III.4.5. Type 03: Dalle pleine sur un seul appui	71
III.5.1. Etude des escaliers	76
III.5.1. Les escaliers	76
III.5.2. Poutre palière	85

III.5.3. Schémas de ferrailage	89
III.6. Conclusion	90
CHAPITRE IV: Modélisation de la structure et étude dynamique ...	90
IV.1. Introduction	90
IV.2. But de l'étude sismique	90
IV.3. Méthodes de calcul	90
IV.4. Méthode Modale Spectrale	92
IV.5. Méthode Statique équivalente	111
IV.6. Conclusion	116
CHAPITRE V: Etude comparative	117
V.1. Introduction	117
V.2. Principe	117
V.3. Domaine d'application	117
V.4. La période	118
V.5. L'effort tranchant total à la base	118
V.6. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur de la structure	119
V.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure	121
V.8. Distribution des moments fléchissant selon la hauteur	122
V.9. Conclusion:	124
CHAPITRE V: Ferrailage des éléments structuraux	125
VI.I. Introduction	125
VI.II. Ferrailage des poutres	125
VI.II.1. Ferrailage des poutres principales	128
VI.II.2. Ferrailage des poutres secondaires	132
VI.II.3. Schémas de ferrailage des poutres	136
VI.III. Ferrailage des poteaux	138
VI.III.1. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003	138
VI.III.2. Exemple de calcul ferrailage	141
VI.III.3. Schémas de ferrailage des poteaux	147
VI.IV. Ferrailage des voiles.....	148
VI.IV.1. Ferrailage	149
VI.IV.2. Exemple du calcul	155

VI.IV.3. Schémas de ferrailage	159
VI.V. Conclusion	159
CHAPITRE V: Etude de l'infrastructure	160
V.I. Introduction	160
VII.II. Schéma de ferrailage	173
VII.II. Conclusion.....	174
Conclusions générale.....	175
Annexes	

Liste des Tableaux

Chapitre I :

Tableau 1.1 : Les types d'acier.....8

Tableau 1.2: Les caractéristiques mécaniques du béton.....15

Tableau 1.3: Les caractéristiques mécaniques des aciers.....15

Chapitre II :

Tableau II.1:Pré dimensionnement des escaliers niveau RDC et 'étage courant.....16

Tableau II.2 :résultats de pré dimensionnement des poutres.....19

Tableau II.3 : Résultats de pré dimensionnement des poutres.....20

Tableau II.4 :résultats de pré dimensionnement des voiles.....21

Tableau II.5 :Evaluation des charges d'exploitations de notre structure.....22

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....23

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes du plancher d'étage courant...23

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....24

Tableau II.9 : Evaluation des charges permanentes de mur (15+5+10).24

Tableau II.10: Evaluation des charges permanentes de mur (10+5+10).25

Tableau II.11: Evaluation des charges permanentes de mur (10 cm).25

Tableau II.12: Evaluation des charges permanentes de paillasse.....26

Tableau II.13: Evaluation des charges permanentes de palier.26

Tableau II.14: Evaluation des charges permanentes d'acrotère.....27

Tableau II.15: Evaluation des charges d'exploitation pour poteau 1.28

Tableau II.16: Descente de charge pour poteau 1.30

Tableau II.17: Vérification à la compression pour poteau 1 à tous les niveaux.....30

Tableau II.18: Vérification au flambement pour poteau 1 à tous les niveaux.....	31
Tableau II.19: Evaluation des charges d'exploitation pour poteau 02.	32
Tableau II.20: Descente de charge pour poteau 02.	33
Tableau II.21: Vérification à la compression pour poteau 02 à tous les niveaux.....	35
Tableau II.22: Vérification au flambement pour poteau 02 à tous les niveaux.....	35

Chapitre III:

Tableau III.1: Les sollicitations de l'acrotère.	39
Tableau III.3.1: Combinaison des charges pour les planchers.	45
Tableau III.3.2.a: Les sollicitations du plancher étage courant type 1 à l'ELU.....	53
Tableau III.3.2.b: Les sollicitations du plancher étage courant type 1 à l'ELS.....	53
Tableau III.3.3.a: Les sollicitations du plancher étage courant type 2 à l'ELU.....	53
Tableau III.3.3.b: Les sollicitations du plancher étage courant type 2 à l'ELS.	53
Tableau III.3.4.a: Les sollicitations du plancher étage courant type 3 à l'ELU.	53
Tableau III.3.4.b: Les sollicitations du plancher étage courant type 3 à l'ELS.	54
Tableau III.3.5.a: Les sollicitations du plancher étage courant type 4 à l'ELU.	54
Tableau III.3.5.b: Les sollicitations du plancher étage courant type 4 à l'ELS.	54
Tableau III.3.6.a: Les sollicitations du plancher terrasse type 1 à l'ELU.	55
Tableau III.3.6.b: Les sollicitations du plancher terrasse type 1 à l'ELS.	55
Tableau III.3.7.a: Les sollicitations du plancher terrasse type 4 à l'ELU.	55
Tableau III.3.7.b: Les sollicitations du plancher terrasse type 4 à l'ELS.	55
Tableau III.3.8: Les valeurs maximales des sollicitations du plancher étage courant.	56
Tableau III.3.9: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée du plancher étage courant.	56

Tableau III.3.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appui du plancher étage courant.	57
Tableau III.3.11: Section d'armature longitudinale adopté pour plancher étage courant.	58
Tableau III.3.12: Vérification des contraintes à l'ELS du plancher étage courant....	58
Tableau III.3.13: Les valeurs maximales des sollicitations du plancher terrasse.	59
Tableau III.3.14: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée du plancher terrasse.	60
Tableau III.3.15: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en sur appui du plancher terrasse.	60
Tableau III.3.16: Section d'armature longitudinale adoptée pour plancher terrasse..	61
Tableau III.3.17: Vérification des contraintes à l'ELS du plancher étage courant. ...	62
Tableau III.5.1: Combinaisons des charges pour les escaliers.	77
Tableau III.5.2: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des escaliers.....	84
Tableau III.5.3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	87
Tableau III.5.4: Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre palière.	88
 Chapitre IV :	
Tableau IV.1 Valeurs de coefficient d'accélération	95
Tableau IV.2 Vérification de l'excentricité.	97
Tableau IV.3 Détermination des valeurs de facteur de qualité.	99
Tableau IV.4 Nouvelles sections des poteaux.	100
Tableau IV.5 Périodes et facteurs de participation modale.....	101
Tableau IV.6 Vérification d'interaction portiques-voiles	103

Tableau IV.6 Vérification d'effort normal réduit.	105
Tableau IV.7 Vérification des déplacements.	105
Tableau IV.8 Choix de période pour le calcul de facteur D.	105
Tableau IV.9 Valeurs de période caractéristique d'après RPA.	107
Valeur de $\xi\%$ D'après RPA.	108
Tableau IV.11 Vérification de l'effort tranchant à la base.	108
Tableau IV.12.a Justification vis a vis de l'effet P- Δ pour le sens x-x.	109
Tableau IV.12.b Justification vis a vis de l'effet P- Δ pour le sens y-y.....	109
Tableau IV.13.a Vérification au renversement pour le sens x-x	110
Tableau IV.13.b Vérification au renversement pour le sens y-y.....	110
Tableau IV.14 Vérification de l'excentricité.	111
Tableau IV.15.a Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur dans le sens x-x.	113
Tableau IV.15.b Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur dans le sens y-y.	114
Tableau IV.16.a Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens x-x.	114
Tableau IV.16.a Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens y-y.	115
Tableau IV.17.a Distribution des moments fléchissant selon la hauteur dans le sens x-x.	115
Tableau IV.17.b Distribution des moments fléchissant selon la hauteur dans le sens y-y.	116

Chapitre V :

Tableau V.1 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur de la structure.. ...	121
Tableau V.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure.	121
Tableau V.3 Distribution des moments fléchissant selon la hauteur de la structure.	122

Chapitre VI:

Tableau VI.1 Sollicitations de calcul pour les poutres principales.....	128
--	-----

Tableau VI.2 Vérification de l'état limite de compression de béton pour les poutres principales.	131
Tableau VI.2 Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires.	132
Tableau VI.3 Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.	135
Tableau VI.4 Ferrailage maximale et minimale des poteaux.....	140
Tableau VI.5 Sollicitations dans les poteaux.	140
Tableau VI.5 Sections des armatures longitudinales poteaux.	143
Tableau VI.5 Sections des armatures transversales poteaux.	144
Tableau VI.6 Vérification de flambement pour les poteaux.	146
Tableau VI.6 Vérification des contraintes de cisaillement.	147
Tableau VI.7 Sollicitations dans les voiles.	151
Tableau VI.8 Ferrailage verticale des voiles.	157
Tableau VI.9 Ferrailage horizontale des voiles.	158

Chapitre VII:

Tableau VII.1 Ferrailage de la dalle de radier.	169
Tableau VII.2 Vérification des contraintes à l'ELS.	171
Tableau VII.3 Ferrailage des nervures du radier	171

Liste des figures

Chapitre I :

Figure 1.1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.....	6
Figure 1.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS	7
Figure 1.3: Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimentale.	9
Figure 1.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier réelle.	10
Figure 1.5 : Diagramme des déformations limites de la section.	11

Chapitre I I:

Figure II.1: Dimensions des escaliers.	17
Figure II.2: Disposition des poutrelles pour tous les niveaux	18
Figure II.3: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	18
Figure II.4: Schéma des poutrelles.	19
Figure II.5 : Poutre principale.	20
Figure II.6 : Poutre secondaire.	20
Figure II.7 : coupe du voile en plan.	21
Figure II.8 : Constituant d'un plancher terrasse.	22
Figure II.9 : Constituant d'un plancher d'étage courant.	23
Figure II.9 : Remplissage en double paroi (30cm).	24
Figure II.10 : Remplissage en double paroi (20cm).	25
Figure II.11 : Mur simple cloison.	25
Figure II.12: Coupe en elevation d'acrotère.	26
Figure II.13 : Surface afférent du poteau 01.....	27
Figure II.14 : Surface afférent du poteau 02.	31

Chapitre III:

Figure III.2.1: Coupe transversale.	38
Figure III.2.2: Schémastatique.	38
Figure III.2.2: Coupe longitudinale.	38
Figure III.2.3: Schémas ferrailage d'acrotère.	44
Figure III.3.1: Types de poutrelles pour l'étage courant.	44
Figure III.3.2: Types de poutrelles pour le plancher terrasse.	44
Figure III.3.3: Evaluation des moments fléchissant.	49
Figure III.3.4: Evaluation des efforts tranchants.	50
Figure III.3.5: Evaluation des moments fléchissant.	51
Figure III.3.6: Schéma ferrailage des nervures.	64

Figure III.4.1: Schémas statique de balcon type 01.	65
Figure III.4.2: ferrailage du balcon type 01.	68
Figure III.4.2: ferrailage du balcon type 01.	68
Figure III.4.4: Ferrailage du balcon type 02.	71
Figure III.4.5: Schémas statique de balcon type 03.	72
Figure III.4.6: Ferrailage du balcon type 03.	75
Figure III.5.1 : schéma statique des escaliers.	76
Figure III.5.2 : schéma statique de la poutre palière.	85
Figure III.5.3 : schéma ferrailage des escaliers.	89
Figure III.5.4 : schéma ferrailage de la poutre palière.	90

Chapitre IV:

Figure IV.1 Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT ..	94
Figure IV.2. Limites de décrochement en plan.	97
Figure IV.3. Vue en plan de la structure.	98
Figure IV.4. Disposition des voiles.	100
Figure IV.5.a 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.	101
Figure IV.5.b 2 ^{em} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.	102
Figure IV.5.c 3 ^{em} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.	102
Figure IV.6 Choix de système de contreventement.....	104

Chapitre V:

Figure V.1. Comparaison entre les valeurs des périodes obtenue par les deux methods.	118
Figure V.2. Comparaison entre les valeurs de l'effort tranchant à la base obtenue par les deux méthodes.	119
Figure V.3. Comparaison des efforts tranchants aux niveaux des étages sens X.....	120
Figure V.4. Comparaison des efforts tranchants aux niveaux des étages sens Y.....	120
Figure V.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure dans le sens x-x.	121
Figure V.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure dans le sens y-y.	122

Figure V.7 Distribution des moments fléchissant selon la hauteur de la structure dans le sens x-x.	123
Figure V.8 Distribution des moments fléchissant selon la hauteur de la structure dans le sens x-x.	123

Chapitre VI:

Figure VI.1 Ferrailage des poutres principales.....	136
Figure VI.2 Ferrailage des poutres secondaires.	137
Figure VI.3 : Poteau soumis à des (efforts normaux et moments fléchissant).....	138
Figure VI.4 : Section transversale d'un poteaux.	141
Figure VI.5 Longueur de recouvrement.	141
Figure VI.6 Schémas ferrailage des poteaux.	147
Figure VI.7 Les sollicitations dans les voiles.	148
Figure VI.8 dispositions des armatures verticales dans les voiles.	150
Figure VI.9 disposition des voiles.	151
Figure VI.10 Schémas des contraintes dans une section entièrement comprimée...152	
Figure VI.11 Schémas des contraintes dans une section entièrement tendue.....153	
Figure VI.12 Schémas des contraintes dans une section partiellement comprimée.153	
Figure VI.13 Exemple de ferrailage voile Vx Pour la zone 01.....	159

Chapitre VII;

Figure VII.1 Semelle isolée.	161
Figure VII.2 Semelle filante.	162
Figure VII.3 Dimensions de radier.	164
Figure VII.4 Schéma du poinçonnement.	165
Figure VII.5 Schéma de ferrailage en travée de la dalle de radier.	173
Figure VII.6 Schéma de ferrailage de sur appuis de la dalle de radier.....	173
Figure VII.7 Schéma de ferrailage de nervure de radier.	174

Résumé :

Ce projet présente une étude comparative entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale pour l'évaluation des charges sismiques d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus six (06) étages, implanté à la commune de Mila, wilaya de Mila. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne IIa selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents éléments constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Afin de déterminer les efforts internes et le comportement dynamique de notre structure nous avons utilisé la méthode modale spectrale à l'aide du logiciel de calcul Robot structural analysis 2020 et aussi le calcul manuel par la méthode statique équivalente et on a comparé les résultats de ces deux méthodes. En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot structural analysis, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract:

This project presents a comparative study between the equivalent static method and the spectral modal method for the evaluation of the seismic loads of a building for residential use consisting of a Ground floor plus six (06) floors, located in the municipality of Mila, wilaya of Mila. This region is classified in zone of average seismicity IIa according to the Algerian earthquake rules RPA99 version 2003.

The objective being the sizing of the various constituent elements of the building to determine the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it may be subjected, we had to appeal to the applied regulations, in particular the CBA93, the RPA99 / 2003 and BAEL91 / 99.

In order to determine the internal forces and the dynamic behaviour of our structure we used the modal spectral method with the help of Robot structural analysis 2020 software and also the manual calculations by the equivalent static method and then we compared the results of these two methods. Finally, in the last part of the thesis we did the design and calculation of the foundations.

Keywords: Building, Reinforced concrete, Robot structural analysis, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة مقارنة بين الطريقة الستاتيكية المكافئة وطريقة طيف الاستجابة لتقييم الأحمال الزلزالية لمبنى سكني مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة (06) طوابق تقع في بلدية ميله بولاية ميله. تم تصنيف هذه الولاية في منطقة ذات نشاط زلزالي متوسط 2-أ وفقاً لقواعد الزلازل الجزائرية RPA 2003. كان الهدف هو تحديد حجم مختلف العناصر المكونة للمبنى لتحديد التسليح المناسب لمقاومة العوامل المختلفة التي قد يتعرض لها ، كان علينا أن نطبق المعايير المعمول بها وهي CBA 93, BAEL 91, RPA 2003 من أجل تحديد القوى الداخلية والسلوك الديناميكي للمبنى ، استخدمنا الطريقة طيف الاستجابة بمساعدة برنامج حساب Robot structural analysis وأيضاً الحساب اليدوي بالطريقة الثابتة المكافئة وقارنا نتائج هاتين الطريقتين. أخيراً ، في الجزء الأخير من الرسالة قمنا بدراسة وحساب الأساسات. الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ، Robot structural analysis ، RPA 99 modifié 2003 ، BAEL 91 modifié 99

Introduction générale:

Le souci majeur de l'ingénieur en Génie civil est de concevoir et réaliser un ouvrage pour résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre ce noble objectif, les experts du génie de la construction ont mis au point des règles et des normes pour règlementer l'acte de bâtir et préserver la vie des usagers.

C'est au début du 19^{ième} siècle, à la suite du développement de la théorie de l'élasticité que NAVIE met au point le calcul des structures par la méthode dite des contraintes admissibles, dans laquelle les contraintes sous charges maximales sont comparées à des fractions de la résistance des matériaux. La méthode des contraintes admissibles explicitée par CHRISTOPHE en 1899 sera adoptée par les règlements de différents pays notamment en France (1906) et permettra le développement rapide des constructions en béton armé dans le monde entier.

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture dans le calcul la sollicitation admissible est obtenue en divisant la sollicitation de rupture par un coefficient de sécurité global. Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté en URSS en 1939.

Par la suite, la notion d'états limites, se substituera progressivement au seul critère de rupture. Le premier règlement de construction adopté par les ingénieurs est le règlement CCBA 68 (approuvé en 1968), dit aussi règlement « aux contraintes admissibles ». Il constitue un prélude au règlement BAEL.

Les règles BAEL, depuis leur adoption n'ont cessé de subir de multiples modifications dont les plus importantes ont lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'El Asnam en 1980 et de Boumerdes en 2003, ont contraint les professionnels du génie parasismique à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vient compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en béton armé) basé aussi sur la théorie des états limites.

Le projet qui nous consiste en l'étude d'un bâtiment en R+6 à usage d'habitation situé à la wilaya de Mila classée en zone IIa d'après le règlement parasismique Algérien RPA99/2003, Avec une comparaison entre les résultats d'analyse dynamique obtenue par la méthode modale spectrale et celles obtenues par la méthode statique équivalente.

L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des règles du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91/99) et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003) et sera organisée en six (06) chapitres :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent ainsi que le choix des matériaux à utiliser.
- Dans le deuxième chapitre, il sera question de pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, balcon, escalier).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par la méthode modale spectrale à l'aide du logiciel de calcul Robot structural Analysis 2020, et aussi par la méthode statique équivalente.
- Le cinquième chapitre consistera à la comparaison entre les résultats obtenus par les deux méthodes
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) fera l'objet du sixième chapitre de notre étude ou nous allons nous baser sur les résultats données par le logiciel Robot Structural Analysis.
- Enfin. Nous terminerons ce travail par l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction:

L'objectif de ce chapitre est de présenter les données nécessaires pour notre étude, concernant les caractéristiques géométriques du bâtiment étudié, les caractéristiques des matériaux de construction, les hypothèses de calcul, les règles et les normes utilisés.

I.2. Description de l'ouvrage:

L'ouvrage qui nous a été confié est un bâtiment en R+6 à usage d'habitation implanté à Mila, qui est une ville classée selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003 comme étant une zone de sismicité moyenne (zone IIa). Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car c'est un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, c'est le "groupe 2".

I.2.1. Caractéristiques géométriques:

- Longueur totale : $L=29.91\text{m}$
- Largeur totale : $L=17.60\text{m}$
- Hauteur totale : $H=21.42\text{m} + \text{l'acrotère } 0.6\text{ m} = 22.02\text{m}$
- Hauteur du R.D.C : 3.06m
- Hauteur d'étage : 3.06m

I.2.2. Données de site:

- Une zone de sismicité moyenne (II-a).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (Site 3).
- Contrainte admissible du sol $=1.6\text{ bar}$.
- L'ancrage minimal des fondations $D = 1,5\text{ m}$.

I.2.2. Eléments de l'ouvrage:

- a. **L'ossature:** Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).
- b. **Les planchers:** Nous avons opté à des planchers en corps creux pour tous les niveaux
- c. **Terrasse:** Il y'a un seul type de terrasse: Terrasse inaccessible.
- d. **Les balcons:** Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- e. **Maçonnerie:**
 - **Murs extérieurs:** ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur avec une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - **Murs intérieurs:** constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.
- f. **Escalier:** Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte 1 types d'escalier : Escalier à 2 volées et 1 palier intermédiaire.
- g. **Acrotère:** L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.
- h. **Revêtement:**
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
 - Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- i. **Infrastructure:** Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :
 - Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
 - Limiter les tassements différentiels.
 - Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
 - -La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **2 m**.
 - -La catégorie de site **S3** : site meuble.

I.3. Matériaux de construction:

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.3.1 Béton:

a. Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

- La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :
- 350Kg/m³ de ciment CPA325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

b. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Lamasse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$
- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.
- **Résistance du béton à la compression: (BAEL 91 Article A.2.1.1.1):** Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est

déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- **Résistance du béton à la traction: (BAEL 91Article A.2.1.1.2):** La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{3/2} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Déformations longitudinales du béton :**

- Déformation instantanée BAEL (A.2.1.2.1):

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ pour le calcul sous charges de courte durée } (< 24\text{h}).$$

- Déformations différées C.B.A.93 (A.2.1.2.2):

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- **Coefficient de poisson :**

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

c. Modèles de calcul :

- **A l'ELU :**

- **Diagramme Contraintes Déformations du béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur Figure 1.1 :

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée (compression pure).

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

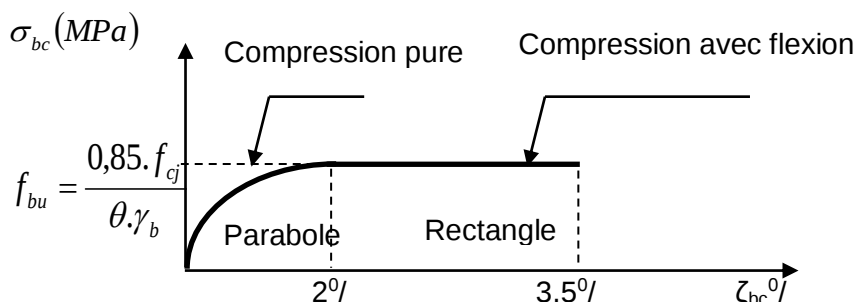


Figure 1.1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU .

Avec:

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression (BAEL 91, art A.4.3, 41).

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton :

$\gamma_b = 1.5$ situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement :

$\theta = 1$ $t > 24h$.

$\theta = 0.9$ $1h < t < 24h$

$\theta = 0.9$ $t < 1h$

• **A l'ELS :**

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_c$ (BAEL 91, art A.4.5, 2).

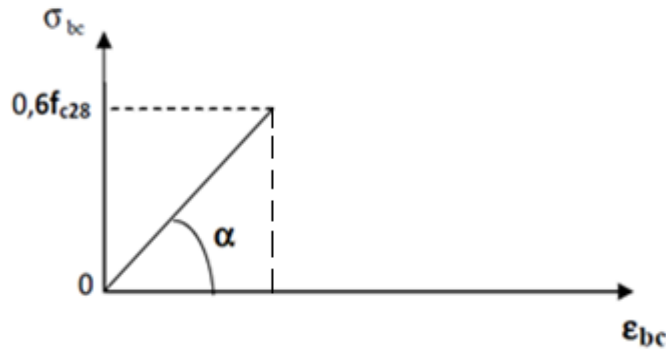


Figure 1.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS .

• **La contrainte de cisaillement du béton :**

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm.}$.

- **Cas de fissuration peu nuisible :** $\overline{\tau_u} \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$
- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :** $\overline{\tau_u} \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$

I.3.2 Aciers:

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

On a trois types d'acier:

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement a la rupture
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Tableau 1.1 : Les types d'acier.

Dans notre ouvrage, on utilise :

- Aciers de haute adhérence **FeE400** armatures longitudinales.
- Aciers ronds lisses (RL) **FeE215** étriers, cadres, épingles.
- Treillis soudés (TS) **FeE500** Dalles de compression.

a. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

• **Diagramme : contraintes déformation :**

* **Etat limite ultime** : Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation, ce diagramme se compose de deux parties : **(BAEL 91, art A.2.2, 2)**

- Droite de Hooke ($\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$) de pente ($E = 2.10^5$ MPa) indépendante de la nuance.

- Droite horizontale limitée à 10 ‰ (déformation maximale).

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$ $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation durable} \\ 1 & \text{Pour une situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa (BAEL 91, art A.2.2, 1).

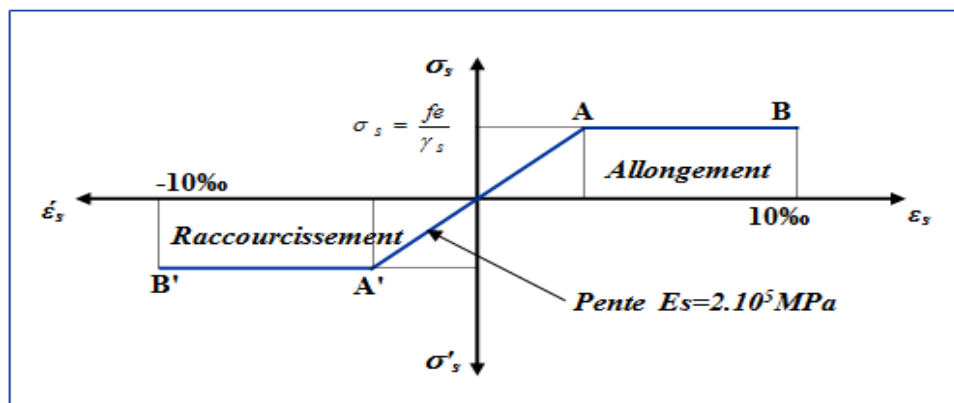


Figure 1.3: Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimentale.

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 a l'allure suivante Avec :

F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

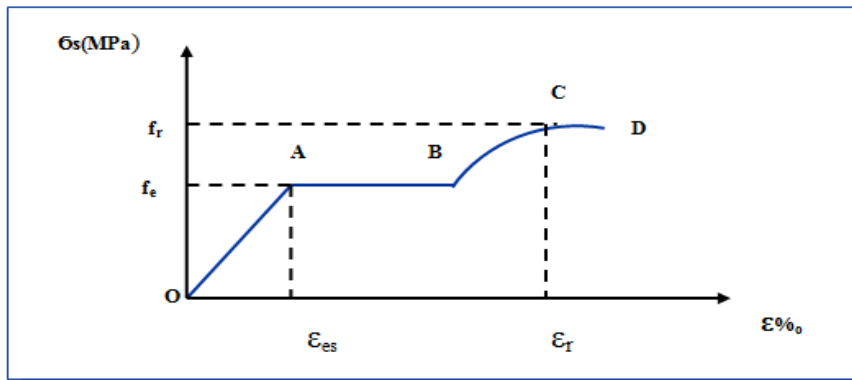


Figure 1.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier réelle.

*** Etat limite de service :**

Afin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma}$$

- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ Pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ Pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre } < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.3 \text{ Pour les aciers ronds lisses (RL)} \end{cases}$$

I.4. Hypothèses de calcul :

I.4.1. Définition des états limites : C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :

- **Etats limites ultimes (ELU) :** Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :
 - De l'équilibre statique de la construction (renversement).
 - De la résistance de chacun des matériaux (rupture).
 - De la stabilité de forme (flambement).

*** Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- * **Pivot A :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- * **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- * **Pivot C :** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

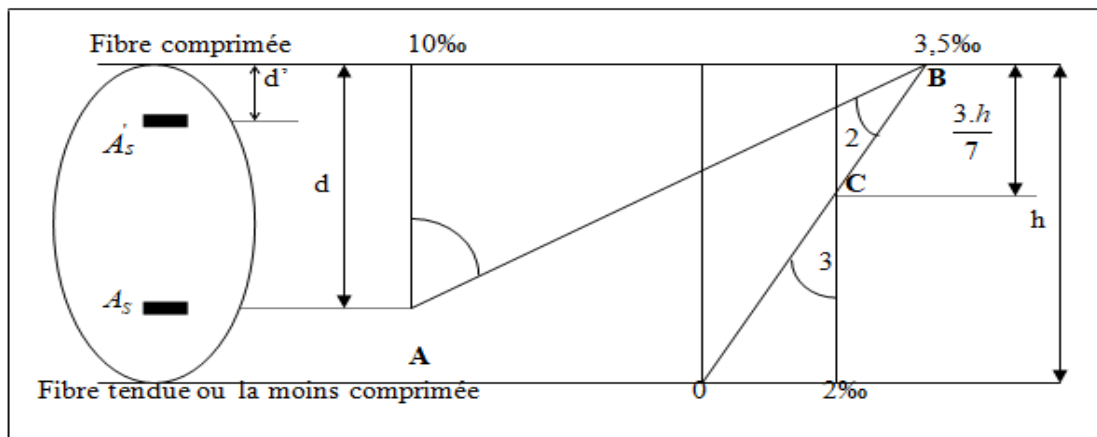


Figure 1.5 : Diagramme des déformations limites de la section .

- **Etats limites de service (ELS) :** Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :
 - * La valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
 - * La valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
 - * La valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

***Hypothèses de calcul à l'ELS :**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier
- sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$) $n=15$: coefficient d'équivalence.

I.5. Actions et sollicitations:

I.5.1. Actions: (CBA 93 Article A.3.3.3)

Ce sont des forces appliquées à une construction :

Soit directement: actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles. Soit indirectement: effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

a. Actions permanentes :(DTR; b.c .2.2)

Ces actions représentées par « **G** » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent non seulement le poids propre des éléments porteurs mais aussi :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussées et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

b. Actions variables : (DTR; b.c .2.2)

Ces actions sont celle qui résultant de l'usage des locaux par contre au poids des ouvrages qui constituent ces locaux. Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

c. Actions accidentelles :(CBA 93 A.3.1.4)

Les actions accidentelles résultent de phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée. Elles comprennent :

- Charges climatiques exceptionnelles ;
- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulant ;
- Explosion (gaz, bombes,.....) ;
- Séisme.

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : **N**
- Effort tranchant : **V**
- Moment fléchissant : **M**
- Couple de torsion : **T**

Ces sollicitations sont déterminées après combinaisons des actions suivant deux catégories liées aux états-limites définis au par avant.

I.5.2. Sollicitations:

a. Sollicitation vis-à-vis l'ELU:(CBA 93 A.3.3.21)

Dans le cas de situation durable ou transitoire, on combine les actions suivant la combinaison de base :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Avec:

G : Les charges permanentes.

Q : Les charges d'exploitation.

b. Sollicitation vis-à-vis l'ELS: Dans le cas de situation durable ou transitoire, on combine les actions suivant la combinaison de base :

$N_{ser} = G + Q$ Avec: **G** et **Q** représentent les mêmes actions mentionnées précédemment.

c. Sollicitations sismiques: Les combinaisons sismiques données par (**CBA 93 A.3.3.22**)

$$G + Q + E(x/y)$$

$$0.8G \pm E(x/y)$$

$$G + Q \pm 1.2E(x/y)$$

(La dernière combinaison est pour le cas des poteaux dans les ossatures autostables)

Avec, **G** et **Q** représentent les mêmes actions mentionnées précédemment et **E** : représente la charge sismique.

I.6. Normes et règlements:

En Algérie les règlements suivis sont comme suit :

- CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé) ;
- RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien) ;
- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

Remarque : les ingénieurs utilisent également des documents techniques unifiés (DTU), en Algérie le DTU le plus utilisé est le BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).

I.7. Logiciels utilisés:

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020: Pour la modélisation de la structure.
- AutoCAD 2019: Pour le dessin des plans.
- Pack office 2010.

I.8. Conclusion:

Les tableaux suivants récapitulent les caractéristiques du béton et acier pour nos calculs:

Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.17 MPa
		Situation accidentelle	18.48 MPa
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau 1.2: Les caractéristiques mécaniques du béton.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	347.83 MPa
		Situation accidentelle	363.63 MPa
	ELS	Fissurations peu nuisibles	400 MPa
		Fissurations nuisibles	201.63 MPa
		Fissurations très nuisibles	164.97 MPa

Tableau 1.3: Les caractéristiques mécaniques des aciers.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction:

L'étape de pré-dimensionnement est très importante pour la suite de calcul car elle sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage afin d'éviter un surplus d'acier et de béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments non-structuraux:

II.2.1. Escaliers:

D'après la formule de Blondel on a $59 \leq g+2h \leq 66$, donc si on prend $h = 17 \text{ cm}$:
On trouve $25 \leq g \leq 32$ donc on prend: $g = 30 \text{ cm}$.

Nombre des contre marches :

$$n_c = \frac{306}{17} = 18 \text{ (Donc 9 marches pour chaque volée).}$$

Nombre des marches:

$$n-1=8 \text{ marches.}$$

Longueur de volée:

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm} \rightarrow$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

Angle d'inclinaison du paillasse:

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L} = 153/240 = 0.63 \rightarrow$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

Avec: L = Longueur de volée (240 cm)

H = Hauteur de volée (306/2=153cm)

Longueur de paillasse:

$$\sin(\alpha) = H/L_1 \rightarrow L_1 = \frac{H}{\sin(\alpha)} = 285 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de paillasse

$$L_1 = 285$$

Epaisseur du paillasse :

La paillasse est une dalle appuyée sur deux cotés donc

$$\text{On a } \frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20}$$

On prend un épaisseur

$$e = 15 \text{ cm}$$

la paillasse et le palier.

Désignation	H _{étage} (m)	n _c	H(m)	L(m)	α	e (paillasse)	e palier)
Valeur	3.06	18	1.53	2.40	32.53	15	15

Tableau II.1: Pré dimensionnement des escaliers niveau RDC et 'étage courant

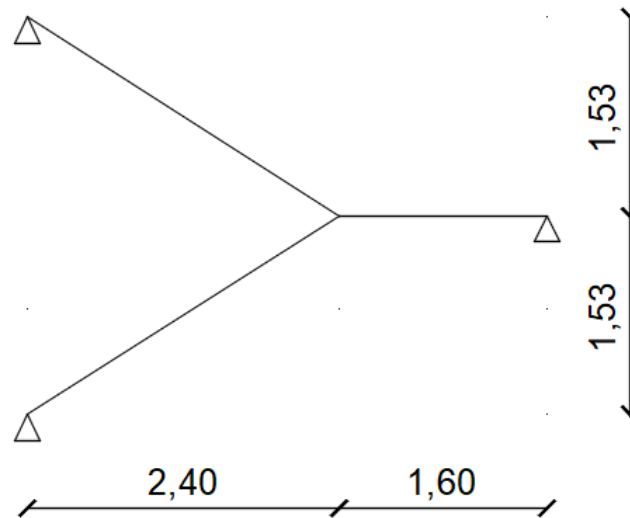


Figure II.1: Dimensions des escaliers

II.2.2.Planchers:

Pour notre bâtiment on a utilisé 1 seul type des planchers: Les planchers en corps creux. Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage« les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place.

Principalement, un plancher assure deux fonctions :

- **Fonction de la résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- **Fonction d'isolation** :ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le choix de sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée ; les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- Le critère de continuité ; les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Nous avons opté pour la dispositions de poutrelles indiquée sur la figure ci-dessous.

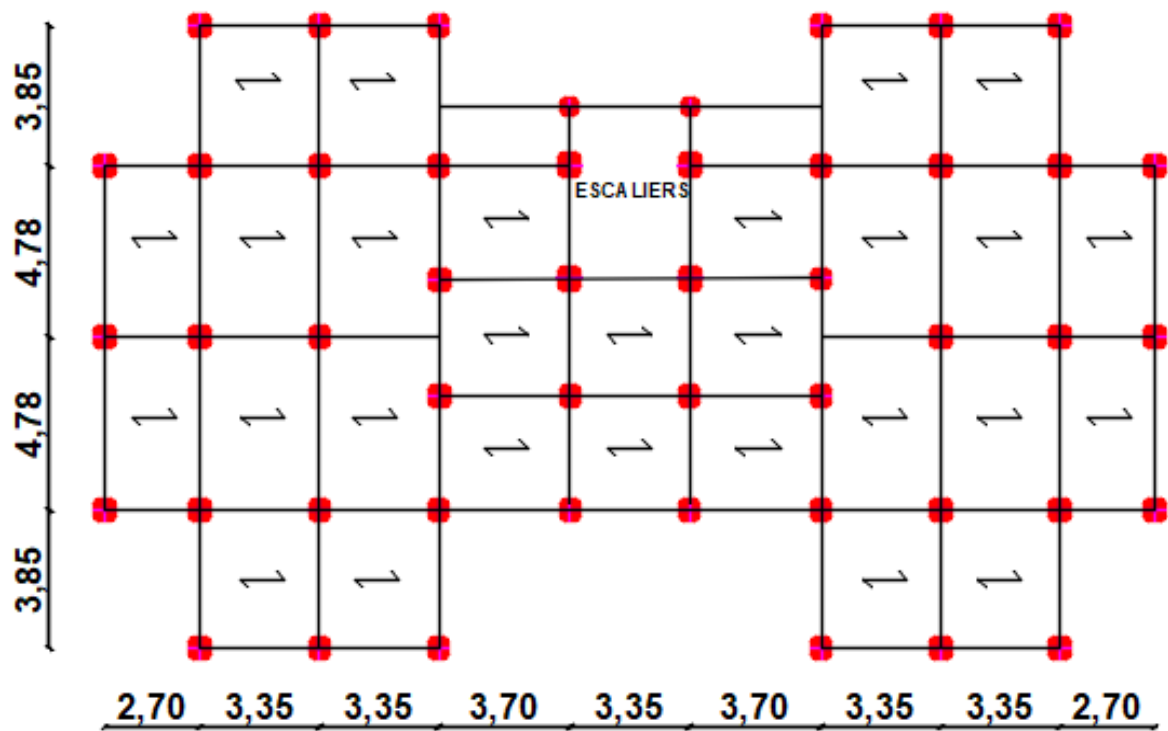


Figure II.2: Disposition des poutrelles pour tous les niveaux

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche.

a. Condition de résistance à la flèche :CBA93 (article B.6.8.4.2.4)

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5$$

Avec $L_{\max} = 3.35 \text{ m}$, Donc: $h_t \geq 14.88 \text{ cm}$

Donc on prend : $h_t = 20 \text{ cm}$ (16 + 4) cm

Avec

h = 16 cm	épaisseur du corps creux.
h₀ = 4 cm	épaisseur la dalle de compression

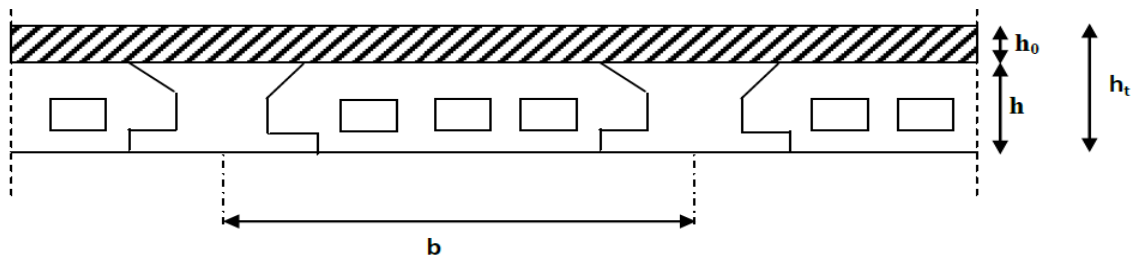


Figure II.3: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

b. Les poutrelles:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

• Pré dimensionnement:

On a: $b = 2b_1 + b_0$ Avec: $b_0 \geq (0.3 h_t ; 0.4 h_t)$ et $h_t = 20$ cm donc on adopte $b_0 = 10$ cm

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{2}\right) \text{ Avec } L_n = b - b_0 = 55 \text{ cm} \rightarrow$$

$$L_n = 55 \text{ cm}$$

L_n : la distance entre axes des nervures.

$$\text{Donc } b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{335}{2}\right) \rightarrow$$

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

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

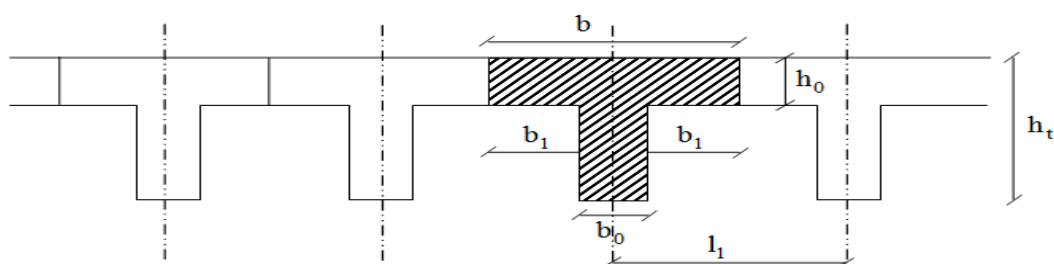


Figure II.4: Schéma des poutrelles

II.2.3. Les balcons:

	Dimensions	N° d'appuis	conditions
Type 1	$L_x = 110$ cm $L_y = 370$ cm	2	• $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \rightarrow 3 \text{ cm} < e < 3.6 \text{ cm}$
Type 2	$L_x = 40$ cm $L_y = 135$ cm	1	• $e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq 2 \text{ cm}$
Type 3	$L_x = 55$ cm $L_y = 190$ cm	1	• $e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq 2.7 \text{ cm}$
$e_{\text{adopté}}$ pour tous les balcons : $e = 15 \text{ cm}$			

Tableau II.2 : résultats de pré dimensionnement des poutres.

II.3.Pré-dimensionnement des éléments structuraux:

II.3.1. Les poutres:

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles du RPA99/2003 et BAEL99, le pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires sont résumé dans le tableau suivant :

Règle	Formule	Poutre transversale	Poutre longitudinale
		$L_{\max} = 3.35 \text{ m}$	$L_{\max} = 4.43 \text{ m}$
BAEL 99	Hauteur $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$	$22.33 \leq h \leq 33.5$ On prend : $h = 35 \text{ cm}$	$29.53 \leq h \leq 44.3$ On prend : $h = 45 \text{ cm}$
	Largeur $0.3h \leq b \leq 0.7h$	$10.5 \leq b \leq 24.5$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$	$12 \leq b \leq 28$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$
RPA99/V 2003 Art 7.5.1	La vérification		
	$h \geq 30 \text{ cm}$	CV	CV
	$b \geq 20 \text{ cm}$	CV	CV
	$h/b \leq 4$	$1.167 < 4$	$1.5 < 4$

Tableau II.3 : Résultats de pré dimensionnement des poutres.

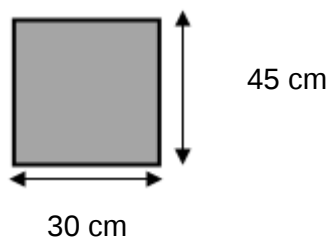


Figure II.5 : Poutre principale.

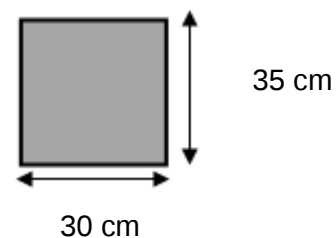


Figure II.6 : Poutre secondaire.

II.3.2. Les voiles:

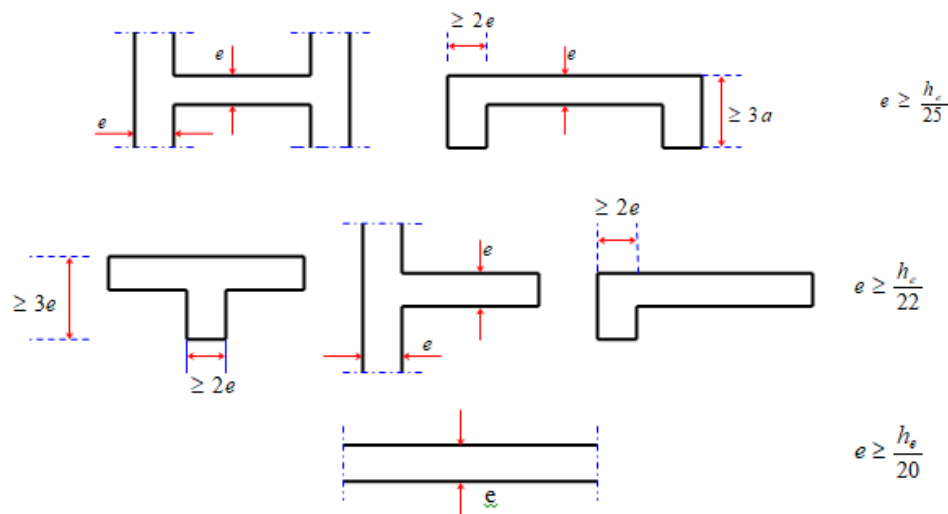


Figure II.7 : coupe du voile en plan.

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre.principale}} = 3.06 - 0.45 \rightarrow$$

$$h_e = 2.61 \text{ m.}$$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre.seconde}} = 3.06 - 0.35 \rightarrow$$

$$h_e = 2.71 \text{ m.}$$

	Voile d'angle	
	Voile en L	Voile droit
Formule	$e \geq \max \{h_e/22, 15\}$	$e \geq \max \{h_e/20, 15\}$
$h_e = 2.61\text{m}$ $h_e = 2.71\text{m}$	$e \geq \max \{11.86, 15\}$ $e \geq \max \{12.32, 15\}$ $e \geq 125 \text{ cm}$	$e \geq \max \{13.05, 15\}$ $e \geq \max \{13.55, 15\}$ $e \geq 15 \text{ cm}$
e_{adopté}	20 cm	20 cm

Tableau II.4 :résultats de pré dimensionnement des voiles.

II.3.3. Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.; On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

- Evaluation des charges et surcharges pour chaque élément.
- Choix des poteaux les plus sollicités.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à chaque poteau dans chaque niveau.

- Vérification à la compression simple.
- Vérification au flambement.

a. Evaluation des charges et surcharges: (selon DTR B.C 2.2)

- Charges d'exploitation :

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant à usage d'habitation	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.5 : Evaluation des charges d'exploitations de notre structure.

- Charges permanentes :

1- Plancher terrasse (inaccessible) :

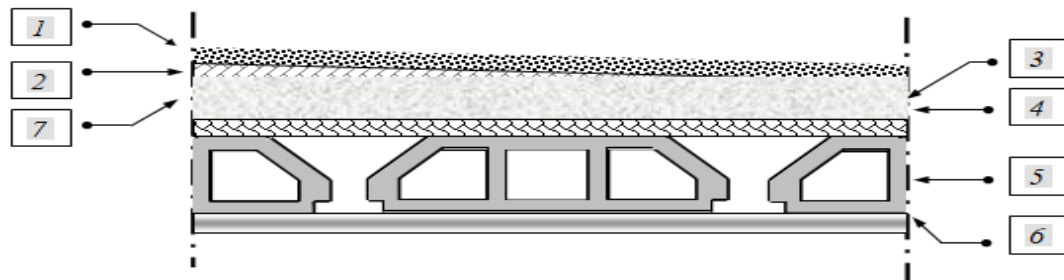
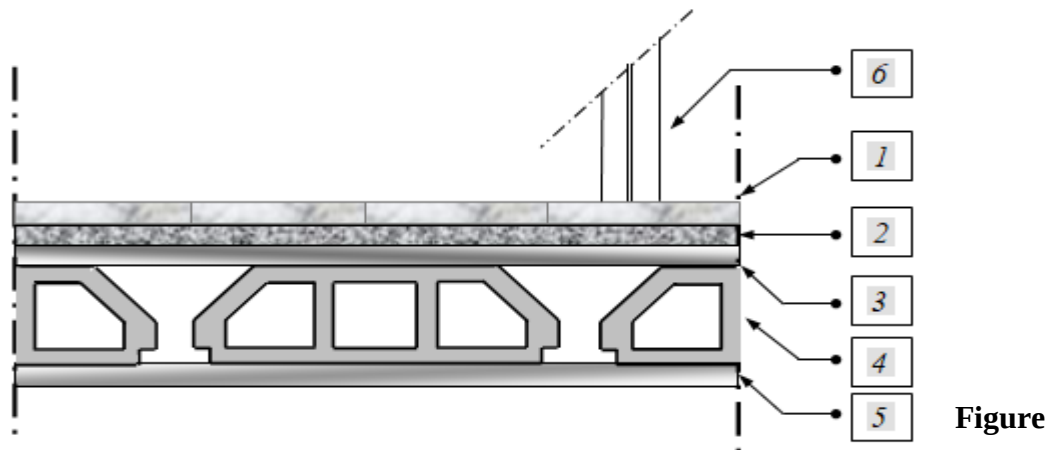


Figure II.8 : Constituant d'un plancher terrasse.

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	16	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
3	Papier kraft	2 feuilles	/	0.5
4	Isolation thermique	8	4	0.32
5	Plancher corps creux(16+4)	20	/	2.85
6	Enduit en plâtre	2	10	0.2
7	Forme de pente	8	23	1.84
Charge permanente: G_{TOTAL}				6.63
Charge permanente Q				1

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

2- Plancher étage courant :



II.9 : Constituant d'un plancher d'étage courant.

Numéro	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Chape de mortier	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.85
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation	/	/	1
Charge permanente: G_{TOTAL}				5.21
Charge permanente Q				1.5

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes du plancher d'étage courant.

3- Balcons :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en B A	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente: G_{TOTAL}			5.11
Charge permanente Q			3.5

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

4- Murs extérieurs et intérieurs (maçonnerie en briques creuses) :

• Murs extérieurs type 1 (15+5+10):

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Briques creuses (15 cm)	15	/	1.3
Lame d'air	5	/	/
Briques creuses (10 cm)	10	/	0.9
Enduit plâtre (intérieur)	2	10	0.2
G_{TOTAL}			2.67

Tableau II.9 : Evaluation des charges permanentes de mur (15+5+10).

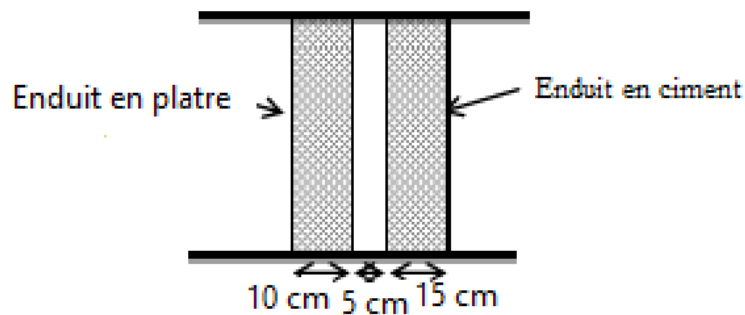


Figure II.9 : Remplissage en double paroi (30cm)

5- Mur extérieurs type 2 (10+5+10):

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Briques creuses (15 cm)	10	/	0.9
Lame d'air	5	/	/
Briques creuses (10 cm)	10	/	0.9
Enduit plâtre	2	10	0.2
G_{TOTAL}			2.27

Tableau II.10: Evaluation des charges permanentes de mur (10+5+10).

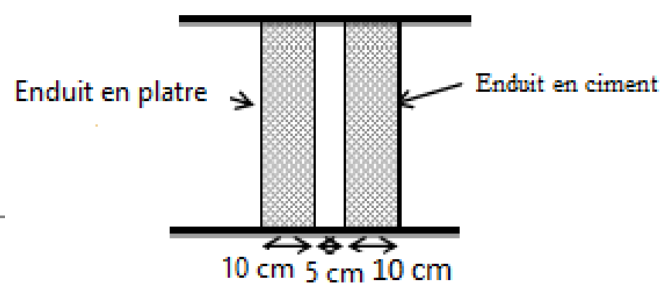


Figure II.10 : Remplissage en double paroi (20cm)

6- Murs intérieurs(simple cloison 10 cm):

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	9	0.9
Revêtement de ciment	2	20	0.4
G_{TOTAL}			1.5

Tableau II.11: Evaluation des charges permanentes de mur (10 cm).

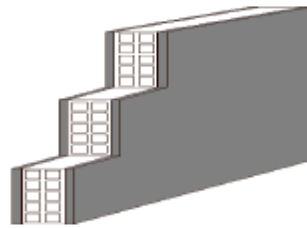


Figure II.11 : Mur simple cloison

7- Paillasse:

Désignation des éléments		e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	Horizontal	2	20	0.4
	vertical	1		0.22
Mortier de pose	Horizontal	2	20	0.4
	vertical	1		0.22
Marche		$h/2=0.17/2=0.085$	22	1.87
Dalle pleine		$0.15/ \cos(\alpha=32.52^\circ)$	25	4.44
Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha=32.52^\circ)$	18	0.32
Gardecorps		/	/	0.6
Charge permanente: G_{TOTAL}				8.47

Charge permanente Q	2.5
-----------------------	-----

Tableau II.12: Evaluation des charges permanentes de paillasse.

8- Palier:

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle en béton	20	25	5
Revêtement de ciment	2	20	0.4
Charge permanente: G_{TOTAL}			6.74
Charge permanente Q			2.5

Tableau II.13: Evaluation des charges permanentes de palier.

9- Acrotère

Au niveau de la terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur. On prend $H = 60$ cm, Donc

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2 \rightarrow$$

$$\text{Poids propre} = 0.0675 \times 25 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 20 (0.6 + 0.1 + 0.11 + 0.05 + 0.1 + 0.5) = 0.584 \text{ kn/m}$$

$$G = 1.6875 + 0.584 = 2.72 \text{ KN/m} \rightarrow$$

$$G = 2.72 \text{ KN/m} \quad Q = 1 \text{ KN/m}$$

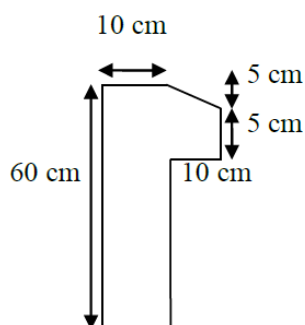


Figure II.12: Coupe en elevation d'acrotère

Désignation	h (m)	Surface (m ²)	Poids (KN/ml)		Poids propre totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q (KN/ml)
			Acrotère	Enduit		
Valeur	0.6	0.0675	1.6875	0.584		1

Tableau II.14: Evaluation des charges permanentes d'acrotère

b. Descente des charges:

Remarque : dans ce présent travail, nous n'avons pas considéré un poteau de rive ni un poteau d'angle parce que leurs surfaces afférentes sont négligeables devant celles des poteaux choisis.

✓ **Poteau 01 (poteau C-8):**

• **Charges permanentes:**

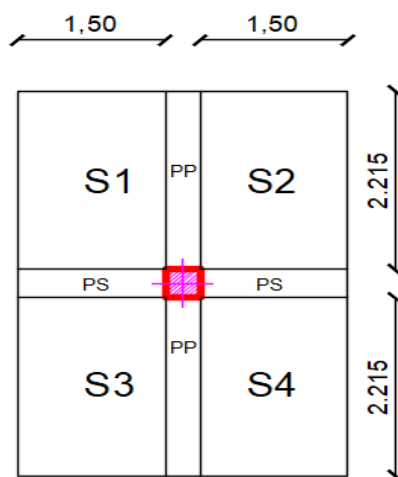


Figure II.13 : Surface afférent du poteau 01

Calcul de la surface afférente:

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,5 \times 2,215) \times 4 = 13,29 \text{ m}^2 \text{ Donc: } S_{\text{aff}} = \mathbf{16,01 \text{ m}^2}$$

Plancher terrasse

$$G_{\text{terrasse}} = 6,63 \text{ KN/ m}^2 ; S_{\text{aff}} = 13,29 \text{ m}^2 \rightarrow G_{\text{p.terrasse}} = 6,63 \times 13,29 = 88,113 \text{ kn.}$$

Plancher étage courant:

$$G_{\text{E.C}} = 5,21 \text{ KN/ m}^2 ; S_{\text{aff}} = 13,29 \text{ m}^2 \rightarrow G_{\text{p.terrasse}} = 5,21 \times 13,29 = 69,24 \text{ kn.}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/ m}^2 \quad Q_{\text{EC}} = 1,5 \text{ KN/ m}^2$$

Poids des poutres:

$$G_{\text{Poutre.P}} = 0,45 \times 0,3 \times 4,43 \times 25 = 16,13 \text{ KN (pour les 2 poutres principaux)}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = 0,35 \times 0,30 \times 3 \times 25 = 8,79 \text{ KN (pour les 2 poutres secondaires)}$$

Poids du poteau

$$G_{\text{poteau}} = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ KN}$$

Poids mur

$$G_{\text{mur}} = \text{surface} \times \text{poids volumique} = (3,06 - 0,45) \times 3 \times 2,67 = 21,7 \text{ KN}$$

• **Charges exploitation:**

6ème	$Q_{cum} = Q_0 = Q_{terrasse} \times S_{terrasse} = 1 \times 13.29 = \mathbf{13.39 \text{ KN}}$
5ème	$Q_{cum} = Q_0 + Q_1 = 13.29 + (1.5 \times 13.29) = 13.29 + 19.94 = \mathbf{33.23 \text{ KN}}$
4ème	$Q_{cum} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.29 + 0.95 (2 \times 19.94) = 51.18 \text{ KN}$
3ème	$Q_{cum} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.29 + 0.90 (3 \times 19.94) = \mathbf{67.13 \text{ KN}}$
2ème	$Q_{cum} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.29 + 0.85 (4 \times 19.94) = \mathbf{81.09 \text{ KN}}$
1ér	$Q_{cum} = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.29 + 0.80 (5 \times 19.94) = \mathbf{93.05 \text{ KN}}$
RDC	$Q_{cum} = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.29 + 0.75 (6 \times 19.94) = \mathbf{103.02 \text{ KN}}$

Tableau II.15: Evaluation des charges d'exploitation pour poteau 1.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau 01 sont représentés dans le tableau suivant :

étage	Niveau	Element	G(KN)	Q(KN)
6 ème	1_1	-Plancher terrasse	88.113	13.29
		-Poutre principale (30x45)	14.95	
		-Poutre secondaire (30x35)	7.875	
		Total	110.94	
	2-2	-Venant 1-1	110.94	
		-Poteau (35x35)	9.37	
		-Mur	21.7	
		Total	142.01	
5ème	3-3	-Venant 2-2	142.01	33.23
		-Plancher étage courant	69.24	
		-Poutre principale (30x45)	14.95	
		-Poutre secondaire (30x35)	7.875	
	4-4	Total	234.075	Q₁=33.23
		-Venant 3-3	234.075	
		-Poteau (35x35)	9.37	
		-Mur	21.7	
		Total	265.145	

4ème	5-5	-Venant 4-4	265.145	51.18
		-Plancher étage courant	69.24	
		-Poutre principale (30x45)	14.95	
		-Poutre secondaire (30x35)	7.875	
		Total	357.21	
	6-6	-Venant 5-5	357.21	
		-Poteau (35x35)	9.37	
		-Mur	21.7	
		Total	388.28	
3ème	7-7	-Venant 6-6	388.28	67.13
		-Plancher étage courant	69.24	
		-Poutre principale (30x45)	14.95	
		-Poutre secondaire (30x35)	7.875	
		Total	480.345	
	8-8	-Venant 7-7	480.345	Q₃=67.13
		-Poteau (35x35)	9.37	
		-Mur	21.7	
		Total	511.42	
2ème	9-9	-Venant 8-8	511.42	81.09
		-Plancher étage courant	69.24	
		-Poutre principale (30x45)	14.95	
		-Poutre secondaire (30x35)	7.875	
		Total	603.48	
	10-10	-Venant 9-9	603.48	Q₄=81.09
		-Poteau (35x35)	9.37	
		-Mur	21.7	
		Total	634.55	
1ér	11-11	-Venant 10-10	634.55	93.05
		-Plancher étage courant	69.24	
		-Poutre principale (30x45)	14.95	
		-Poutre secondaire (30x35)	7.875	
		Total	726.615	
	12-12	-Venant 11-11	726.615	Q₅=93.05
		-Poteau (35x35)	9.37	
		-Mur	21.7	
		Total	757.685	

RDC	13-13	-Venant 12-12	757.685	103.02
		-Plancher étage courant	69.24	
		-Poutre principale (30x45)	14.95	
		-Poutre secondaire (30x35)	7.875	
		Total	873.51	Q ₆ =103.02
	14-14	-Venant 13-13	873.51	
		-Poteau (35x35)	9.37	
		-Mur	21.7	
		Total	904.58	

Tableau II.16: Descente de charge pour poteau 1.

✓ **Vérification à la compression simple:**

Selon le CBA93 (Article B.8.11)

l'effort N_u du poteau le plus sollicité doit être majorée :

10- 10% pour le cas des bâtiments comporte au moins 3 travées ;

11- 15% pour le cas des bâtiments à 2 travées ;

Donc: $N_u^* = 1.1 \times N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec: $\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} : \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.17 \text{ MPa}$

Niveau	N_u (KN)	N_u^* (KN)	Section(cm)	B(m)	$B_{calculé}(m^2)$	$B \geq B_{calculé}$
6ème	211.65	232.82	35 x 35	0.1225	0.0165	C.V
5ème	407.79	448.57	35 x 35	0.1225	0.0316	C.V
4ème	600.95	661.04	35 x 35	0.1225	0.0466	C.V
3ème	791.11	870.22	35 x 35	0.1225	0.0614	C.V
2ème	978.28	1076.11	35 x 35	0.1225	0.0075	C.V
1ér	1162.45	1278.70	35 x 35	0.1225	0.0902	C.V
RDC	1375.71	1513.28	35 x 35	0.1225	0.1068	C.V

Tableau II.17: Vérification à la compression pour poteau 1 à tous les niveaux.

✓ **Vérification au flambement:**

D'après le CBA93 l'article B.8.4.1.P156, On doit vérifier que:

$$N_u = \alpha \left(\frac{b_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s}{\gamma_s} \right)$$

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments

$B_r = (b-2 \times h-2) \text{ cm}^2$: Section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

A_s : Section d'armature comprimée.

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} si \lambda \leq 50 \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 si 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda = l_f / i \quad l_f = 0.707 l_0 i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

λ : L'élancement. l_f : longueur de flambement l_0 : hauteur libre d'étage.

$A_s = 0.8\%B$ **RPA 99 version 2003 (Article 7.4.2.1)**

D'après la formule de Nu, On trouve
$$b_r \geq \frac{N_u *}{\alpha} \left(\frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} \right)$$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement:

Niveau	N_u (KN)	Section (cm)	I (m)	λ	α	B_r	B_r calculé (m ²)	$B_r \geq B_r$ calculé
6ème	232.815	35 x 35	0.101	21.39	0.79	0.109	0.013	C.V
5ème	448.569	35 x 35	0.101	21.39	0.79	0.109	0.026	C.V
4ème	661.045	35 x 35	0.101	21.39	0.79	0.109	0.038	C.V
3ème	870.221	35 x 35	0.101	21.39	0.79	0.109	0.050	C.V
2ème	1076.108	35 x 35	0.101	21.39	0.79	0.109	0.062	C.V
1ér	1278.695	35 x 35	0.101	21.39	0.79	0.109	0.074	C.V
RDC	1513.281	35 x 35	0.101	21.39	0.79	0.109	0.087	C.V

Tableau II.18: Vérification au flambement pour poteau 1 à tous les niveaux.

* Poteau 02

• Charges

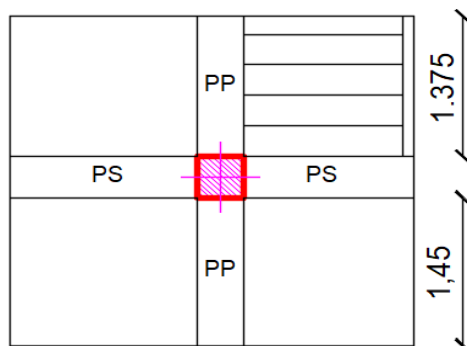
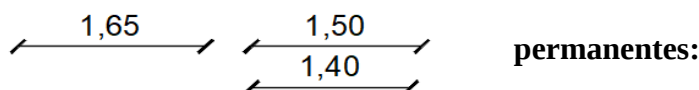


Figure II.14 : Surface afférent du poteau 02

Plancher terrasse

$$G_{\text{terrasse}} = 6.63 \text{ KN/ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (2.27 + 2.39 + 2.18 + 1.93) = 8.77 \text{ m}^2 \rightarrow G_{\text{p.terrasse}} = 6.63 \times 8.77 = 58.15 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant:

$$G_{\text{E.C}} = 5.21 \text{ KN/ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 6.84 \text{ m}^2 \rightarrow G_{\text{p.terrasse}} = 5.21 \times 6.84 = 35.64 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/ m}^2 \quad Q_{\text{EC}} = 1.5 \text{ KN/ m}^2$$

Poids des poutres:

$$G_{\text{Poutre.P}} = 0.45 \times 0.3 \times 2.825 \times 25 = \mathbf{9.53 \text{ KN}}$$
 (pour les 2 poutres principaux)

$$G_{\text{Poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.15 \times 25 = \mathbf{8.27 \text{ KN}}$$
 (pour les 2 poutres secondaires)

Poids du poteau

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{12.24 \text{ KN}}$$

Poids des murs

$$G_{\text{mur30}} = \text{surface} \times \text{poids volumique} = 1.65 \times 2.71 \times 2.67 = \mathbf{11.93 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{mur25}} = \text{surface} \times \text{poids volumique} = 1.375 \times 2.61 \times 2.27 = \mathbf{8.146 \text{ KN}}$$

Poids des escaliers:

$$G_{\text{escaliers}} = G_{\text{paillasse}} \times S_{\text{escaliers}} = \mathbf{17.45 \text{ KN}}$$

• **Charges d'exploitation:**

6ème	$Q_{\text{cum}} = Q_0 = Q_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}} = 1 \times 8.77 = 8.77 \text{ KN}$
5ème	$Q_{\text{cum}} = Q_0 + Q_1 = 8.77 + (6.84 \times 1.5 + 1.93 \times 2.5) = 23.86 \text{ KN}$
4ème	$Q_{\text{cum}} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 8.77 + 0.95(2 \times 15.09) = 37.44 \text{ KN}$

3ème	$Q_{cum} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 8.77 + 0.90(3 \times 15.09) = 49.51 \text{ KN}$
2ème	$Q_{cum} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 8.77 + 0.85(4 \times 15.09) = 60.08 \text{ KN}$
1ér	$Q_{cum} = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 8.77 + 0.80(5 \times 15.09) = 69.13 \text{ KN}$
RDC	$Q_{cum} = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 8.77 + 0.75(6 \times 15.09) = 76.68 \text{ KN}$

Tableau II.19: Evaluation des charges d'exploitation pour poteau 02

Les résultats de la descente des charges pour le poteau 02 sont représentés dans le tableau suivant :

étage	Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
6 ème	1_1	-Plancher terrasse	58.15	8.77
		-Poutre principale (30x45)	9.53	
		-Poutre secondaire (30x35)	8.27	
		Total	75.95	
	2-2	-Venant 1-1	75.95	
		-Poteau (40x40)	12.24	
		-Mur (30cm)	11.93	
		-Mur (25cm)	8.146	
		Total	108.27	
5ème	3-3	-Venant 2-2	108.27	23.86
		-Plancher étage courant	33.76	
		-Poutre principale (30x45)	9.53	
		-Poutre secondaire (30x35)	8.27	
		Total	159.83	
	4-4	-Venant 3-3	159.83	
		-Poteau (40x40)	12.24	
		-Mur (30cm)	11.93	
		-Mur (25cm)	8.146	
		-Escaliers	16.3	
		Total	192.15	

4ème	5-5	-Venant 4-4	192.15	37.44
		-Plancher étage courant	33.76	
		-Poutre principale (30x45)	9.53	
		-Poutre secondaire (30x35)	8.27	
		Total	243.71	Q ₀ =37.44
	6-6	-Venant 5-5	243.71	
		-Poteau (40x40)	12.24	
		-Mur (30cm)	11.93	
		-Mur (25cm)	8.146	
		-Escaliers	16.3	
		Total	276.03	
3ème	7-7	-Venant 6-6	276.03	49.51
		-Plancher étage courant	33.76	
		-Poutre principale (30x45)	9.53	
		-Poutre secondaire (30x35)	8.27	
		Total	327.59	Q ₀ =49.51
	8-8	-Venant 7-7	327.59	
		-Poteau (40x40)	12.24	
		-Mur (30cm)	11.93	
		-Mur (25cm)	8.146	
		-Escaliers	16.3	
		Total	359.91	
2ème	9-9	-Venant 8-8	359.91	60.08
		-Plancher étage courant	33.76	
		-Poutre principale (30x45)	9.53	
		-Poutre secondaire (30x35)	8.27	
		Total	411.47	Q ₀ =60.08
	10-10	-Venant 9-9	411.47	
		-Poteau (40x40)	12.24	
		-Mur (30cm)	11.93	
		-Mur (25cm)	8.146	
		-Escaliers	16.3	
		Total	443.79	
1ér	11-11	-Venant 10-10	443.79	69.13
		-Plancher étage courant	33.76	
		-Poutre principale (30x45)	9.53	

		-Poutre secondaire (30x35)	8.27	
		Total	495.35	Q ₀ =69.13
	12-12	-Venant 11-11	495.35	
		-Poteau (40x40)	12.24	
		-Mur (30cm)	11.93	
		-Mur (25cm)	8.146	
		-Escaliers	16.3	
	Total	527.67		
RDC	13-13	-Venant 12-12	527.67	76.68
		-Plancher étage courant	33.76	
		-Poutre principale (30x45)	9.53	
		-Poutre secondaire (30x35)	8.27	
		Total	579.23	
	14-14	-Venant 13-13	579.23	
		-Poteau (40x40)	12.24	
		-Mur (30cm)	11.93	
		-Mur (25cm)	8.146	
		-Escaliers	16.3	
		Total	611.55	

Tableau II.20: Descente de charge pour poteau 02

✓ Vérification à la compression simple:

Niveau	N_u (KN)	N_u^* (KN)	Section (cm)	B (m)	$B_{calculé}$ (m ²)	$B \geq B_{calculé}$
6ème	159.32	175.25	40 X 40	0.16	0.0124	C.V
5ème	295.19	324.71	40 X 40	0.16	0.0229	C.V
4ème	428.8	471.68	40 X 40	0.16	0.0333	C.V
3ème	560.14	616.15	40 X 40	0.16	0.0435	C.V
2ème	689.24	758.16	40 X 40	0.16	0.0535	C.V
1ér	816.05	897.66	40 X 40	0.16	0.0633	C.V
RDC	940.61	1034.67	40 X 40	0.16	0.0730	C.V

Tableau II.21: Vérification à la compression pour poteau 02 à tous les niveaux.

✓ **Vérification au flambement:**

Niveau	N_u^* (KN)	Section (cm)	i(m)	λ	α	B_r	$B_{calculé}$ (m ²)	$B \geq B_{calculé}$
6ème	175.25	40 X 40	0.115	18.78	0.8	0.14	0.01	C.V
5ème	324.71	40 X 40	0.115	18.78	0.8	0.14	0.018	C.V
4ème	471.68	40 X 40	0.115	18.78	0.8	0.14	0.027	C.V
3ème	616.15	40 X 40	0.115	18.78	0.8	0.14	0.035	C.V
2ème	758.16	40 X 40	0.115	18.78	0.8	0.14	0.043	C.V
1ér	897.66	40 X 40	0.115	18.78	0.8	0.14	0.051	C.V
RDC	1034.6 7	40 X 40	0.115	18.78	0.8	0.14	0.059	C.V

Tableau II.22: Vérification au flambement pour poteau 02 à tous les niveaux.**II.4. Conclusion:**

D'après les résultats obtenus nous constatons que les conditions sont vérifiées donc nous pouvons opter pour les dimensions que nous avons proposé, à savoir :

1. Plancher:

Plancher à corps creux 16+4 cm.

2. Voile:

Un voile d'épaisseur de 15 cm.

3. Poutres:

Poutres principales: (30 x 45) cm

Poutres secondaires:(30 x 40) cm

4. Poteaux:

Poteau type 1: (35 x 35) cm.

Poteau type 2: (40 x 40) cm.

5. Escalier:

e= 15 cm Pour la paillasse et le palier.

6. Balcons:

e= 15 cm Pour tous les types.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments:

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments suivants:

- l'acrotère
- les escaliers
- les balcons
- les planchers en corps creux.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlements **B.A.E.L 91 et C.B.A 93** en respectant le Règlement Parasismique Algérien **RPA99/version2003**.

III.2. Etude de l'acrotère:

L'acrotère est un élément encastré dans le plancher réalisé en béton armé, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher et assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci:

- Son poids propre (G) ;
- Une force latérale due à l'effet sismique (F) ;
- Une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.2.1. Mode de travail:

- L'acrotère est sollicité à la flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm, la section de calcul est (100x10) cm².

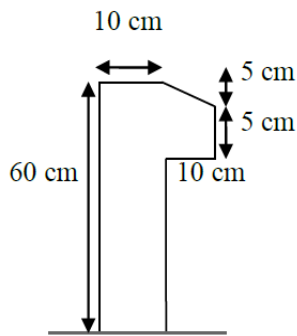


Figure III.2.1: Coupe transversale.

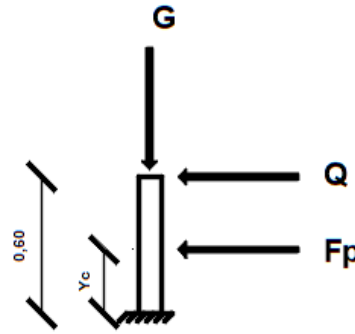


Figure III.2.2: Schémastatique.

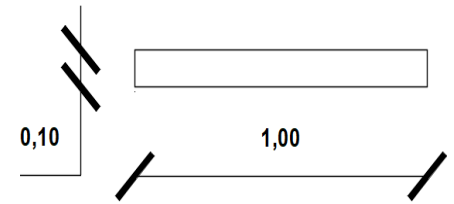


Figure III.2.2: Coupe longitudinale.

III.2.2. Evaluation des charges:

D'après le chapitre précédent on a:

- La charge permanente (poids de l'acrotère + revêtement) : $G = 2.72 \text{ kn/ml}$
- La charge d'exploitation (due à la main courante): $Q = 1 \text{ kn/ml}$

La charge sismique est donnée par: $F_p = 4 A C_p W_p$ D'après **RPA 99 version 2003** (Article 6.2.3) tel que:

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas:

$$\begin{cases} A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 et zone sismique IIa (Mila))} \\ C_p = 0.8 \text{ (Element en console)} \\ W_p = 2.72 \text{ (Poids de l'acrotère)} \end{cases}$$

Donc: $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.72 \rightarrow F_p = 1.3 \text{ KN}$

II.2.3 Evaluation et combinaison des sollicitations:

• Calcul de centre de pression

$$X_c = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{A_i} = \frac{10 \times 60 \times 5 + 10 \times 5 \times (10+5) + 10 \times \frac{5}{2} \times (\frac{10}{3} + 10)}{675} = 6.04 \text{ cm} = 0.0604 \text{ m.}$$

$$Y_c = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{A_i} = \frac{10 \times 60 \times 5 + 10 \times 5 \times (\frac{5}{2} + 50) + 10 \times \frac{5}{2} \times (\frac{5}{3} + 55)}{675} = 32.65 \text{ cm} = 0.3265 \text{ m.}$$

Donc $X_c = 0.0604 \text{ m}$ $Y_c = 0.3265 \text{ m}$

- **Les efforts**

L'acrotère est soumis à:

$$\begin{cases} N_G = 2.72 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c = 0.42 \end{cases}$$

- **Les sollicitations:**

à l' **ELS**:

$$N_s = G = 2.72 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$V_s = Q = 1 \text{ KN}$$

à l' **ELU**:

$$N_u = 1.35 G = 3.672 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \text{ KN}$$

Combinaison	ELA	ELU	ELS
Sollicitations	$G + Q + F_p$	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$
N (KN)	2.72	3.672	2.72
M (KN.m)	1.02	0.9	0.6

Tableau III.1: Les sollicitations de l'acrotère.

II.2.4. Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.672} = 24 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, celle-ci doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément **BAEL91**

(**Article A.4.4**) en adoptant une excentricité totale de calcul tels que :

$$e = e_0 + e_a + e_2 \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} \\ e_a = \max \left\{ 2cm ; \frac{l}{250} \right\} \\ e_2 = \frac{3 l f^2}{10^4 h} \end{cases}$$

D'où :

e_0 : L'excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, Y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

Nous avons donc :

$e_0 = 24\text{cm}$ (déjà calculé)

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right\}, \text{ Avec } l = \text{Portée de l'élément} = 60\text{cm}$$

$$\rightarrow e_a = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right\} = \max \{ 2\text{cm} ; 0.24\text{cm} \} \rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi) , \quad \text{ Avec: } \begin{cases} l_f = 2l = 1.2\text{ m} \\ \alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \\ \varphi = 2 \end{cases}$$

D'où:

φ : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

l_f : Longueur de flambement.

$$\text{Donc: } e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) \rightarrow e_2 = 0.0086\text{m}$$

$$\text{Alors: } e = e_0 + e_a + e_2 = 0.24 + 0.02 + 0.0086 \rightarrow e = 0.2686\text{m}$$

II.2.5. Vérification au flambement:

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ 50 ; \min \left\{ \frac{67 e_0}{h} ; 100 \right\} \right\} = \max \left\{ 50 ; \min \left\{ 164.5 ; 100 \right\} \right\}$$

$$\rightarrow \lambda_{\max} = 100$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ Avec } \begin{cases} i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ I = \frac{bh^3}{12} \\ B = bh \end{cases} \rightarrow \lambda = \frac{1.2}{2.89 \times 10^{-2}} = 41.52 < \lambda_{\max}$$

➔ Pas de risque de flambement.

II.2.6. Ferrailage:

$h = 10 \text{ cm} \rightarrow d = 0.9h = 9\text{cm}.$

$b = 100 \text{ cm}$ (On calcule le ferrailage pour une bonde de 1m).

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

$$M_{uG} = N_u \times e = 0.2686 \times 3.672 \rightarrow M_{uG} = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = 0.98 + 3.672 \times \left(0.9 - \frac{0.1}{2}\right) \rightarrow M_{uA} = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \mu_{uA} = \frac{1.12 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14.17} = 0.009 \rightarrow$$

$$\mu_{uA} = 0.009 \leq \mu_{uAB} = 0.18 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{uA} = 0.009 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \rightarrow \alpha_u = 0.01$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow z = 89.64$$

$$A_{u1} = \frac{M_{uA}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 35.92 \text{ mm}^2 \approx 0.36 \text{ cm}^2$$

Donc la section réelle des armatures tendues est (A_u):

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = A_{u1} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 35.92 - \frac{3.672 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 25.36 \text{ mm}^2 \rightarrow A_u = 0.25 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \frac{0.6+0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

On prend $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Espacement maximal:

$$s_t = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximal:**

$$s_t = \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 90} \rightarrow \tau_u = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II.2.7. Calcul à l'ELS:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.72} = 0.22 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.167 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ → Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} = \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 2.72 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow$$

$$M_{ser/A} = 0.7 \text{ KN.m}$$

- **Moment limite de service M_1 :**

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

Sachant que la contrainte du béton est donné à l'ELS par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15MPa}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

La contrainte d'acier: La fissuration est considéré préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries, Voir: **BAEL 91 (Article B.2.4)**.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \mathbf{CBA 93 (Article A.4.5.3.3)}$$

D'où:

f_e : Désigne la limite élastique des aciers utilisés exprimée en MPa.

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

η : Un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, tel que:

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses y compris les treillis soudés.} \\ 1.6 & \text{Pour les armatures à haute adhérence.} \\ 1.3 & \text{Pour les câbles de diamètre } < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.67; 201.63\}$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \rightarrow \alpha_r = \mathbf{0.53}$$

$$\mu_r = \frac{0.53}{2} \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 0.22$$

$$M_1 = 0.22 \times 1000 \times 90^2 \times 15 \rightarrow M_1 = 26.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser/A} = 0.7 \text{ KN.m} < M_1 = 26.73 \text{ KN.m} \rightarrow A' = 0 \text{ (La section sans acier comprimé).}$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 90 \times \frac{0.53}{3} \rightarrow Z_r = 74.1 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{Z_r \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.7 \times 10^6}{74.1 \times 201.63} = 46.85 \text{ mm}^2$$

$$A_{sser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} = 46.85 - \frac{2.72 \times 10^3}{201.63} = 33.36 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min} ; A_{sser}) = \max(1.09 ; 0.33) \rightarrow A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8 = 2.01 cm²**

II.2.8. Schémas de ferrailage:

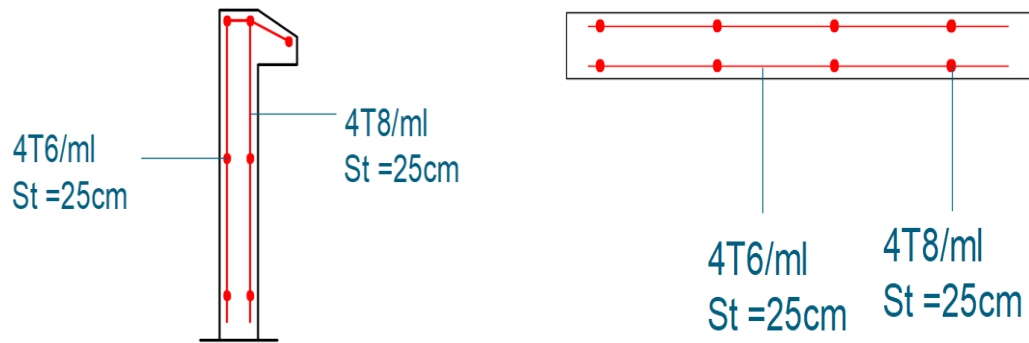


Figure III.2.3: Schémas ferrailage d'acrotère.

III.3. Etude des planchers:

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre projet on a opté pour des planchers en corps creux, Ils sont constitués par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (16 x 20 x 65) cm³, avec une table de compression de 4cm d'épaisseur.

- **Justification de choix des plancher à corps creux :**

- * Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- * Plus légère que les dalles pleines.
- * Plus économique que les dalles pleines.
- * Exécution simple et bonne isolation thermique et phonique

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La table de compression.

III.3.1. Evaluation des charges appliquées à chaque poutrelle :

- **Plancher étage courant :**

$$\begin{cases} G_{\text{terrasse}} = 5.21 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} g = G \times 0.65 = 5.21 \times 0.65 = 3.39 \text{ KN/ml.} \\ q = Q \times 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- **Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :**

$$\begin{cases} G_{\text{terrasse}} = 6.63 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} g = G \times 0.65 = 6.63 \times 0.65 = 4.3 \text{ KN/ml.} \\ q = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- **Combinaisons des charges:**

$$P_u = 1.35 g + 1.5 q$$

$$P_{\text{ser}} = g + q$$

Désignation	Plancher terrasse	Étage courant
ELU (KN/ml)	6.78	6.05
ELS (KN/ml)	4.95	4.37

Tableau III.3.1: Combinaison des charges pour les

III.3.2. Type et position des poutrelles:

- Etage courant:

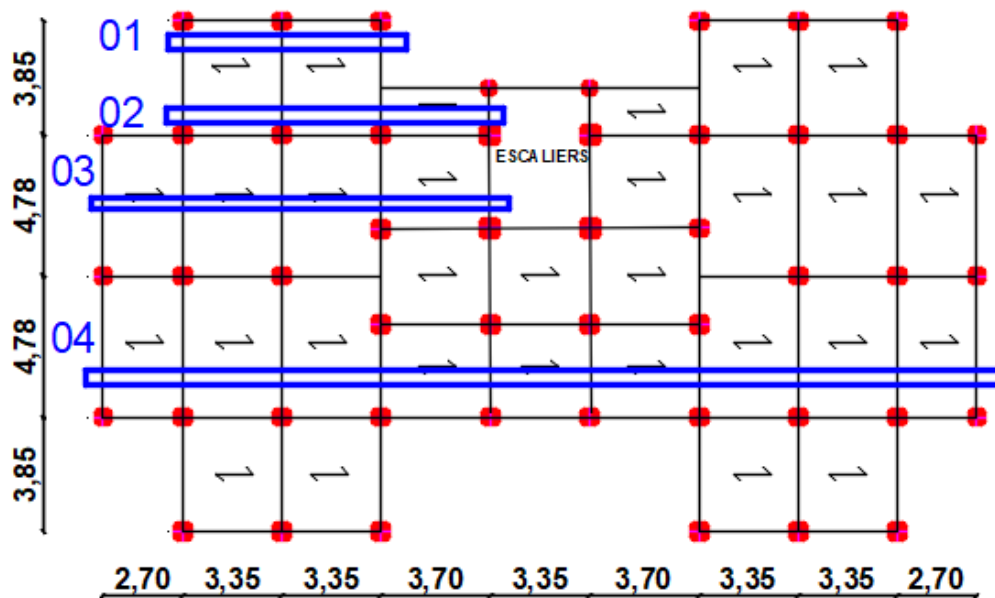


Figure III.3.1: Types de poutrelles pour l'étage courant.

- Terrasse inaccessible:

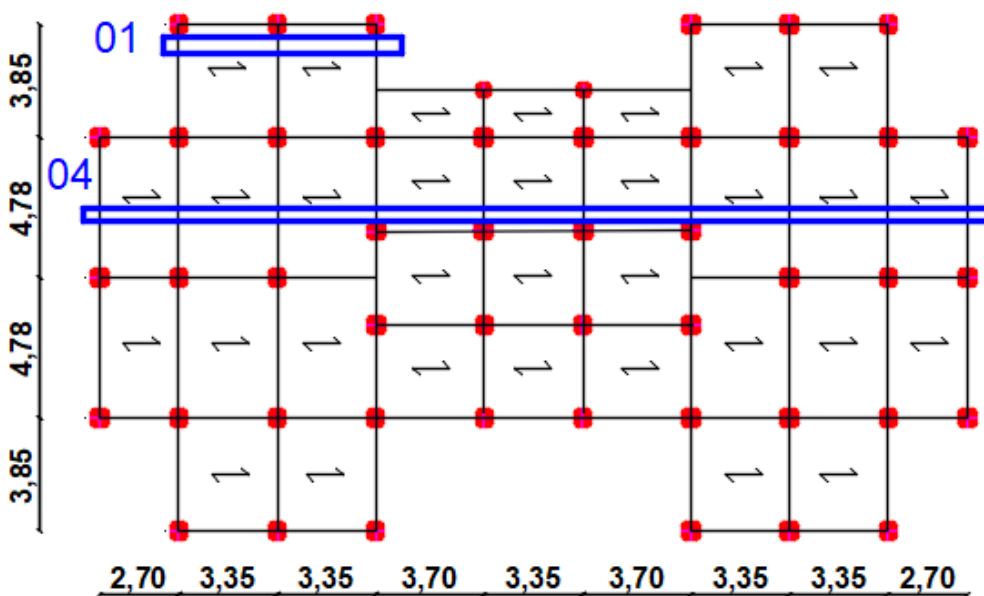
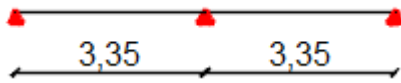
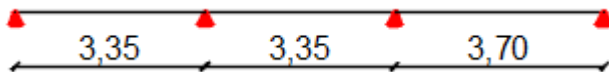


Figure III.3.2: Types de poutrelles pour le plancher terrasse.

Type 01:



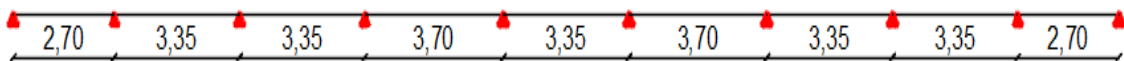
Type 02:



Type 03:



Type 04:



III.3.3. Calcul des poutrelles:

Le plancher est constitué de corps creux **(16+4)** qui repose sur des poutrelles. Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.3.4. Méthode forfaitaire:

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.

a. Domaine d'application:

Son application suppose la vérification des conditions suivantes:

- Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire ou:
 $Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ KN/m}^3)$.
- Les moments d'inerties sont constantes sur les différentes travées : **I= constant**.
- Les portées vérifient la relation suivante: $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Les fissurations sont considérées **non préjudiciables** à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.

b. Principe d'application de la méthode :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation valeurs non pondérées.

c. Evaluation des moments fléchissant:

M_0 : Le moment maximal dans la travée de référence : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

M_e et M_w : Valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue.

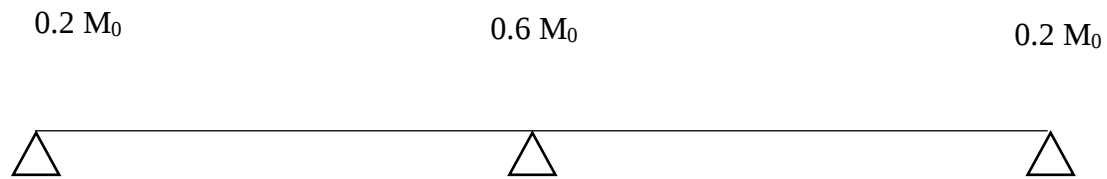
M_t : Moment maximal dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

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

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

- **cas de 02 travées :**



- **cas de 03 travées :**



- **cas de plus de 03 travées :**

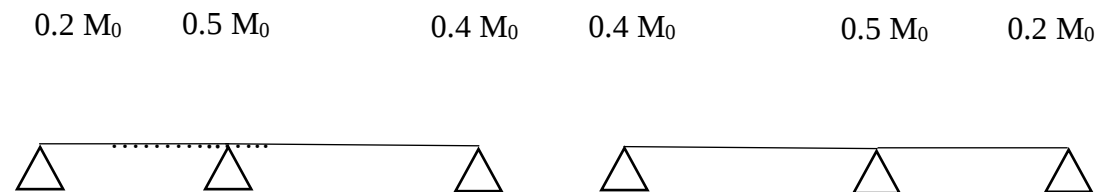


Figure III.3.3: Evaluation des moments fléchissant.

d. Evaluation des efforts tranchants:

Les efforts tranchants sont évalués soit

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM : Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$

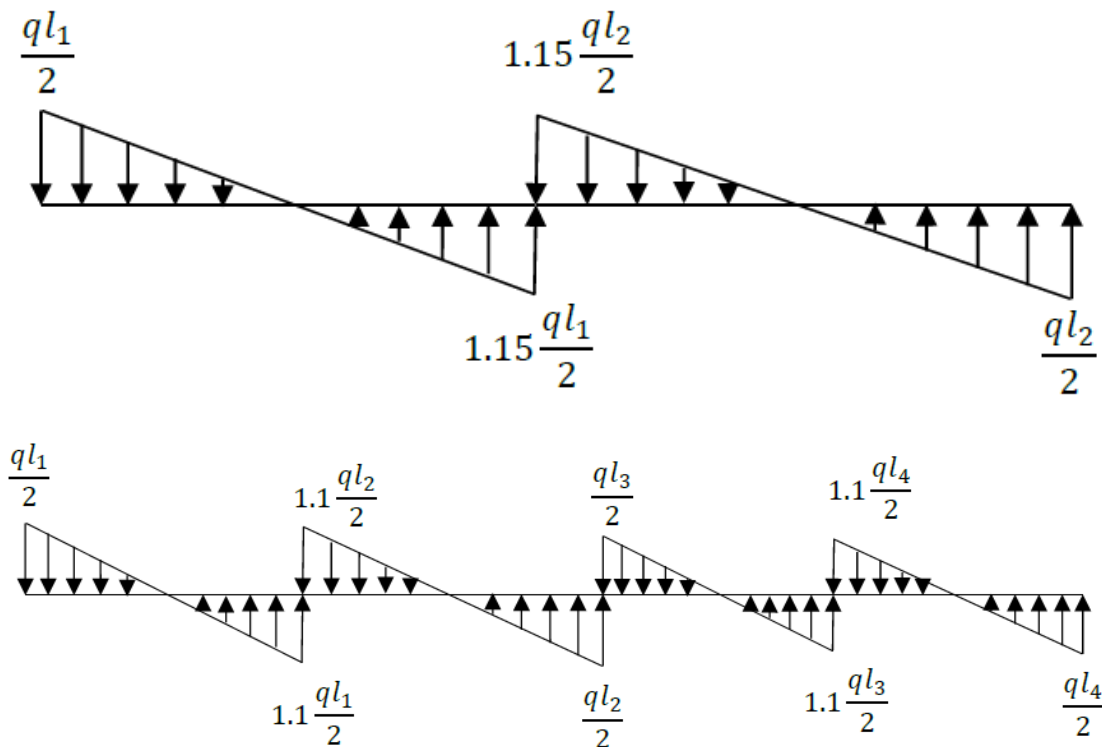


Figure III.3.4: Evaluation des efforts tranchants.

III.3.5. Méthode de CAQUOT:

- La méthode est applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée c.-à-d.: $Q > 2 \text{ GouQ} > 5 \text{ KN/m}^2$
- Les charges d'exploitation sont susceptibles des variations rapides.
- Les poutres sont associées à une dalle (**section T**).

a. Principe d'application de la méthode :

Cette méthode repose sur la méthode des trois moments qui est simplifiée et corrigée pour tenir compte :

- De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne, pour réduire ce moment sur appuis et augmenter les moments des travées.
- De l'amortissement des efforts du chargement des travées successives, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

b. Evaluation des moments fléchissant:

$$M_i = \frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 \times M_0.$$

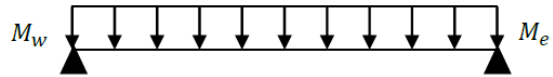


Figure III.3.5: Evaluation des moments fléchissant.

On calcul pour chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives $l'_{e,w}$:

Avec: M_i : Le moment sur appui.

M_t : Le moment en travée.

P_w : La charge sur la travée gauche.

P : La charge sur la travée droite.

l : La longueur de la travée.

$l'_{e,w} = l$: Pour une travée de rive.

$l'_{e,w} = 0,8 l$: Pour une travée intermédiaire.

M_0 : Le moment fléchissant isostatique: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_w, M_e : Les moments gauche et droite de la travée considérée.

c. Evaluation des efforts tranchants:

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{avec:} \quad T_0 = \frac{ql}{2}.$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

T_w et T_e : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

III.3.6. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

- Les charges d'exploitations sont modère, c'est-à-dire ou:

$$Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ KN/m}^3):$$

- * Plancher étage courant:

$$Q = 1,5 \text{ KN} \leq \min (2 \times 5,21 = 10,42 ; 5)$$

- * Plancher terrasse inaccessible:

$$Q = 1 \text{ KN} \leq \min (2 \times 6,63 = 13,26 ; 5)$$

➔ **Condition vérifié**

- Les moments d'inerties sont constantes sur les différents travées : **I= constant.**

→ **Condition vérifié**

- Les portées vérifient la relation suivant: $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

Type 01:

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.35} = 1 \leq 1.25$$

Type 02:

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.35} = 1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.7} = 0.9 \leq 1.25$$

Type 03:

$$0.8 \leq \frac{2.7}{3.35} = 0.8 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.35} = 1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.7} = 0.9 \leq 1.25$$

Type 04:

$$0.8 \leq \frac{2.7}{3.35} = 0.8 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.35} = 1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.7} = 0.9 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.7}{3.35} = 1.1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{2.7} = 1.24 \leq 1.25$$

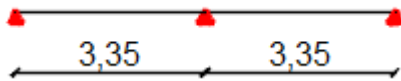
- Les fissurations sont considérées **non préjudiciables** à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement. → **Condition vérifié**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites donc nous allons procéder aux calculs des sollicitations par cette méthode.

III.3.7. Détermination des sollicitations:

a. Plancher étage courant:

• **Type 01:**



* **ELU:**

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	3.35	6.05	8.49	1.27	5.09	5.73	10.13	11.65
2	3.35	6.05	8.49	5.09	1.27	5.73	11.65	10.13

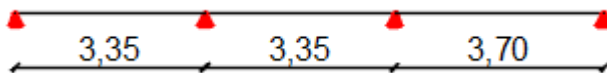
Tableau III.3.2.a:Les sollicitations du plancher étage courant type 1 à l'ELU.

* **ELS:**

Travée	L (m)	P_s (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	3.35	4.37	6.13	0.92	3.68	4.14	7.32	8.42
2	3.35	4.37	6.13	3.68	0.92	4.14	8.42	7.32

Tableau III.3.2.b:Les sollicitations du plancher étage courant type 1 à l'ELS.

• **Type 02:**



* **ELU:**

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	3.35	6.05	8.49	1.27	4.25	6.15	10.13	11.15
2	3.35	6.05	8.49	4.25	5.18	4.53	11.15	11.15
3	3.7	6.05	10.35	5.18	1.55	7.5	12.31	11.19

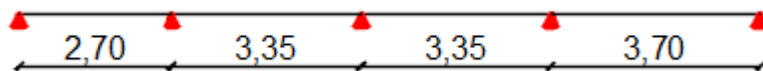
Tableau III.3.3.a:Les sollicitations du plancher étage courant type 2 à l'ELU.

* **ELS:**

Travée	L (m)	P_s (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	3.35	4.37	6.13	0.92	3.07	4.44	7.32	8.05
2	3.35	4.37	6.13	3.07	3.74	3.27	8.05	8.05
3	3.7	4.37	7.48	3.74	1.12	5.42	8.89	8.08

Tableau III.3.3.b:Les sollicitations du plancher étage courant type 2 à l'ELS.

• **Type 03:**



* **ELU:**

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	2.7	6.05	5.51	0.83	4.25	3.49	8.17	8.98
2	3.35	6.05	8.49	4.25	3.4	5.09	11.15	10.13
3	3.35	6.05	8.49	3.4	5.18	4.62	10.13	11.15
4	3.7	6.05	10.35	5.18	1.55	7.5	12.31	11.19

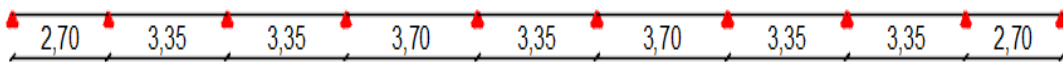
Tableau III.3.4.a:Les sollicitations du plancher étage courant type 3 à l'ELU.

* ELS:

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
1	2.7	4.37	3.98	0.6	3.07	2.52	5.9	6.49
2	3.35	4.37	6.13	3.07	2.45	3.68	8.05	7.32
3	3.35	4.37	6.13	2.45	3.74	3.34	7.32	8.05
4	3.7	4.37	7.48	3.74	1.12	5.42	8.89	8.08

Tableau III.3.4.b: Les sollicitations du plancher étage courant type 3 à l'ELS.

• Type 04:



* ELU:

Travée	L (m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
1	2.7	6.05	5.51	0.83	4.25	3.49	8.17	8.98
2	3.35	6.05	8.49	4.25	3.4	5.09	11.15	10.13
3	3.35	6.05	8.49	3.4	4.14	5.14	10.13	10.13
4	3.7	6.05	10.35	4.14	4.14	6.73	11.19	11.19
5	3.35	6.05	8.49	4.14	4.14	4.77	10.13	10.13
6	3.7	6.05	10.35	4.14	4.14	6.73	11.19	11.19
7	3.35	6.05	8.49	4.14	3.4	5.14	10.13	10.13
8	3.35	6.05	8.49	3.4	4.25	5.09	10.13	11.15
9	2.7	6.05	5.51	4.25	0.83	3.49	8.98	8.17

Tableau III.3.5.a: Les sollicitations du plancher étage courant type 4 à l'ELU.

* ELS:

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
1	2.7	4.37	3.98	0.6	3.07	2.52	5.9	6.49
2	3.35	4.37	6.13	3.07	2.45	3.68	8.05	7.32
3	3.35	4.37	6.13	2.45	2.99	3.72	7.32	7.32
4	3.7	4.37	7.48	2.99	2.99	4.86	8.08	8.08
5	3.35	4.37	6.13	2.99	2.99	3.45	7.32	7.32
6	3.7	4.37	7.48	2.99	2.99	4.86	8.08	8.08
7	3.35	4.37	6.13	2.99	2.45	3.72	7.32	7.32
8	3.35	4.37	6.13	2.45	3.07	3.68	7.32	8.05
9	2.7	4.37	3.98	3.07	0.6	2.52	6.49	5.9

Tableau III.3.5.b: Les sollicitations du plancher étage courant type 4 à l'ELS.

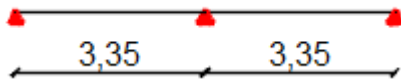
b. Plancher terrasse:

• **Type 01:**

ELU:

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	3.35	6.78	9.51	1.43	5.71	6.42	11.36	13.06
2	3.35	6.78	9.51	5.71	1.43	6.42	13.06	11.36

Tableau III.3.6.a:Les sollicitations du plancher terrasse type 1 à l'ELU.

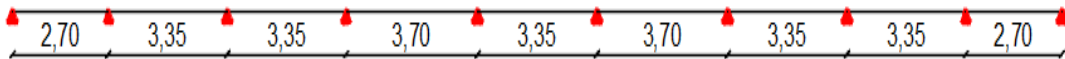


• **ELS:**

Travée	L (m)	P_s (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	3.35	4.95	6.94	1.04	4.16	4.69	8.29	9.53
2	3.35	4.95	6.94	4.16	1.04	4.69	9.53	8.29

Tableau III.3.6.b:Les sollicitations du plancher terrasse type 1 à l'ELS.

• **Type 04:**



• **ELU:**

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	2.7	6.78	6.18	0.93	4.76	3.83	9.15	10.06
2	3.35	6.78	9.51	4.76	3.80	5.71	12.49	11.36
3	3.35	6.78	9.51	3.80	4.64	5.77	11.36	11.36
4	3.7	6.78	11.60	4.64	4.64	7.54	12.54	12.54
5	3.35	6.78	9.51	4.64	4.64	5.35	11.36	11.36
6	3.7	6.78	11.60	4.64	4.64	7.54	12.54	12.54
7	3.35	6.78	9.51	4.64	3.80	5.77	11.36	11.36
8	3.35	6.78	9.51	3.80	4.76	5.71	11.36	12.49
9	2.7	6.78	6.18	4.76	0.93	3.83	10.07	9.15

Tableau III.3.7.a:Les sollicitations du plancher terrasse type 4 à l'ELU.

• **ELS:**

Travée	L (m)	P_s (KN/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
1	2.7	4.95	4.51	0.68	3.47	2.79	6.68	7.35
2	3.35	4.95	6.94	3.47	2.78	4.17	9.12	8.29
3	3.35	4.95	6.94	2.78	3.39	3.79	8.29	8.29
4	3.7	4.95	8.47	3.39	3.39	6.14	9.16	9.16
5	3.35	4.95	6.94	3.39	3.39	4.4	8.29	8.29
6	3.7	4.95	8.47	3.39	3.39	6.14	9.16	9.16
7	3.35	4.95	6.94	3.39	2.78	4.2	8.29	8.29

8	3.35	4.95	6.94	2.78	3.47	4.16	8.29	9.12
9	2.7	4.95	4.51	3.47	0.68	2.79	7.35	6.68

Tableau III.3.7.b: Les sollicitations du plancher terrasse type 4 à l'ELS.

III.3.7. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

a. Plancher étage courant:

	$M_{0 \text{ max}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ max}}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	10.35	7.5	5.18	12.31
ELS	7.48	5.42	3.74	8.89

Tableau III.3.8: Les valeurs maximales des sollicitations du plancher étage courant.

- **ELU:**
- **En travée:**

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_0 = \overline{\sigma_b} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 14.17 \times 65 \times 4 \times \left((0.9 \times 20) - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_0 = 58.95 \text{ KN.m} > M_{t \text{ max}} = 7.5 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression et la table n'est pas entièrement comprimé, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}; \alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right); z = d(1 - 0.4 \alpha_u); A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{Donc:}$$

Désignation	M (KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptéS}$ (cm ²)
Valeur	7.5	0.025	0.032	177.7	1.21	1.41	2HA10 = 1.57

Tableau III.3.9: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée du plancher étage courant.

- **Sur appuis:**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ($b_0 \times h = 10 \times 20 \text{ cm}$):

Désignation	M (KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptéS}(\text{cm}^2)$
Valeur	5.18	0.113	0.015	169.2	88.02	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau III.3.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appui du plancher étage courant.

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{12.31 \times 10^3}{100 \times 180} \rightarrow \tau_u = 0.68 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \text{ Condition vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

Les efforts T_u sont négligeables si $|M_u| \geq 0.9 \times d \times T_u$

On a: $5.18 > 0.9 \times 0.18 \times 12.31 \rightarrow$ les efforts T_u sont négligeables.

- **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9 d = 16.2 \text{ cm}$

- **Vérification de la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$V_u = 12.31 \text{ KN} \leq (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 138.14 \text{ KN}$$

$\rightarrow$ Condition vérifié, donc pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- **Pourcentage minimal :**

$$A_p = 0.001 \times b \times h = 1.3 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_p = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2 \rightarrow A_p \geq 1.3 \text{ cm}^2$

Sur appuis: $A_p = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2 \rightarrow A_p \geq 0.2 \text{ cm}^2$

Donc: $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_p)$

Désignation	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_p (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	1.21	1.41	1.3	1.41	2T10 = 1.57
Appui	0.83	0.22	0.20	0.83	2T10 = 1.57

Tableau III.3.11: Section d'armature longitudinale adopté pour plancher étage courant

- **E.L.S :**
- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec: $\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$

$\eta = 15$; $A'_s = 0$; $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ et le moment d'inertie I est donné par:

$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y)^2 A_s$; Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau ci-après:

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	5.42	3.28	5867.34	3.03	15	Vérifié
Appui	3.74	7.14	3986.42	6.69	15	Vérifié

Tableau III.3.12: Vérification des contraintes à l'ELS du plancher étage courant

- **Vérification de la flèche : (BAELB.6.5, 1) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec : $h = 0.20 \text{ m}$; $l = 3.70 \text{ m}$ et $A_{stt} = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{18 M_u} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{3.70} = 0.0541 ; \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{0.2}{3.7} = 0.0541 ; \frac{3.74}{18 \times 5.18} = 0.0401 \quad \text{C.V} \\ \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013 ; \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche:

- Calcul de la flèche (par la méthode d'inertie fissurée)**

Il faut que: $f \leq \bar{f}$

Avec: $\bar{f} = \frac{l}{500} = 0.74 \text{ cm}$ (**BAEL Article B.5.6.1**) Et: $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}}$

$M_t = 5.42 \text{ KN.m}$

$E_i = 32164.195 \text{ MPa}$ Module de déformation instantané de béton

I_{fi} : L'inertie fissurée.

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + \frac{b_0}{b}) \rho} = \mathbf{31.83}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \mathbf{0.31}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \mathbf{1256.18 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{5.42 \times 10^6}{10 \times 32164.195 \times 1256.18} = 0.013 \text{ cm} < 0.8 \text{ cm}$$

Condition vérifié

b. Plancher terrasse inaccessible:

	$M_{0 \text{ max}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ max}}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	11.60	7.54	5.71	13.06
ELS	8.47	6.14	4.16	9.53

Tableau III.3.13: Les valeurs maximales des sollicitations du plancher terrasse.

• **ELU:**

* **En travée:**

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_0 = \overline{\sigma}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 14.17 \times 65 \times 4 \times \left((0.9 \times 20) - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_0 = 58.95 \text{ KN.m} > M_{t \text{ max}} = 7.54 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression et la table n'est pas entièrement comprimé, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}; \alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right); z = d(1 - 0.4 \alpha_u); A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Désignation	M (KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptés}(cm^2)$
Valeur	7.54	0.025	0.032	177.7	1.21	1.41	2HA10 = 1.57

Tableau III.3.14: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée du plancher terrasse.

* **Sur appuis:**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire($b_0 \times h = 10 \times 20 \text{ cm}$):

Désignation	M (KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptés}(cm^2)$
Valeur	5.71	0.124	0.166	168.05	0.98	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau III.3.15: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en sur appui du plancher terrasse.

• **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{13.06 \times 10^3}{100 \times 180} \Rightarrow \tau_u = 0.73 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

Les efforts T_u sont négligeables si $|M_u| \geq 0.9 \times d \times T_u$

On a: $5.71 > 0.9 \times 0.18 \times 13.06 \rightarrow$ les efforts T_u sont négligeables.

- **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9 d = 16.2 \text{ cm}$

- **Vérification de la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$V_u = 13.06 \text{ KN} \leq (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 138.14 \text{ KN}$$

$\rightarrow$ **Condition vérifié**, donc pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- **Pourcentage minimal :**

$$A_p = 0.001 \times b \times h = 1.3 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_p = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2 \rightarrow A_p \geq 1.3 \text{ cm}^2$

Sur appuis: $A_p = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2 \rightarrow A_p \geq 0.2 \text{ cm}^2$

Donc: $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_p)$

Désignation	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_p (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	1.21	1.41	1.3	1.41	2T10 = 1.57
Appui	0.98	0.22	0.20	0.98	2T10 = 1.57

Tableau III.3.16: Section d'armature longitudinale adoptée pour plancher terrasse

- **E.L.S :**

- * **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec:

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$\eta = 15$; $A'_s = 0$; $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ et le moment d'inertie I est donné par:

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)A'_s + \eta(d-y)^2A_s$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau ci-après:

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	6.14	3.28	5867.34	3.43	15	Vérifié
Appui	4.16	7.14	3986.42	7.45	15	Vérifié

Tableau III.3.17: Vérification des contraintes à l'ELS du plancher étage courant

*** Vérification de la flèche : (BAELB.6.5, 1) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99) :

Avec : $h = 0.20$ m ; $l = 3.70$ m et $A_{stt} = 1.57$ cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{18 M_u} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{3.70} = 0.0541 ; \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C. N. V} \\ \frac{0.2}{3.7} = 0.0541 ; \frac{6.14}{18 \times 7.54} = 0.0446 \quad \text{C. V} \\ \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013 ; \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C. V} \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche:

*** Calcule de la flèche (par la méthode d'inertie fissurée)**

Il faut que: $f \leq \bar{f}$

Avec: $\bar{f} = \frac{l}{500} = 0.74$ cm (**BAEL Article B.5.6.1**) Et: $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}}$

$M_t = 6.14$ KN. m

$E_i = 32164.195$ MPa Module de déformation instantané de béton

I_{fi} : L'inertie fissurée.

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{(2 + \frac{b_0}{b})\rho} = \mathbf{31.83}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = \mathbf{0.31}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 1256.18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6.14 \times 10^6}{10 \times 32164.195 \times 1256.18} = 0.015 \text{ cm} < 0.8 \text{ cm}$$

Condition vérifié

III.3.8.Ferraillage transversal (BAEL Article A.7.2, 2):

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b_0}{10}\right] \rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

L'espacement S_t :

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = (16,20 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} \rightarrow S_{t2} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} \rightarrow S_{t3} = 53.85 \text{ cm}$$

$$S_t = \min. (16.2; 33.48; 53.85)$$

Donc on prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.3.9. La dalle mince (table de compression) : (BAEL Article B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à:

$$A_{\perp} = 0.02 l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \rightarrow A_{\perp} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé Ø6 (20/20)

III.3.10. Schémas de ferrailage:

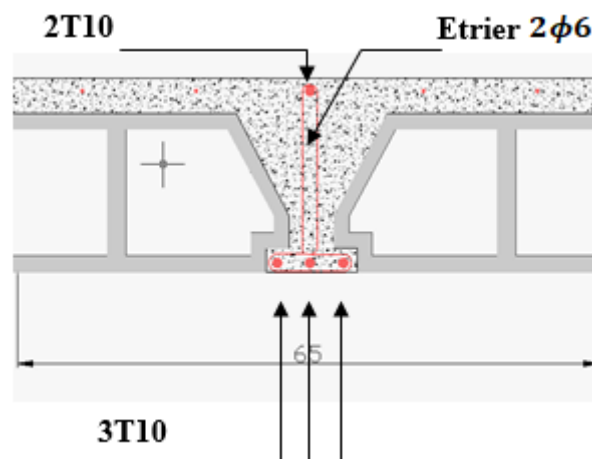


Figure III.3.6: Schéma ferrailage des nervures.

III.4. Etude des balcons:

Les balcons sont des plaques minces et planes encastrées dans une ou plusieurs poutres, Le calcul d'un balcon dépend de mode de fonction et de la configuration de la dalle. Le 1^{er} balcon est calculé comme une dalle pleine sur deux appuis, Alors que les 2 autres balcons sont des dalles pleines encastrées dans une poutre donc ils sont calculés comme des poutres consoles.

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple.

III.4.1. Type 01: Dalle pleine sur deux appuis

$$L_x = 110 \text{ cm}$$

$$L_y = 370 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.3 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

a. Evaluation des charges:

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2; \quad P = 1 \text{ KN}$$

Le travail peut se faire pour une bande de 1 m.

b. Combinaison des charges:

• ELU:

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m} = 12.15 \text{ KN/m} \quad 1.1 \text{ m}$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \text{ KN}$$

• ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 8.61 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

c. Sollicitations:

• ELU:

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + P_u l_x = 8.84 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l_x + P_u = 14.72 \text{ KN}$$

• ELS:

$$M_s = \frac{q_s \times l_x^2}{2} + P_s l_x = 6.31 \text{ KN.m}$$

d. Ferrailage:

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

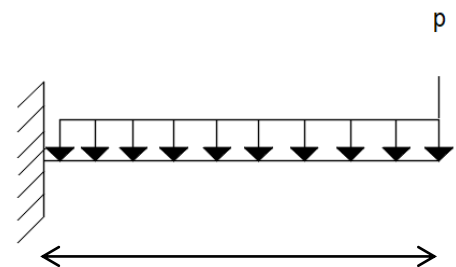


Figure III.4.1: Schémas statique de balcon type 01.

Donc: $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.84 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.034 = < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$\rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} = 0.034 < \mu_l = 0.392$

$\rightarrow \alpha_u = 0.043 \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$

$\rightarrow z = 132.68 \text{ mm} z = d(1 - 0.4 \alpha_u)$

- **Section des armatures:**

$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.84 \times 10^6}{132.68 \times \frac{400}{1.15}} = 1.91 \text{ cm}^2$

$A_s = 1.91 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \frac{0.6+0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$

$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.63; 1.91) = 1.91 \text{ cm}^2$

On prend: **4HA10=3.14 cm²**

Avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Espacement maximal:**

$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifié

- **Armatures de répartition:**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$

- **On prend: 3HA8 =1.51 cm²**

Avec: $S_t = 33$

- **Espacement maximal:**

$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Condition vérifié

e. Vérification à l'ELU:

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

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14.72 \times 10^3}{1000 \times 135} \rightarrow \tau_u = 0.11 \text{ MPa}$

$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4) \rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifié}$

f. Vérification à l'ELS:

- **Vérification de l'état limite de compression du béton:**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

Avec: $\eta = 15$; $A'_s = 0$; $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13.5 - y) \times 2.51 = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 635.85 = 0 \Rightarrow y = 3.12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (3.12)^3 + 15(13.5 - 3.12)^2 \times 3.14 = 6087.14 \text{ cm}^4$$

$$I = 6087.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.31 \times 10^6 \times 31.2}{6087.14 \times 10^4} = 3.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifié}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \text{CBA 93 (Article A.4.5.3.3)}$$

D'où:

f_e : Désigne la limite élastique des aciers utilisés exprimée en MPa.

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

η : Un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, tel que:

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses y compris les treillis soudés.} \\ 1.6 & \text{Pour les armatures à haute adhérence.} \\ 1.3 & \text{Pour les cas des fils de diamètre } < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.67; 201.63\}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 6.31 \times 10^6 \times (135 - 31.2)}{6087.14 \times 10^4} = 161.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 161.4 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

• **Vérification de la flèche(BAELB.6.5.1 1):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.10} = 0.14; \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.10} = 0.14; \frac{8.84}{10 \times 8.84} = 0.1 \\ \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023; \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Condition vérifié} \\ \text{Condition vérifié} \\ \text{Condition vérifié} \end{array}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche n'est pas utile.

III.4.2. Schéma ferrailage du balcon type 01:

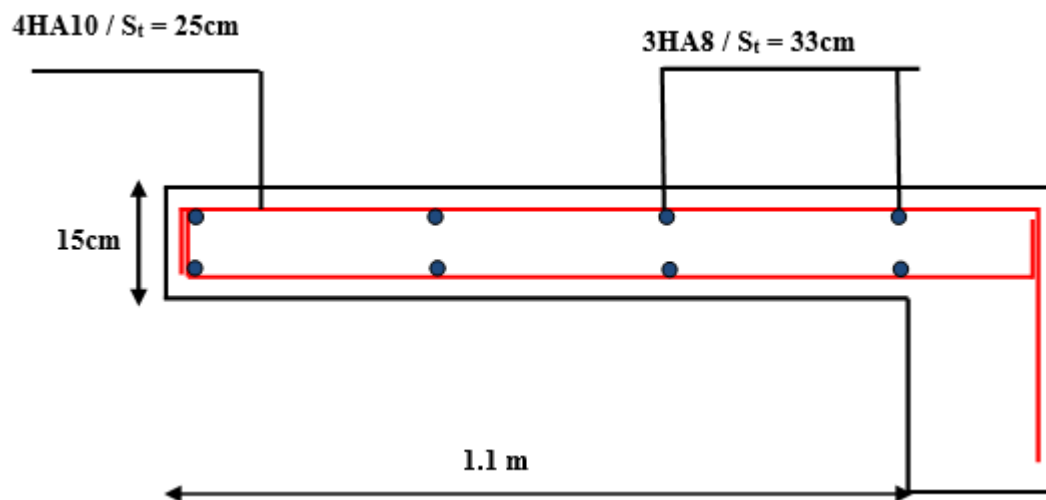


Figure III.4.2: ferrailage du balcon type 01.

III.4.3. Type 02: Dalle pleine sur un seul appui:

$$L_x = 40 \text{ cm} \quad L_y = 135 \text{ cm}$$

a. Evaluation des charges:

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2; P = 1 \text{ KN}$$

Le travail peut se faire pour une bande de 1 m.

b. Combinaison des charges:

• **ELU:**

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1m = 12.15 \text{ KN/m} \quad 0.4 \text{ m}$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \text{ KN}$$

• **ELS:**

$$q_s = (G + Q) \times 1m = 8.61 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

c. Sollicitations:

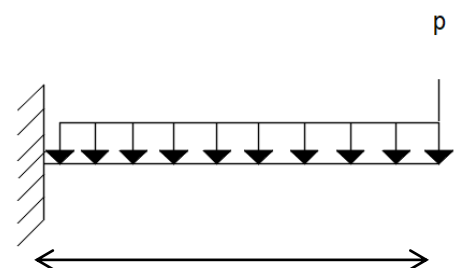


Figure III.4.3: Schémas statique de balcon type 02.

- **ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + P_u l_x = 1.51 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l_x + P_u = 6.21 \text{ KN}$$

- **ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \times l_x^2}{2} + P_s l_x = 1.08 \text{ KN.m}$$

d. Ferrailage:

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ Avec: } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.51 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.006 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow$$

Pivot A

$$\rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} = 0.006 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0.007 \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\rightarrow z = 134.96 \text{ mm} \quad z = d(1 - 0.4 \alpha_u)$$

- **Section des armatures:**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.51 \times 10^6}{134.96 \times \frac{400}{1.15}} = 32.17 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.32 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \mathbf{0.32 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \frac{0.6 + 0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.63 ; 0.32) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifié}$$

- **Armatures de répartition:**

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

$$\text{On prend: } \mathbf{3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } S_t = 33$$

- **Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{ cm} ; 45\text{ cm}) = 33\text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

e. Vérification à l'ELU:

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

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{6.21 \times 10^3}{1000 \times 135} \rightarrow \tau_u = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 ; 4) \rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

f. Vérification à l'ELS

- **Vérification de l'état limite de compression du béton:**

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; A'_s = 0 ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13.5 - y) \times 2.01 = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 407.03 = 0 \rightarrow y = 2.56 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (2.56)^3 + 15(13.5 - 2.56)^2 \times 2.01 = 4167.7 \text{ cm}^4$$

$$I = 4167.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.08 \times 10^6 \times 25.6}{4167.7 \times 10^4} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \text{CBA 93 (Article A.4.5.3.3)}$$

D'où:

f_e : Désigne la limite élastique des aciers utilisés exprimée en MPa.

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

η : Un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, tel que:

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses y compris les treillis soudés.} \\ 1.6 & \text{Pour les armatures à haute adhérence.} \\ 1.3 & \text{Pour les cas des fils de diamètre } < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.67; 201.63\}$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 1.08 \times 10^6 \times (135 - 25.6)}{4167.7 \times 10^4} = 42.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 42.52 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1 1):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.4} = 0.38; \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{0.15}{0.4} = 0.38; \frac{1.51}{10 \times 1.51} = 0.1 \\ \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0015; \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{Condition vérifiée} \\ \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche n'est pas utile.

III.4.4. Schéma de ferrailage du balcon type 02:

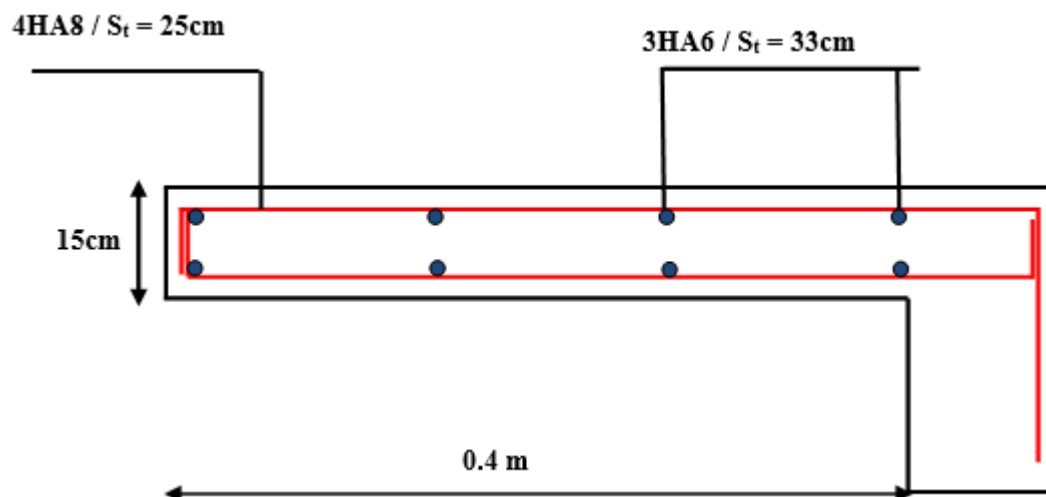


Figure III.4.4: Ferrailage du balcon type 02.

III.4.5. Type 03: Dalle pleine sur un seul appui:

$$L_x = 55 \text{ cm} \quad L_y = 190 \text{ cm}$$

a. Evaluation des charges:

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2; P = 1 \text{ KN}$$

Le travail peut se faire pour une bande de 1 m.

b. Combinaison des charges:

• ELU:

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m} = 12.15 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \text{ KN} \quad 0.55 \text{ m}$$

• ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} =$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

c. Sollicitations:

• ELU:

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + P_u l_x = 2.59 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l_x + P_u = 8.03 \text{ KN}$$

• ELS:

$$M_s = \frac{q_s \times l_x^2}{2} + P_s l_x = 1.85 \text{ KN.m}$$

d. Ferrailage:

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.59 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.01 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} = 0.01 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0.013 \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) z = 134.30 \text{ mm}$$

• Section des armatures:

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.59 \times 10^6}{134.30 \times \frac{400}{1.15}} = 55.44 \text{ mm}^2 = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.55 \text{ cm}^2$$

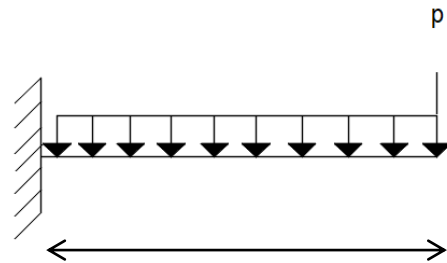


Figure III.4.5: Schémas statique de balcon type 03.

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \frac{0.6+0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.63 ; 0.55) = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On prend: } \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifié}$$

- **Armatures de répartition:**

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

$$\text{On prend: } \mathbf{3HA6=0.85 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } S_t = 33$$

- **Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

e. Vérification à l'ELU:

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

$$\text{On doit vérifier que } \tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{8.03 \times 10^3}{1000 \times 135} \rightarrow \tau_u = \mathbf{0.059 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 ; 4) \rightarrow \overline{\tau_u} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

f. Vérification à l'ELS

- **Vérification de l'état limite de compression du béton:**

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; A'_s = 0 ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13.5 - y) \times 2.01 = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 407.03 = 0 \rightarrow y = \mathbf{2.56 \text{ cm}}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)A'_s + \eta(d-y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (2.56)^3 + 15(13.5 - 2.56)^2 \times 2.01 = 4167.7 \text{ cm}^4$$

$$I = 4167.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.85 \times 10^6 \times 25.6}{4167.7 \times 10^4} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifié}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \text{CBA 93 (Article A.4.5.3.3)}$$

D'où:

f_e : Désigne la limite élastique des aciers utilisés exprimée en MPa.

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

η : Un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, tel que:

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses y compris les treillis soudés.} \\ 1.6 & \text{Pour les armatures à haute adhérence.} \\ 1.3 & \text{Pour les cas des fils de diamètre } < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.67; 201.63\}$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 1.85 \times 10^6 \times (135 - 25.6)}{4167.7 \times 10^4} = 72.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 42.52 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1 1):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.55} = 0.27; \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{0.15}{0.55} = 0.27; \frac{2.59}{10 \times 1.51} = 0.1 \\ \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0015; \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Condition vérifié} \\ \text{Condition vérifié} \\ \text{Condition vérifié} \end{array}$$

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

III.4.6. Schéma de ferrailage du balcon type 06:

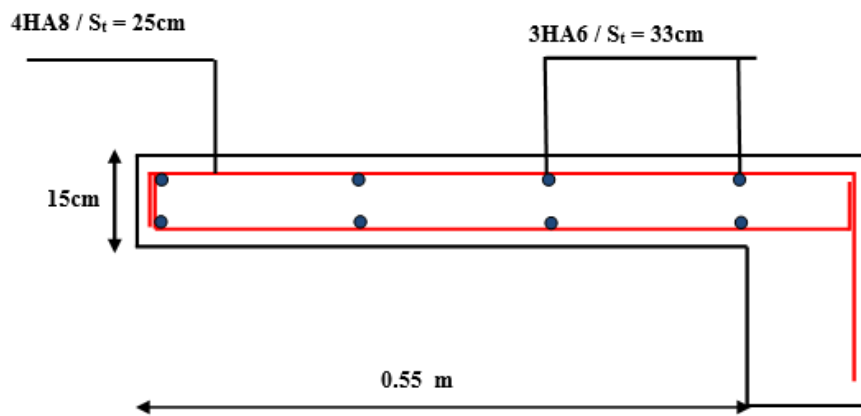


Figure III.4.6: Ferrailage du balcon type 03.

III.5.1. Etude des escaliers:

III.5.1. Les escaliers:

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont assimilés à une poutre uniformément chargée, soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre 2, Les fissurations sont considérées comme peu nuisibles car l'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries (Voir: **BAEL 91 (Article B.2.4)**).

Dans cet ouvrage nous avons un seul types d'escaliers, celui des étages courants et celui du RDC.

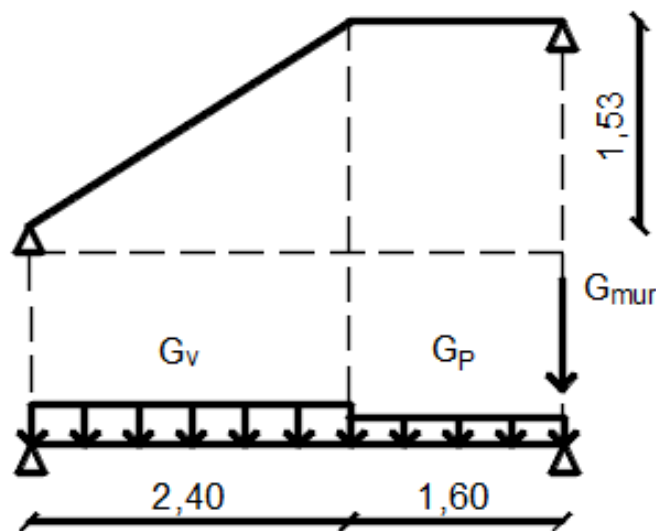


Figure III.5.1 : schéma statique des escaliers

a. Charges et surcharges:

$$\text{Paillasse: } \begin{cases} G_v = 8.47 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier: } \begin{cases} G_p = 6.74 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Mur: } P_{\text{mur}} = G \times h_{\text{mur}} \times 1\text{ml} = 3.47\text{kn}$$

b.

c. Combinaisons des charges:

On a:
$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} \\ \text{ELU: } q_s = (G + Q) \times 1\text{m} \end{cases} \quad \text{Donc:}$$

Désignation	q_v (KN/ml)	q_p (KN/ml)
ELU	15.18	12.85
ELS	10.97	9.24

Tableau III.5.1: Combinaisons des charges pour les escaliers

d. Réactions aux appuis:

- ELU:

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A = 29.61\text{KN}$$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 15.18 \times 2.4 + 12.85 \times 1.6 + 3.47 \rightarrow R_B = 30.85\text{KN}$$

- ELS:

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A = 21.39\text{KN}$$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10.97 \times 2.4 + 9.24 \times 1.6 + 3.47 \rightarrow R_B = 23.19\text{KN}$$

e. Effort tranchant et moment fléchissant:

- ELU:

* Effort tranchant:

1^{er} Tronçon ($0 \leq x \leq 2.4$ m):

$$v(x) = R_A - q_{vu} x$$

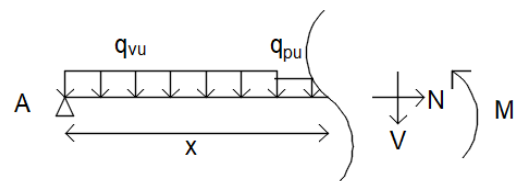
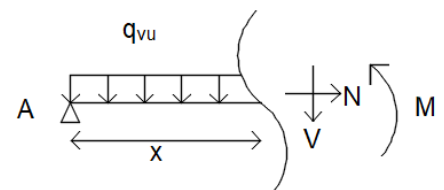
$$x = 0 \rightarrow v(x) = R_A = 29.61 \text{ KN}$$

$$x = 2.4 \text{ m} \rightarrow v(x) = 29.61 - (15.18 \times 2.4) = -6.82$$

KN

2^{ém} Tronçon ($2.4 \text{ m} \leq x \leq 4$ m):

$$v(x) = R_A - q_{vu} \times 2.4 - q_{pu} \times (x - 2.4)$$



$$x = 2.4 \text{ m} \rightarrow v(x) = 29.61 - (15.18 \times 2.4) - 0 = -6.82 \text{ KN}$$

$$x = 4 \text{ m} \rightarrow v(x) = 29.61 - (15.18 \times 2.4) - 12.85 \times (4 - 2.4) = -6.82 - 20.56 = -27.38 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{\max} = 29.61 \text{ KN}$$

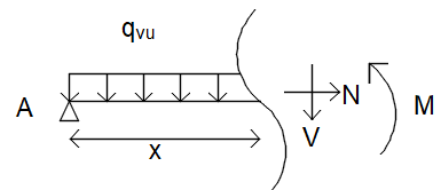
* Moment fléchissant:

1^{er} Tronçon ($0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$):

$$M(x) = R_A x - q_{vu} \frac{x^2}{2}$$

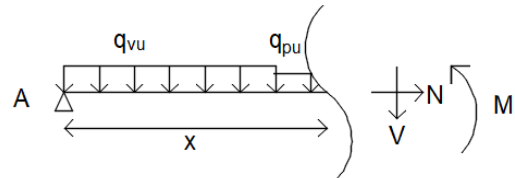
$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 2.4 \text{ m} \rightarrow M(2.4) = 29.61 \times 2.4 - 15.18 \frac{2.4^2}{2} = 27.34 \text{ KN.m}$$



2^{ém} Tronçon ($2.4 \text{ m} \leq x \leq 4 \text{ m}$):

$$M(x) = R_A x - 2.4 \times \left(x - \frac{2.4}{2}\right) q_{vu} - \frac{(x - 2.4)^2}{2} q_{pu}$$



$$\begin{aligned} M(2.4) &= 29.61 \times 2.4 - 2.4 \\ &\quad \times \left(2.4 - \frac{2.4}{2}\right) 15.18 \\ &\quad - \frac{(2.4 - 2.4)^2}{2} q_{pu} \\ &= 27.34 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M(4) = 29.61 \times 4 - 2.4 \times \left(4 - \frac{2.4}{2}\right) 15.18 - \frac{(4 - 2.4)^2}{2} \times 12.85 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow V = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(R_A x - q_{vu} \frac{x^2}{2})}{dx} = R_A - q_{vu} x = 29.61 - 15.18 x = 0 \rightarrow x = 1.95 \text{ m}$$

$$M(1.95) = 29.61 \times 1.95 - 15.18 \frac{1.95^2}{2} = 28.88 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_{\max} = 28.88 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 28.88 = 24.56 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_t = 24.56 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 28.88 = 14.44 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_a = 14.44 \text{ KN.m}}$$

- **ELS:**

- * **Effort tranchant**

1^{er} Tronçon (0 ≤ x ≤ 2.4 m):

$$v(x) = R_A - q_{v \text{ ser}} x$$

$$x=0 \rightarrow v(x) = R_A = 21.39 \text{ KN}$$

$$x=2.4 \text{ m} \rightarrow v(x) = 21.39 - (10.97 \times 2.4) = -4.95 \text{ KN}$$

2^{ém} Tronçon (2.4 m ≤ x ≤ 4m):

$$v(x) = R_A - q_{v \text{ ser}} \times 2.4 - q_{p \text{ ser}} \times (x - 2.4)$$

$$x=2.4 \text{ m} \rightarrow v(x) = 21.39 - (10.97 \times 2.4) = -4.94 \text{ KN}$$

$$x=4 \text{ m} \rightarrow v(x) = R_A - q_{v \text{ ser}} \times 2.4 - q_{p \text{ ser}} \times (x - 2.4) = 21.39 - (10.97 \times 2.4) - 9.24 \times (4 - 2.4) = -19.72 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{v_{\max} = 21.38 \text{ KN}}$$

- * **Moment fléchissant:**

1^{er} Tronçon (0 ≤ x ≤ 2.4 m):

$$M(x) = R_A x - q_{v \text{ u}} \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0$$

$$x=2.4 \text{ m} \rightarrow M(2.4) = 21.39 \times 2.4 - 10.97 \frac{2.4^2}{2} = 19.74 \text{ KN.m}$$

2^{ém} Tronçon (2.4 m ≤ x ≤ 4 m):

$$M(x) = R_A x - 2.4 \times \left(x - \frac{2.4}{2}\right) q_{v \text{ ser}} - \frac{(x - 2.4)^2}{2} q_{p \text{ ser}}$$

$$M(2.4) = 21.39 \times 2.4 - 2.4 \times \left(2.4 - \frac{2.4}{2}\right) 10.97 - \frac{(2.4 - 2.4)^2}{2} 9.24 \\ = 19.74 \text{ KN.m}$$

$$M(4) = 21.39 \times 4 - 2.4 \times \left(4 - \frac{2.4}{2}\right) 10.97 - \frac{(4 - 2.4)^2}{2} \times 9.24 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow V = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(R_A x - q_{v \text{ ser}} \frac{x^2}{2})}{dx} = R_A - q_{v \text{ ser}} x = 21.39 - 10.97 x = 0 \rightarrow x = 1.95 \text{ m}$$

$$M(1.95) = 21.39 \times 1.95 - 10.97 \frac{1.95^2}{2} \rightarrow M_{\max} = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 20.85 = 17.702 \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 17.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 20.85 = 10.43 \text{ KN.m} \rightarrow M_a = 10.43 \text{ KN.m}$$

f. Ferrailage:

- **En travée:**

$$\text{On a } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec: } M_t = 24.56 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

Donc:

$$\mu_{bu} = 0.095$$

$$\mu_{bu} = 0.095 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.095 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 0.13$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow z = 128 \text{ cm}$$

*** Section des armatures:**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 550.56 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 5.5 \text{ cm}^2$$

*** Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{calcul}}) = \max(1.63 ; 5.51) = 5.50 \text{ cm}^2$$

On prend: **5HA12=5.65 cm²**

Donc: **S_t = 20 cm**

*** Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifié}$$

*** Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend: **4HA8= 2.01 cm²**

*** Espacement maximal:**

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifié}$$

• Sur appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad ; \text{ Avec } M_a = 14.44 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \mu_{bu} = 0.056$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \textbf{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \textbf{A' = 0}$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \rightarrow \alpha_u = 0.072$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow z = 131.11 \text{ mm}$$

*** Section des armatures:**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 316.38 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 3.17 \text{ cm}^2$$

*** Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{calcul}}) = 3.16 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on prend: } 5\text{HA}12 = 3.93 \text{ cm}^2$$

*** Espacement maximal:**

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Condition vérifié

*** Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

*** Espacement maximal:**

$$S_t = \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifié

*** Vérifications:**

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

Il faut que: $\tau_u < \overline{\tau_u}$ Avec

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{29.61 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ **Condition vérifié** → Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

*** Vérification de l'état limite de compression du béton:**

Il faut que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

• En travée:

$$M_t = 17.72 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

Avec: $\eta = 15$; $A'_s = 0$; $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13.5 - y) 5.65 = 0$$

$$50 y^2 + 84.75y - 1144.13 = 0 \rightarrow y = 4.01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)A'_s + \eta(d-y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (4.01)^3 + 15(13.5 - 4.01)^2 \times 5.65 \rightarrow I = 9781.97 \text{ cm}^4$$

Donc: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{17.72 \times 10^6 \times 40.1}{9781.97 \times 10^4} = 7.26$

$$\sigma_{bc} = 7.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

• Sur appuis:

$$M_a = 10.43 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

Avec: $\eta = 15$; $A'_s = 0$; $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13.5 - y) 3.93 = 0$$

$$50 y^2 + 58.95y - 795.83 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)A'_s + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (3.44)^3 + 15(13.5 - 3.44)^2 \times 3.93 = 7323 \text{ cm}^4 \rightarrow \mathbf{I = 7323 \text{ cm}^4}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.42 \times 10^6 \times 34.4}{7323 \times 10^4} = 4.89$$

$$\sigma_{bc} = 4.89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

Désignation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	24.56	5.51	1.63	5HA12 = 5.65
Appuis	14.56	3.16	1.63	5HA10 = 3.93

Tableau III.5.2: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des escaliers

* Vérification de la flèche(BAELB.6.5.1 1):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{4} = 0.0375 ; \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{0.15}{4} = 0.0375 ; \frac{17.87}{10 \times 21.03} = 0.0847 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 ; \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Conditions non vérifiées → Il y'a un risque de flèche.

• Calcule de la flèche (par la méthode d'inertie fissurée)

Il faut que: $f \leq \bar{f}$

$$\text{Avec: } \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.8 \text{ cm (BAEL Article B.5.6.1) Et: } f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$M_t = 17.87 \text{ KN.m}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation instantané de béton}$$

I_{fi}: L'inertie fissurée.

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\left[\frac{bh^2}{2} + 15A_s d \right]}{[bd + 15A_s]} = 8.64 \text{ cm} \rightarrow I_0 = 32076.16 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Avec: } \rho = \frac{A}{b_0 d} = 0.0042 \quad \text{Donc: } \lambda_i = 5$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 192.53 + 2.1} = 0.31$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 32076.16}{1 + 5 \times 0.31} = 13836.77 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{17.87 \times 10^3}{10 \times 32164.195 \times 13836.77} = 0.00004 \text{ cm} < 0.8 \text{ cm} \text{ Condition vérifié}$$

III.5.2. Poutre palière:

La poutre palière est la poutre qui supporte la paillasse d'escalier, Elle est d'une section rectangulaire de dimension (b x h) uniformément chargée travaillant à la flexion simple et à la torsion. elle est soumise à :

- Son poids propre.
- Poids du mur extérieur.
- La réaction de la volée

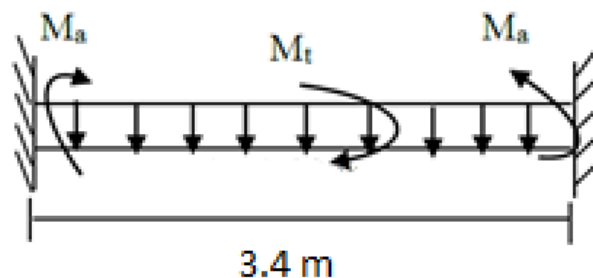


Figure III.5.2 : schéma statique de la poutre palière

a. Pré dimensionnement:

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22.67 \leq h \leq 34$$

On prend **h = 35cm**

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}$$

Exigences RPA99/2003:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & \text{Condition vérifié} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{Condition vérifié} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 & \text{Condition vérifié} \end{cases} \quad \text{Donc on adopte: } b \times h = 30 \times 35 \text{ (cm)}$$

b. Sollicitations:

- **Les charges sur la poutre:**

- * **Poids propre**

$$G_0 = b \times h \times \gamma_b = 2.63 \text{ KN/m}$$

- * **Poids de mur:**

$$P_{\text{mur}} = 3.47 \text{ KN/m}$$

- **Les charges transmises par l'escalier:**

$$\text{ELU: } R_b^u = 30.85 \text{ KN} \quad \text{ELS: } R_b^s = 23.19 \text{ KN}$$

Donc:

- **ELU:**

$$q_u = 1.35 (G_0 + P_{\text{mur}}) + R_b^u = 39.09 \text{ KN/m}$$

$$M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 18.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = \frac{q_u l^2}{12} = 37.66 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 66.45 \text{ KN}$$

- **ELS:**

$$q_s = G_0 + P_{\text{mur}} + R_b^s = 29.29 \text{ KN/m}$$

$$M_{ts} = \frac{q_s l^2}{24} = 14.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = \frac{q_s l^2}{12} = 28.22 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s l}{2} = 49.79 \text{ KN}$$

c. Calcul de ferrailage à la flexion simple:

- **Armatures principales:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad \text{et } d = 31.5 \text{ cm} \quad \text{et } b = 30 \text{ cm}$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad ; \quad z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \quad ;$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad ; \quad A_{\min} = 0.23 \times bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(C$ m ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{adoptés}(cm^2)$
Travée	18.33	0.045	0.058	307.69	1.76	1.14	2HA12 = 2.26
Appuis	37.66	0.089	0.117	360.59	3.61	1.14	2HA16 = 4.02

Tableau III.5.3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

- **Vérification de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{66.45 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.7 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible, Donc: $\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u <$

$\overline{\tau_u}$ **Condition vérifié** $\rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement:**

D'après (CBA Article A.5.1.2.2 et A.1.2.2.3) $\rightarrow S_t \leq$
 $\min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 28.35 \text{ MPa}$

On prend : **$S_t = 15\text{cm}$**

- **Armatures transversales:**

$$A_{t1} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = 0.101 \text{ cm}^2$$

Donc on prend: $A_{t1} = \max(0.45 ; 0.129) = \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$

d. Calcul à la torsion:

- **Moment de torsion**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier, Il est donné par:

$$M_{\text{torsion}} = \frac{M_b \times L}{2} \text{ Donc: } M_{\text{torsion}} = \frac{14.44 \times 3}{2} = \mathbf{21.66 \text{ KN.m}}$$

- **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{\min(b; h)}{6} = \frac{b}{6} = \mathbf{5 \text{ cm}}$$

e: Epaisseur de la paroi:

$$\Omega : \text{Air de contour tracé à mi-hauteur: } \Omega = (b - e)(h - e) = \mathbf{750 \text{ cm}^2}$$

$$U: \text{Périmètre de la section: } U = 2(b + h) = \mathbf{130 \text{ cm}}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{21.66 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 2.89 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage longitudinale:**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21.66 \times 10^3 \times 130 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = \mathbf{5.4 \text{ cm}^2}$$

- **Ferraillage transversale :**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{21.66 \times 10^3 \times 15}{2 \times 750 \times 347.83} = \mathbf{0.62 \text{ cm}^2}$$

e. Ferraillage global:

- **Ferraillage longitudinale:**

En travée:

$$A_{\text{tot}} = \begin{cases} A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_l^{\text{torsion}}}{2} = 1.76 + \frac{5.4}{2} = 4.46 \Rightarrow 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{\text{torsion}}}{2} = 2.7 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis:

$$A_{\text{tot}} = \begin{cases} A_t = A_a^{\text{flexion}} + \frac{A_l^{\text{torsion}}}{2} = 3.61 + \frac{5.4}{2} = 6.31 \Rightarrow 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{\text{torsion}}}{2} = 2.7 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec: A_t : Barres longitudinales tendues (partie inférieure).

A_c : Barres de montage de compression (partie supérieure pour positionner les cadres).

- **Ferraillage Transversale:**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{rot}} = 0.45 + 0.62 = 1.07 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ cadre } \Phi_8 + 1 \text{ étrier } \Phi_8$$

f. Vérifications:

- **Vérification des conditions du RPA (Article 7.5.2.1):**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.5\% \times B = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 42 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} \leq A_t^{\text{tot}} = 10.65 \text{ cm}^2 \leq A_{\max}$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifié**

- **Vérification de l'état limite de compression de béton**

Il faut que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	14.11	7.38	23741.62	4.39	15	Vérifié
Appui	28.22	9.42	37756.81	7.29	15	Vérifié

Tableau III.5.4: Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre palière

- **Vérification de la flèche:**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.117 > 0.0625 & C.V \\ 0.117 > 0.85 & C.V \\ \frac{2.26}{30 \times 31.5} = 0.0024 < 0.0105 & C.V \end{cases}$$

Pas de risque de flèche de la poutre palière.

III.5.3. Schémas de ferrailage:

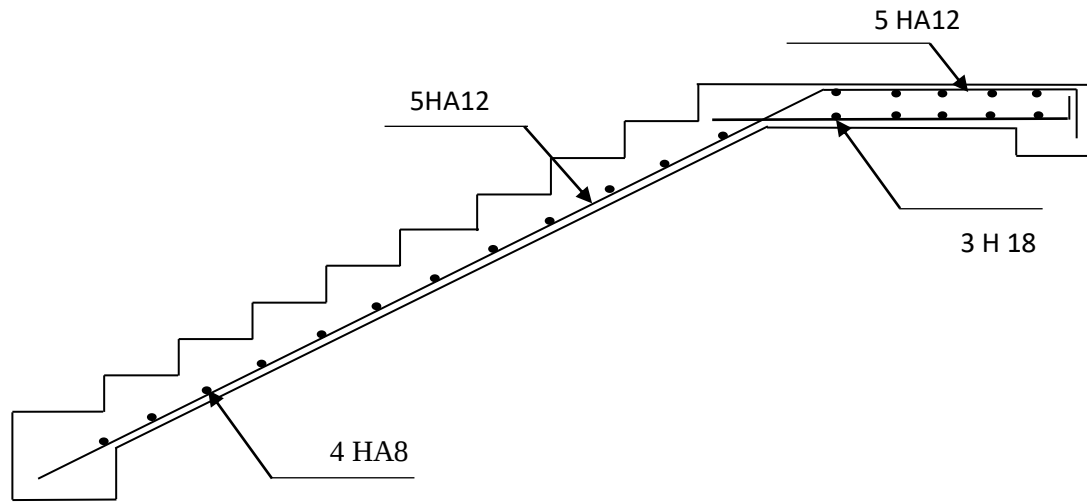


Figure III.5.3 : schéma ferrailage des escaliers

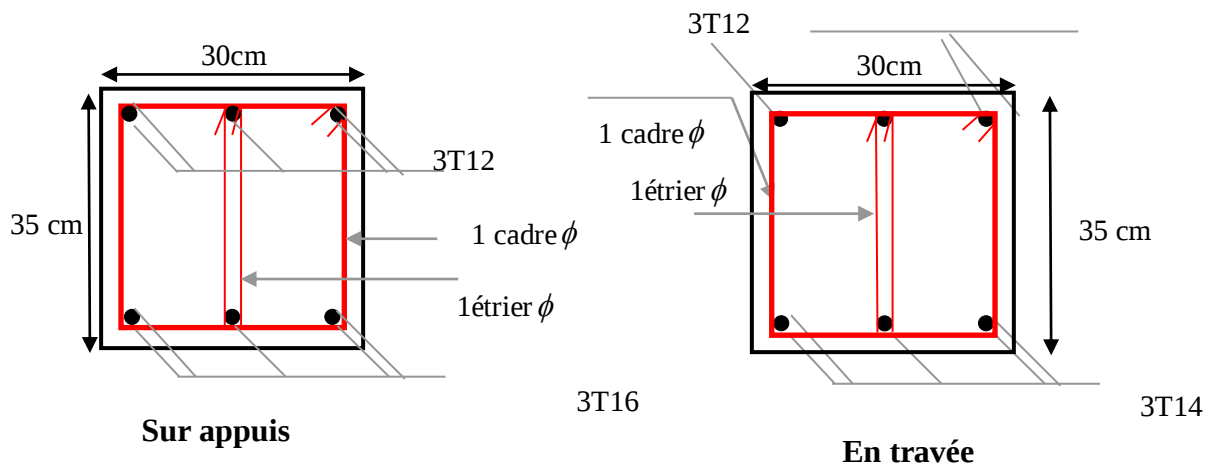


Figure III.5.4 : schéma ferrailage de la poutre palière

III.6. Conclusion:

Ce chapitre, nous a permis de déterminer les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL 91/99 et le RPA99/2003.

CHAPITRE IV

Modélisation de la structure et étude dynamique

IV.1. Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. But de l'étude sismique:

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont: la résistance, l'aspect architectural et l'économie. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude dynamique de la structure choisie en utilisant la réglementation parasismique algérienne.

IV.3. Méthodes de calcul:

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

a. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

b. Méthode d'analyse modale spectrale :

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

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

Pour l'étude sismique de notre structure, on a utilisé la méthode modale spectrale et la méthode statique équivalente.

IV.4. Méthode Modale Spectrale:

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent. Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**Robot Structural Analysis -version 2020-**"

a. Présentation du logiciel " Robot Structural Analysis ":

C'est un logiciel de calcul automatique des structures basées sur la méthode des éléments finis qui permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

b. Concept de base de la M.E.F:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale $[\mathbf{F}]$ au déplacement $[\boldsymbol{\delta}]$ peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[\mathbf{K}]$ de l'élément.

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

c. **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

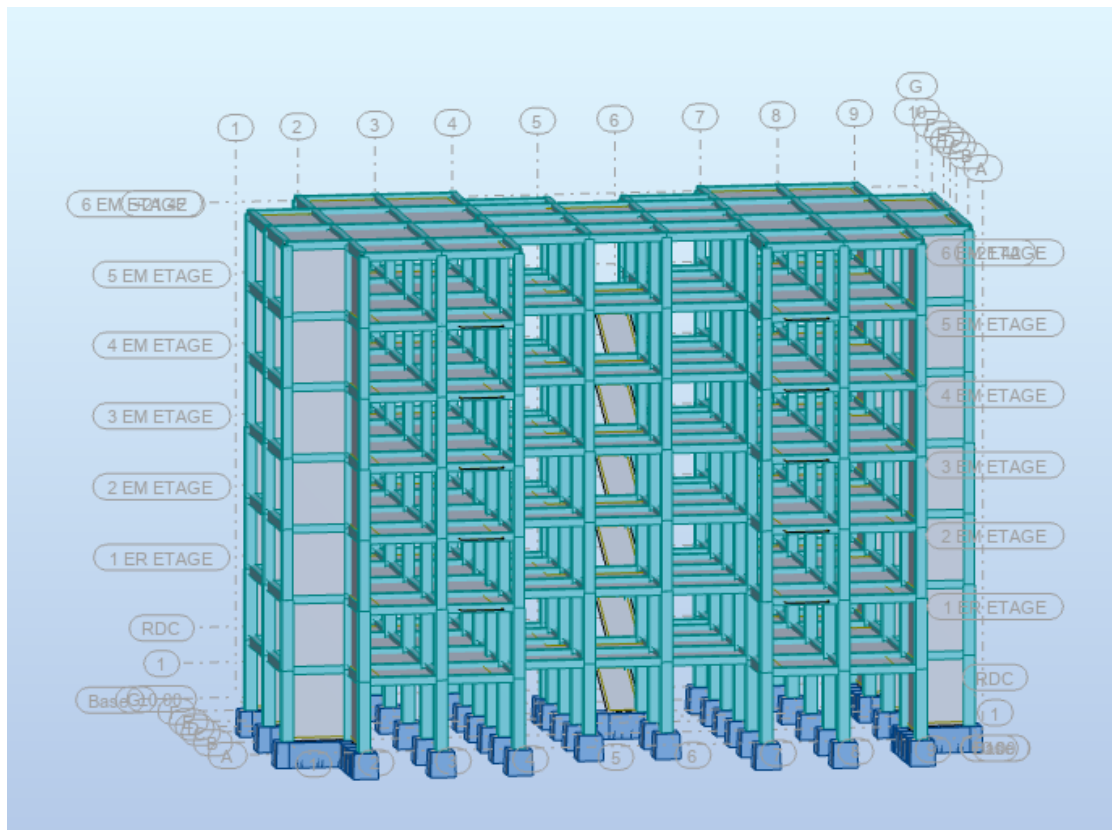


Figure IV.1 Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT.

d. Démarches de la modélisation de notre structure :

- Réglage des unités, règlements et normes à utiliser.
- Définition des lignes de construction.
- Définition de propriétés des matériaux utilisés (Béton et aciers dans notre cas).
- Définition des caractéristiques géométriques de tous les éléments.
 - * Poteaux (35 X 35 cm sauf pour les poteaux d'escalier 40 X 40 cm)
 - * Poutres principales (30 X 45 cm)
 - * Poutres secondaires (30 X 35 cm)
 - * Voiles de 15 cm d'épaisseur.
 - * Balcons: Modélisés par des dalles pleines d'épaisseur = 15 cm.
- Définition d'ensemble des charges appliquées:
 - * La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement.
 - * Les planchers sont modélisés par éléments "bardages" sur lesquelles leurs charges sont appliquées.

- Définition des actions des combinaisons des charges.
 - * ELU: $1.35G + 1.5Q$
 - * ELS: $G+Q$
 - * ELA : $G+Q\pm EX$, $G+Q\pm EY$, $0.8G\pm EX$, $0.8G\pm EY$
- Définition des paramètres du spectre de réponse.
 - * **Coefficient d'accélération de la zone (A) (RPA tableau 4.1):**
Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment comme indiqué dans le tableau 4.1 de RPA:

	Zone			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	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 IV.1 Valeurs de coefficient d'accélération .

Dans notre cas: $\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \rightarrow A = 0.15$

- * **Coefficient de comportement de la structure (R).** (RPA Tableau 4.3):
Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini dans **Article (3.4.A)**
En ce qui concerne notre étude, nous avons opté en premier lieu pour un système de contreventement mixte portique/voile avec interaction. Nous aurons, alors $\rightarrow R = 5$.
- * **Facteur de qualité (Q):**
Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
 - La régularité en plan et en élévation ;
 - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = \sum_1^6 1 + P_q$$

Avec, P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non (**RPA Tableau 4.4 P41**).

a. Conditions minimales sur les files de contreventement:

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Sens X : Il y'a des portiques contient deux travées uniquement → critère non observé: $P_q = 0,05$

Sens Y : Il y'a des portiques contient deux travées uniquement → critère non observé $P_q = 0,05$

b. Redondance en plan:

Chaque étage devra avoir en plan au moins **(4) files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Sens X : $\begin{cases} 7 \text{ filets} > 4 \\ \text{Rapport de portées } \frac{4.78}{2.85} = 1.24 < 1.5 \end{cases} \rightarrow P_q = 0$

Sens Y : $\begin{cases} 10 \text{ filets} > 4 \\ \text{Rapport de portées } \frac{4.78}{2.85} = 1.37 < 1.5 \end{cases} \rightarrow P_q = 0$

c. Régularité en plan:

- **La symétrie de la configuration:** La structure ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. (la cage d'escaliers n'est pas située au centre de la structure donc la distribution des masses n'est pas symétrique vis-à-vis d'axe X) donc cette **condition n'est pas vérifiée**.
- **L'excentricité:** Elle ne doit pas dépasser les **15%** de la dimension de la structure mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La vérification cette condition est dans le tableau ci-après:

		Niveau						
		RDC	1	2	3	4	5	6
Centre de gravité (m)	X _{cdg}	14.78	14.78	14.78	14.78	14.78	14.78	14.78
	Y _{cdg}	9.01	9.00	9.01	9.01	9.02	9.02	8.81
Centre de torsion (m)	X _{ct}	14.77	14.77	14.77	14.77	14.77	14.77	14.78
	Y _{ct}	8.72	8.72	8.71	8.71	8.71	8.71	8.64
Excentricité calculé (m)	e _x	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	e _y	0.29	0.28	0.3	0.3	0.31	0.31	0.17
Excentricité maximale (m)	e _x	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49
	e _y	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau IV.2 Vérification de l'excentricité.

Remarque: D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0.15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition est vérifiée**.

Le rapport : Longueur / Largeur = $29,91 / 17.60 = 1,70 < 4 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillante du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

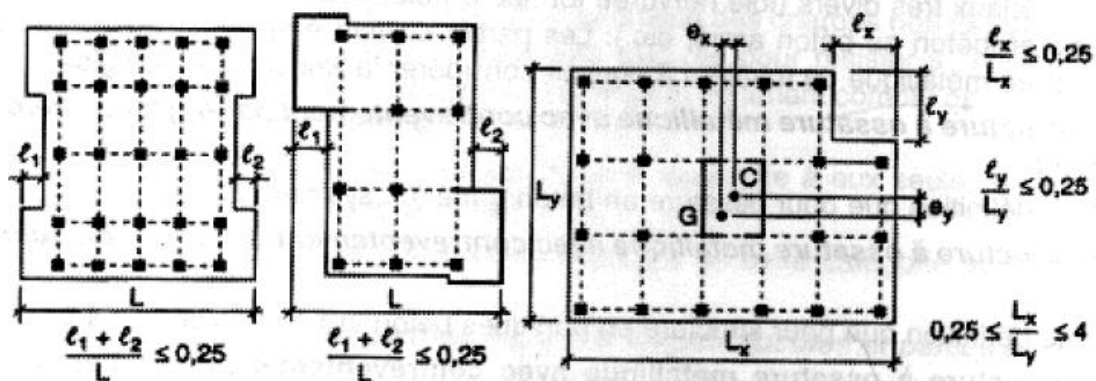


Figure IV.2.Limites de décrochement en plan

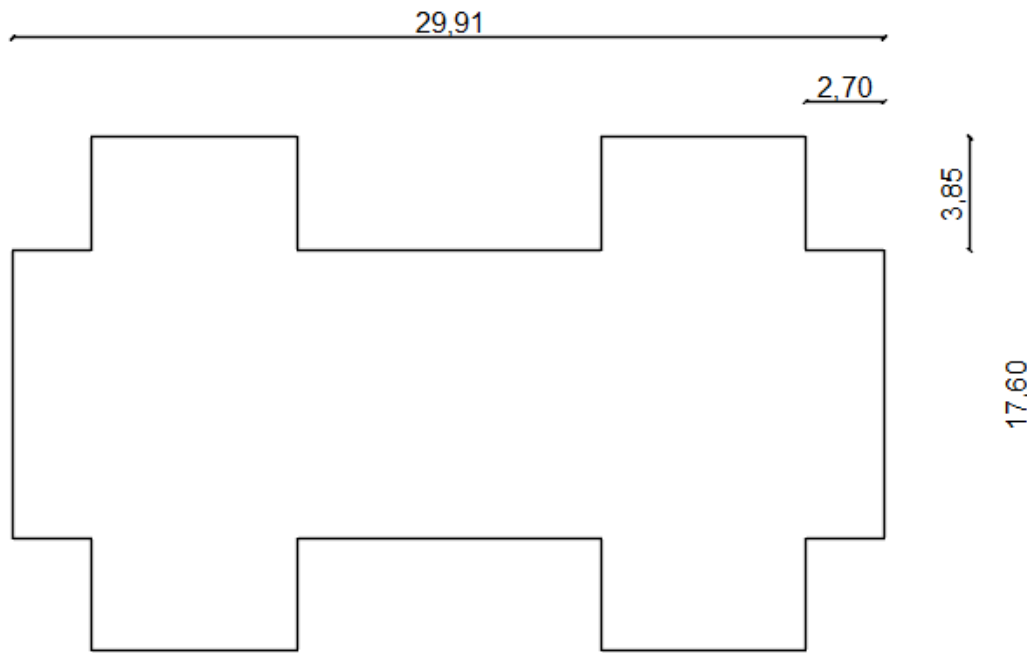


Figure IV.3. Vue en plan de la structure.

Sens x: $\frac{l_1+l_2}{L_x} = \frac{2.7 \times 2}{29.56} = 0.18 < 0.25 \rightarrow$ régularité en plan dans les sens x $\rightarrow P_q = 0$

Sens y: $\frac{l_1+l_2}{L_y} = \frac{3.85 \times 2}{17.25} = 0.45 > 0.25 \rightarrow$ irrégularité en plan dans les sens y $\rightarrow$

$P_q = 0,05$

d. Régularité en élévation:

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. $\rightarrow$ C.V
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la tour. $\rightarrow$ C.V
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%. (dans notre cas tous les niveaux ont les mêmes dimensions) $\rightarrow$ C.V

e. Contrôle de la qualité des matériaux:

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés $\rightarrow P_q=0,05$

f. Contrôle de la qualité d'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais

effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé →

$P_q = 0,10$

Critère	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de qualité d'exécution	0	0
Total	0.1	0.15
$Q^{x,y} = 1 + \sum P_{q\ x,y}$	$Q_x = 1.10$ $Q_y = 1.15$	

Tableau IV.3 Détermination des valeurs de facteur de qualité.

- Définition des conditions aux limites: La structure est considérée encastree à sa base.
- Lancement de calcul: Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse.
- Exploitation et analyse des résultats: après l'essai de quelques dispositions des voiles on opte pour la disposition qui permet d'obtenir :
 - * Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
 - * Des déplacements inter-étages vérifiés.

Avec un changement de sections des poteaux afin de vérifier les conditions imposées par le RPA 99 modifié 2003.

Donc on opte pour la disposition des voiles suivante:

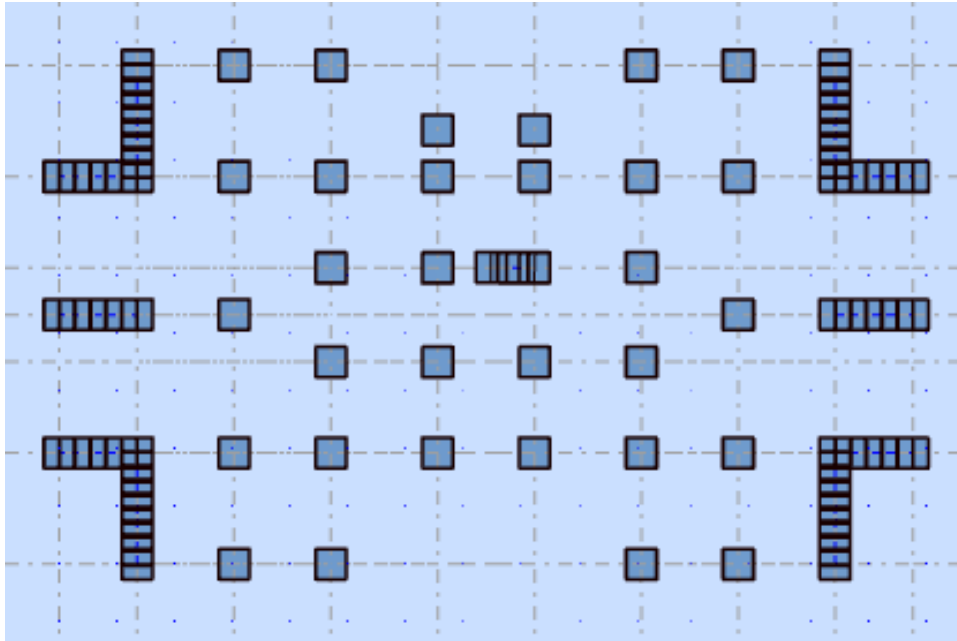


Figure IV.4. Disposition des voiles

Avec en changement des sections des poteaux comme indiqué dans le tableau ci-après:

Niveau	Section des poteaux (cm)
RDC	35 x 35 → 50 x 50
1	
2	35 x 35 → 45 x 45
3	
4	35 x 35 → 40 x 40
5	
6	

Tableau IV.4 Nouvelles sections des poteaux.

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-après :

Mode	Période	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]
1	0.51	67.21	0.02	67.21	0.02	0.00
2	0.41	67.25	66.16	0.04	66.14	0.01
3	0.33	67.34	68.33	0.09	2.17	0.32
4	0.13	86.63	68.34	19.29	0.01	0.00
5	0.10	86.65	87.63	0.02	19.29	0.00
6	0.08	86.70	88.07	0.05	0.45	0.06
7	0.06	93.14	88.08	6.44	0.01	0.00
8	0.05	93.15	93.84	0.01	5.76	0.00
9	0.05	93.15	93.84	0.00	0.00	0.00
10	0.04	93.16	93.91	0.01	0.07	0.02

Tableau IV.5 Périodes et facteurs de participation modale.

Mode 1: $T = 0.51$ S, Translation dans le sens X

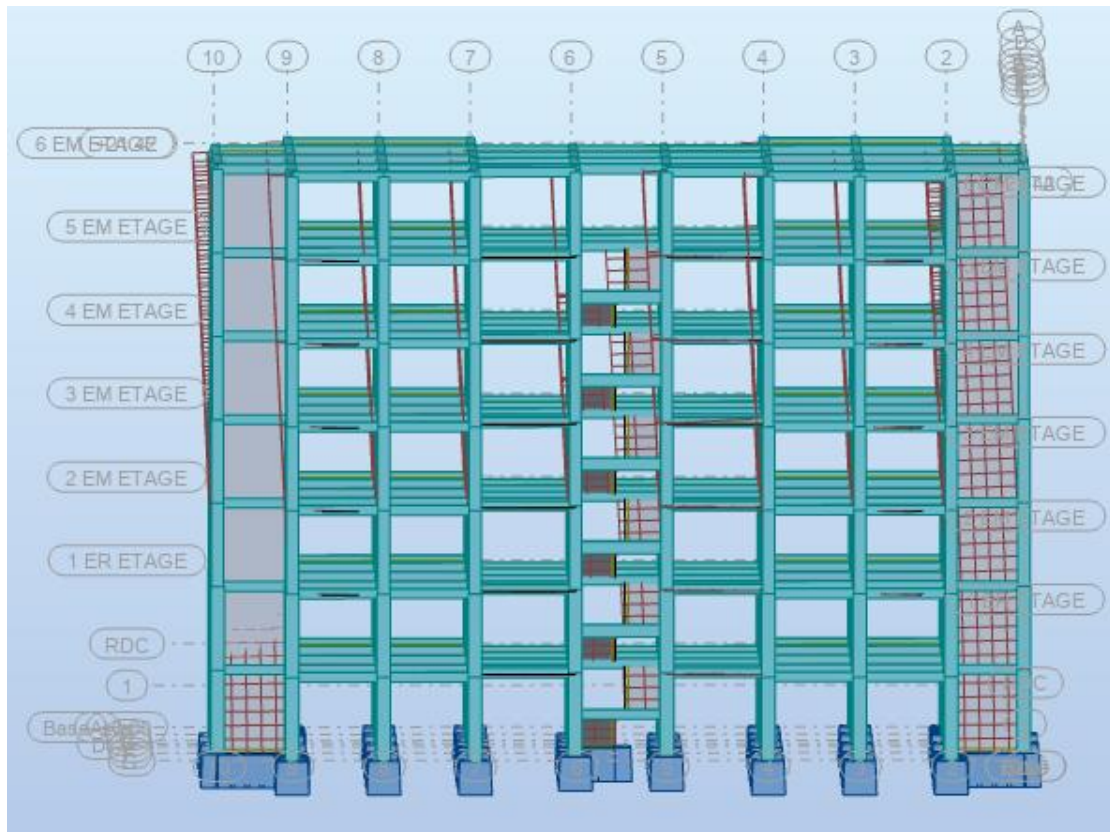


Figure IV.5.a 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Mode 2: $T = 0.41$ S, Translation dans le sens Y

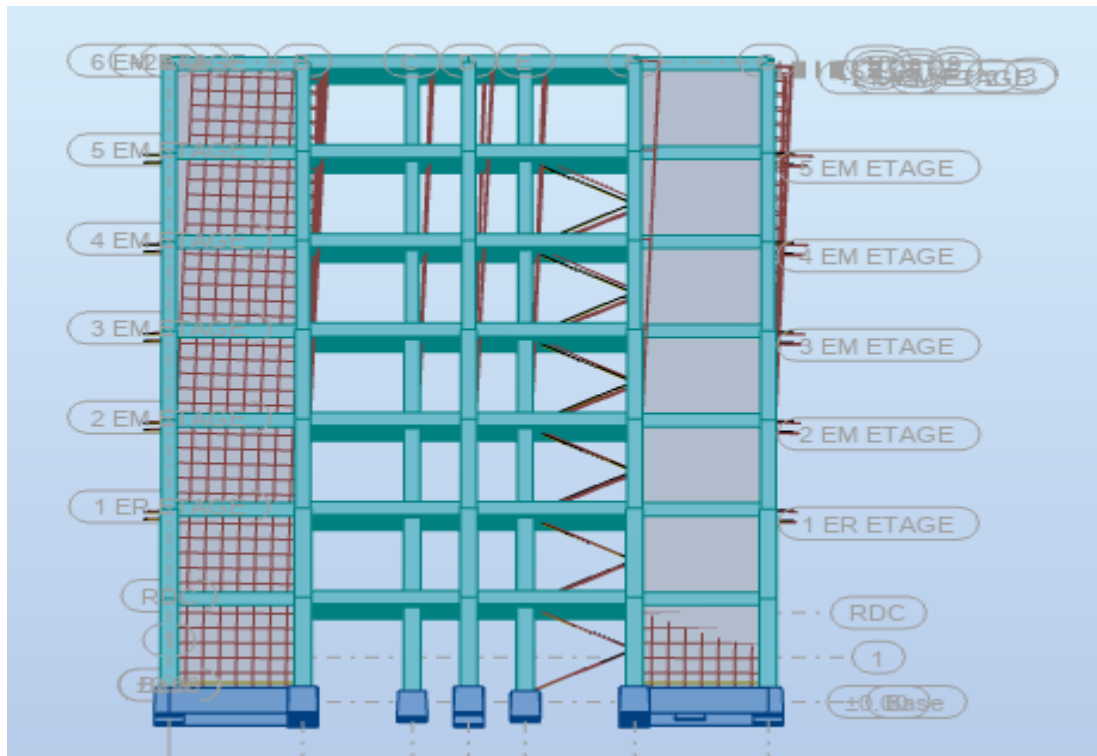


Figure IV.5.b 2^{em} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Mode 3: $T = 0.33$ S, Rotation autour de l'axe Z

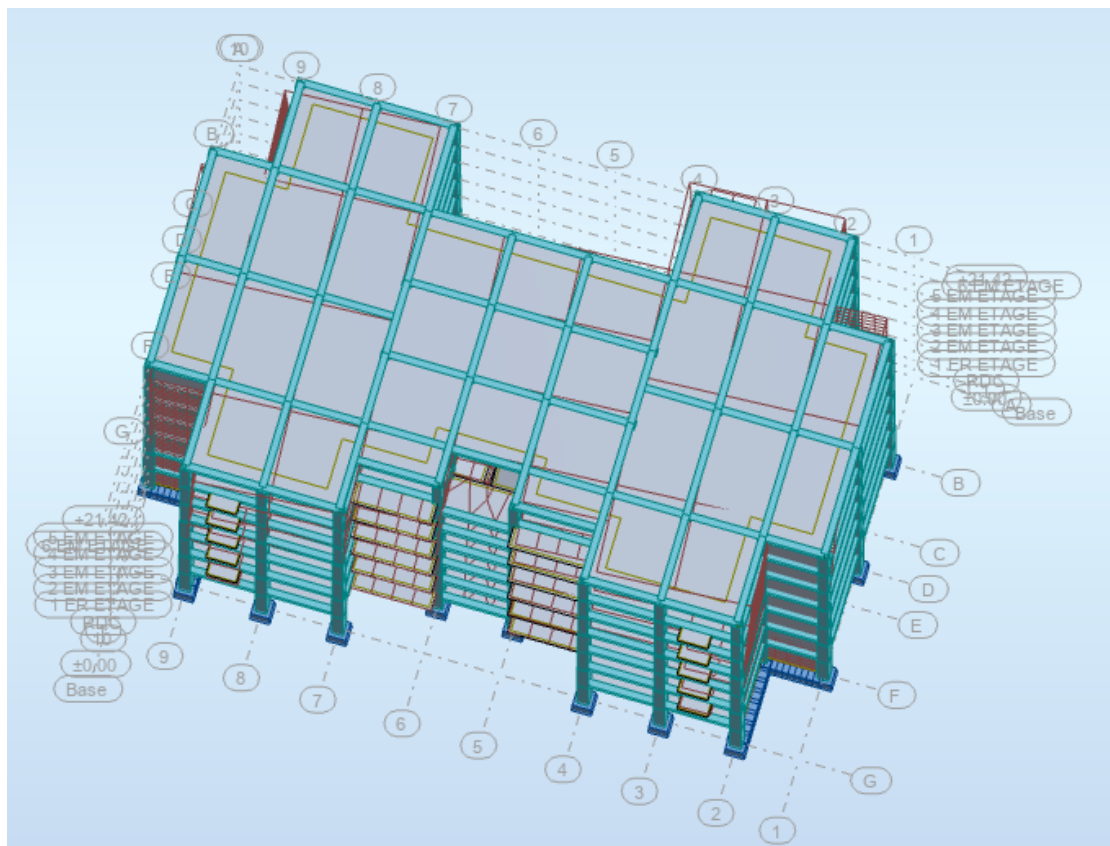


Figure IV.5.c 3^{em} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

d. Analyse des résultats:

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction, la même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y, et le troisième mode est une rotation autour de Z.

Le nombre des modes nécessaire est 7 dans le sens X et 8 dans le sens Y.

e. Vérifications:

• Vérification d'interaction portiques-voiles:

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles → Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales c.-à-d.:

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{et} \quad \frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel « ROBOT » sont illustrés dans le tableau ci dessous :

Niveau	FZ poteaux [kN]	FZ voiles [kN]	FZ Total [kN]	% poteaux	% voiles	Condition
RDC	-26801.71	-7723.59	-34525.3	77.63	22.37	non vérifiée
1	-22717.14	-6281.88	-29058.89	78.18	21.62	non vérifiée
2	-18406.15	-5541.21	-24003.35	76.68	23.09	non vérifiée
3	-14532.43	-4467.84	-19056.26	76.26	23.45	non vérifiée
4	-10572.87	-3539.79	-14165.2	74.64	24.99	non vérifiée
5	-6958.76	-2359.94	-9371.24	74.26	25.18	non vérifiée
6	-3433.47	-1084.32	-4570.33	75.13	23.73	non vérifiée

Tableau IV.6 Vérification d'interaction portiques-voiles

Commentaire: D'après ce tableau et d'après l'article **4.a de RPA 99 V 2003** on constate que notre structure est contreventée par voiles pas par un système poteaux-poutres avec interaction, comme expliqué dans la figure ci-après:

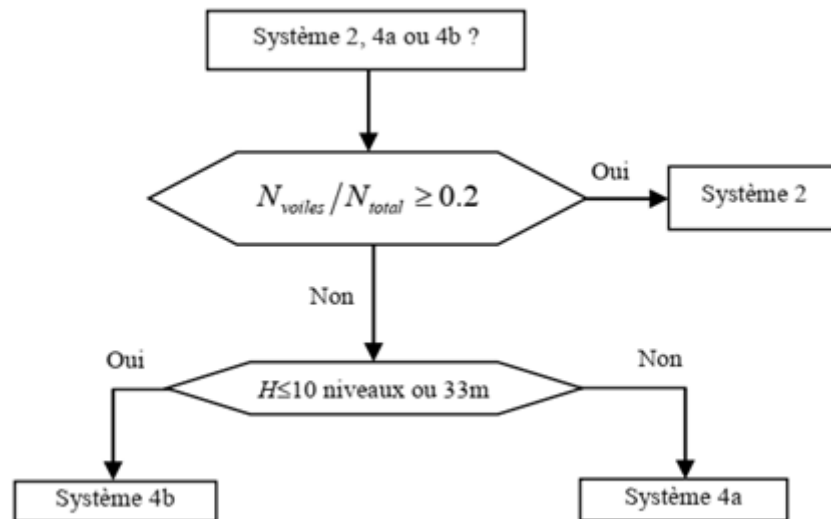


Figure IV.6 Choix de système de contreventement

Donc il faut modifier la valeur du coefficient de comportement ➔ $R = 3.5$

- **Vérification d'effort normal réduit: RPA Article 7.1.3.3 et 7.4.3**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par logiciel Robot)

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le **CBA**, (l'Article B.8.2.2) pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les **RPA**." Les combinaisons du **RPA** pour un

ouvrage avec des voile (mixte) sont: sont celles données par les **RPA**." Les combinaisons du **RPA** pour un ouvrage avec des voile (mixte):

$$0.8G + E_{x,y} ; 0.8G - E_{x,y} ; G + Q + E_{x,y} ; G + Q - E_{x,y}$$

Poteau	N _d (KN)	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPa)	V	Condition
50 X 50	1147.47	2500	25	0.18	Vérifiée
45 X 45	763.47	2025	25	0.15	Vérifiée
40 X 40	456.2	1600	25	0.11	Vérifiée

Tableau IV.6 Vérification d'effort normal réduit

Donc la condition est vérifié pour tous les poteaux.

• Vérification Vis-à-vis des déplacements:

Selon le **(Article.5.10)** [7], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage { moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

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

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

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec: δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : coefficient de comportement global, notre cas R = 3.5.

Les déplacements relatifs sont calculés par le logiciel **Robot Structural Analysis**

2020

Niveau	d _{rx} (cm)	d _{ry} (cm)	1% h _k (cm)	Condition
RDC	0.207	0.136	3.06	Vérifiée
1	0.428	0.251	3.06	Vérifiée
2	0.581	0.332	3.06	Vérifiée
3	0.672	0.380	3.06	Vérifiée
4	0.722	0.406	3.06	Vérifiée
5	0.723	0.406	3.06	Vérifiée
6	0.689	0.393	3.06	Vérifiée

Tableau IV.7 Vérification des déplacements.

• **Vérification de l'effort tranchant à la base:**

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA Article 4.3.6 P46), en résumé il faut que : $\frac{V_{dyn}}{V_{st}} \geq 0.8$

On a $V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$ Avec:

A: Coefficient d'accélération de la zone **A = 0.15** (déjà calculé)

R: Coefficient de comportement **R = 4** (déjà calculé)

Q: Facteur de qualité $Q = \begin{cases} Q_x = 1.10 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$ (déjà calculé)

W: Poids total de la structure: $W = G + \beta Q$, Avec β : Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99, dans notre cas $\beta = 0.2$.

Pour notre structure: **W = 36096.30KN** (Résultats par logiciel Robot Structural Analysis 2020)

D: Facteur d'amplification dynamique moyen:

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \text{Si } 0 < T < T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 < T < 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec:

T: Période fondamentale de la structure, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA 99 V 2003.

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à 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 du **RPA99 V2003** $\rightarrow C_T = 0.05$

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

- Le sens X :

$$L_x = 29.91 \text{ m} ; h_N = 22.02 \text{ m} ; C_T = 0.05$$

$$T_{x \text{ empirique}} = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_x}} \right)$$

$$T_{x \text{ empirique}} = \min \left(0.05 \times 22.02^{3/4} ; \frac{0.09 \times 22.02}{\sqrt{29.91}} \right) = \min (0.51 ; 0.36) \rightarrow$$

$$T_{x \text{ empirique}} = \mathbf{0.36 \text{ S}} < 1.3 \times T_{x \text{ empirique}} = 0.47 \text{ S} < T_{x \text{ numérique}} = 0.51 \text{ S}$$

- Le sens Y :

$$L_y = 17.60 \text{ m} ; h_N = 22.02 \text{ m} ; C_T = 0.05$$

$$T_{y \text{ empirique}} = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_y}} \right) T_{y \text{ empirique}} = \min (0.05 \times$$

$$22.02^{3/4} ; \frac{0.09 \times 22.02}{\sqrt{17.60}}) = \min (0.51 ; 0.47) \rightarrow T_{y \text{ empirique}} = \mathbf{0.47 \text{ S}} >$$

$$T_{y \text{ numérique}} = 0.41 \text{ S}$$

On peut utiliser le tableau suivant pour le choix de la période utilisée dans le calcul de D:

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{numérique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{numérique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{numérique}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Tableau IV.8 Choix de période pour le calcul de facteur D.

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du **RPA**, Selon les données géotechniques notre site est meuble (S3) donc du tableau (4.7) :

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau IV.9 Valeurs de période caractéristique d'après RPA.

$$\text{Donc: } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où 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 (4-1) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.10 Valeur de $\xi\%$ D'après RPA.

Nous avons un contreventement par des voiles porteurs donc on prend une valeur moyenne : $\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0.764$

Donc D: $\begin{cases} T_x = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.47s < T_2 = 0.5s \rightarrow D_x = 2.5 \times \eta = 1.91 \\ T_y = T_{\text{numérique}} = 0.41s < T_2 = 0.5s \rightarrow D_y = 2.5 \times \eta = 1.91 \end{cases}$

Donc:

Résultante des force sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{\text{dyn}} / V_{\text{st}}$	$V_{\text{dyn}} / V_{\text{st}} > 0.8$
Sens x-x	3069.63	3250.21	0.94	Condition vérifiée
Sens y-y	2918.13	3397.95	0.86	Condition vérifiée

Tableau IV.11 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Justification vis a vis de l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

Avec:

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k», avec: $P_{(K)} = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" → ($V(K)$ est calculé par logiciel Robot Structural Analysis).

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20 \rightarrow$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$;

Si $\theta_k > 0,20 \rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- Pour le sens X:

Etage	P_k (KN)	Δ_k (cm)	$V_{(k)x}$ (KN)	h_k (cm)	$\theta_{(k)x}$	$\theta_{(k)} \leq 0.10$
RDC	137761.81	0.206	3074.57	306	0.03	Condition vérifiée
1	102363.43	0.427	2975.47	306	0.05	Condition vérifiée
2	72621.14	0.579	2765.85	306	0.05	Condition vérifiée
3	48063.34	0.67	2473.5	306	0.04	Condition vérifiée
4	28585.45	0.719	2077.95	306	0.03	Condition vérifiée
5	14127.98	0.721	1575.8	306	0.02	Condition vérifiée
6	4597.29	0.686	903.07	306	0.01	Condition vérifiée

Tableau IV.12.a Justification vis a vis de l'effet P- Δ pour le sens x-x

- Pour le sens Y:

Etage	P_k (KN)	Δ_k (cm)	$V_{(k)y}$ (KN)	h_k (cm)	$\theta_{(k)y}$	$\theta_{(k)} \leq 0.10$
RDC	137761.81	0.136	2918.19	306	0.02	Condition vérifiée
1	102363.43	0.251	2808.5	306	0.03	Condition vérifiée
2	72621.14	0.332	2594.39	306	0.03	Condition vérifiée
3	48063.34	0.38	2310.11	306	0.03	Condition vérifiée
4	28585.45	0.406	1941.56	306	0.02	Condition vérifiée
5	14127.98	0.406	1478.8	306	0.01	Condition vérifiée
6	4597.29	0.393	848.44	306	0.01	Condition vérifiée

Tableau IV.12.b Justification vis a vis de l'effet P- Δ pour le sens y-y

• Vérification au renversement:

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

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec: Centre de gravité: X: 14.7606 Y: 8.6968

M_s : Moment stabilisant: $M_s = W \times b$

M_r : Moment renversant: $M_r = \sum F_i \times h_i$

W: Poids du bâtiment.

F_i : Force sismique au niveau i.

- **Pour le sens X:**

W (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r	$M_s / M_r \geq 1.5$
35398.38	14.76	522501.328	48489.40	10.78	Condition vérifiée

Tableau IV.13.a Vérification au renversement pour le sens x-x

- **Pour le sens Y:**

W (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r	$M_s / M_r \geq 1.5$
35398.38	8.70	307852.63	45593.97	6.75	Condition vérifiée

Tableau IV.13.b Vérification au renversement pour le sens y-y

• **Vérification de L'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7)**

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- **Sens X** : accidentelle = $0,05 \times L_{xi} = 0.05 \times 29.91 = 1.50$ m

- **Sens Y** : accidentelle = $0,05 \times L_{yi} = 0.05 \times 17.60 = 0.88$ m

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

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

Avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel Robot Structural Analysis 2020 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Etagé	X_{cm}	Y_{cm}	X_{ct}	Y_{ct}	$e_{calculée}$		$e_{accidentelle}$	
					e_x	e_y	e_x	e_y
RDC	14.78	9.01	14.77	8.72	0.01	0.29	1.5	0.88
1	14.78	9.00	14.77	8.72	0.01	0.28	1.5	0.88
2	14.78	9.01	14.77	8.71	0.01	0.3	1.5	0.88
3	14.78	9.01	14.77	8.71	0.01	0.3	1.5	0.88
4	14.78	9.02	14.77	8.71	0.01	0.31	1.5	0.88
5	14.78	9.02	14.77	8.71	0.01	0.31	1.5	0.88
6	14.78	8.81	14.78	8.64	0.00	0.17	1.5	0.88

Tableau IV.14 Vérification de l'excentricité.

Donc la condition est vérifiée.

IV.5. Méthode Statique équivalente:

a. Principe:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

b. Modélisation:

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

c. Vérification des conditions d'application:

Cette méthode est utilisable lorsque

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), des conditions complémentaires (voir RPA-page 33).

Il a été déjà prouvé dans la partie précédente de ce chapitre que notre structure a une configuration irrégulière, donc on passe directement à la vérification des conditions complémentaires prescrits par RPA 2003 Article 4.1.2:

- Zone sismique II, groupe d'usage 2 et la hauteur ≤ 7 niveaux ou 23 m (la hauteur de notre structure est 22.02 m → Condition vérifiée, Donc cette méthode est **applicable**).

- **La force sismique totale: (Déjà calculée dans la partie précédente de ce chapitre)**

$$V: \begin{cases} V_{\text{statique } x} = 3250.21 \text{ KN} \\ V_{\text{statique } y} = 3397.95 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La force latérale «V» à la base du bâtiment est distribuée sur les différents niveaux selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{i=n} F_i$$

F_t : Une force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule:

$$F_t = \begin{cases} 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ 0.07 \times T \times V & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

Dans notre cas T_x et $T_y < 0.7s$ Donc $F_t = 0$.

F_i : L'effort horizontal revenant aux niveaux « i ».

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

Avec :

h_i : Niveau du plancher considéré.

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

W_i et W_j : poids respectifs des étages i et j.

Les résultats représentés dans les tableaux suivants:

- Dans le sens x-x:

Niveau	V- F_t (KN)	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$ (KN×m)	$\sum W_j \times h_j$ (KN×m)	F_i (KN)
RDC	3069.63	5324.29	3.06	16292.33	436426.81	114.59
1	3069.63	5354.58	6.12	32770.03	436426.81	230.49
2	3069.63	5180.06	9.18	47552.95	436426.81	334.47
3	3069.63	5180.13	12.24	63404.79	436426.81	445.96
4	3069.63	5023.92	15.30	76865.98	436426.81	540.64
5	3069.63	5023.92	18.36	92239.17	436426.81	648.77
6	3069.63	5009.41	21.42	107301.56	436426.81	754.71
Total				436426.81		3069.63

Tableau IV.15.a Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur dans le sens x-x

- Dans le sens y-y:

Niveau	V-F _t (KN)	W _i (KN)	h _i (m)	W _i ×h _i (KN×m)	ΣW _j ×h _j (KN×m)	F _i (KN)
RDC	2918.13	5324.29	3.06	16292.33	436426.81	108.94
1	2918.13	5354.58	6.12	32770.03	436426.81	219.11
2	2918.13	5180.06	9.18	47552.95	436426.81	317.96
3	2918.13	5180.13	12.24	63404.79	436426.81	423.95
4	2918.13	5023.92	15.30	76865.98	436426.81	513.96
5	2918.13	5023.92	18.36	92239.17	436426.81	616.75
6	2918.13	5009.41	21.42	107301.56	436426.81	717.46
Total				436426.81		2918.13

Tableau IV.15.b Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur dans le sens y-y

• Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

- Dans le sens x-x:

Niveau	F _i (KN)	V _i (KN)
RDC	114.59	3069.63
1	230.49	2955.04
2	334.47	2724.55
3	445.96	2390.08
4	540.64	1944.12
5	648.77	1403.48
6	754.71	754.71
Total	3069.63	

Tableau IV.16.a Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens x-x

- Dans le sens y-y:

Niveau	Fi (KN)	Vi (KN)
RDC	108.94	2918.13
1	219.11	2809.19
2	317.96	2590.08
3	423.95	2272.12
4	513.96	1848.17
5	616.75	1334.21
6	717.46	717.46
Total	2918.13	

Tableau IV.16.a Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens y-y

• Calcul des moments fléchissant selon la hauteur :

Le moment fléchissant au niveau de l'étage k est calculé comme suit :

$$M_k = M_{k+1} + V_{k+1} * h_e \text{ avec :}$$

M_k, M_{k+1} : moments fléchissant au niveau de l'étage k et k+1

V_{k+1} : effort tranchant au niveau de l'étage k+1

h_e : hauteur d'étage k+1 ; $h_e = |h_{k+1} - h_k|$

- Dans le sens x-x:

Niveau K	V_{k+1} (KN.m)	$V_{k+1} * h_e$ (KN.m)	M_k (KN.m)
Niveau +0.00	3069.63	9393.07	46639.33
RDC	2955.04	9042.42	37246.26
1	2724.55	8337.12	28203.84
2	2390.08	7313.64	19866.71
3	1944.12	5949.01	12553.07
4	1403.48	4294.65	6604.06
5	754.71	2309.41	2309.41
6	0	0	0

Tableau IV.17.a Distribution des moments fléchissant selon la hauteur dans le sens x-

x

- Dans le sens y-y:

Niveau K	V_{k+1} (KN.m)	$V_{k+1} * h_e$ (KN.m)	M_k (KN.m)
Niveau +0.00	2918.13	8929.48	44337.44
RDC	2809.19	8596.12	35407.96
1	2590.08	7925.64	26811.84
2	2272.12	6952.69	18886.20
3	1848.17	5655.40	11933.51
4	1334.21	4082.68	6278.11
5	717.46	2195.43	2195.43
6	0	0	0

Tableau IV.17.b Distribution des moments fléchissant selon la hauteur dans le sens y-y

IV.6. Conclusion:

- Il n'est pas facile de répondre à toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.
- Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donné les meilleurs résultats.
- On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.
- On a estimé les charges sismiques par deux méthodes; la méthode modale spectrale et la méthode statique équivalente, les résultats obtenus par ces deux méthodes seront comparés dans le suivant chapitre.

CHAPITRE V

Etude comparative entre MMS et MSE

V.1. Introduction:

Après l'étude dynamique et sismique de la structure et l'obtention des résultats par la méthode modale spectrale (**MMS**) et la méthode statique équivalente (**MSE**), on procède à leurs exploitations, en faisant une **étude comparative** entre les deux méthodes.

Nous allons comparer entre les deux méthodes, en tenant compte des éléments suivants :

- 1- Le principe de chaque méthode.
- 2- Le domaine d'application.
- 3- La période.
- 4- L'effort tranchant total à la base de bâtiment.
- 5- La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.
- 6- La distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.
- 7- La distribution des moments fléchissant selon la hauteur.

V.2. Principe:

- a. **MSE:** Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- b. **MMS:** Le principe de cette méthode est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ensuite combiner ces effets pour obtenir la réponse de la structure.

V.3. Domaine d'application :

En termes de domaine d'application, la MMS est plus utilisable par rapport à la MSE, qui n'est pas appliquée que si certaines conditions sont remplies, sinon elle donnera des résultats erronés.

V.4. La période:

a. **MSE:** La valeur empirique de la période fondamentale est:

$$T_{MSE}: \begin{cases} T_X = 0.36 \text{ s Pour le sens X} \\ T_Y = 0.47 \text{ s Pour le sens Y} \end{cases}$$

b. **MMS:** Le mode fondamental $\rightarrow T_{MMS} = 0.51 \text{ S}$

On remarque une différence entre les résultats de la méthode statique équivalente MSE et la méthode dynamique modale spectrale MMS tel que la période obtenue par la MMS est importante par rapport à celle de la MSE.

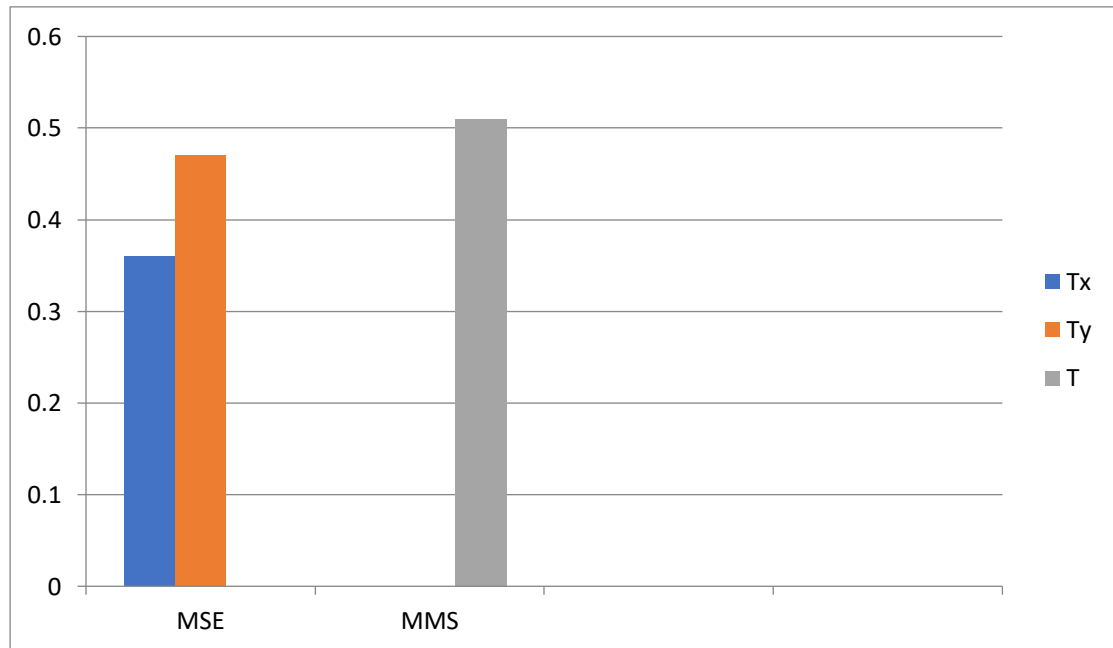


Figure V.1. Comparaison entre les valeurs des périodes obtenue par les deux méthodes

V.5. L'effort tranchant total à la base:

a. **MSE:** $\begin{cases} V_X = 3250.21 \text{ KN} \\ V_Y = 3397.95 \text{ KN} \end{cases}$

$$\rightarrow \begin{cases} \frac{V_{X \text{ statique}}}{V_{X \text{ dynamique}}} = 94 \% \\ \frac{V_{Y \text{ statique}}}{V_{Y \text{ dynamique}}} = 86 \% \end{cases}$$

b. **MMS:** $\begin{cases} V_X = 3069.63 \text{ KN} \\ V_Y = 2918.13 \text{ KN} \end{cases}$

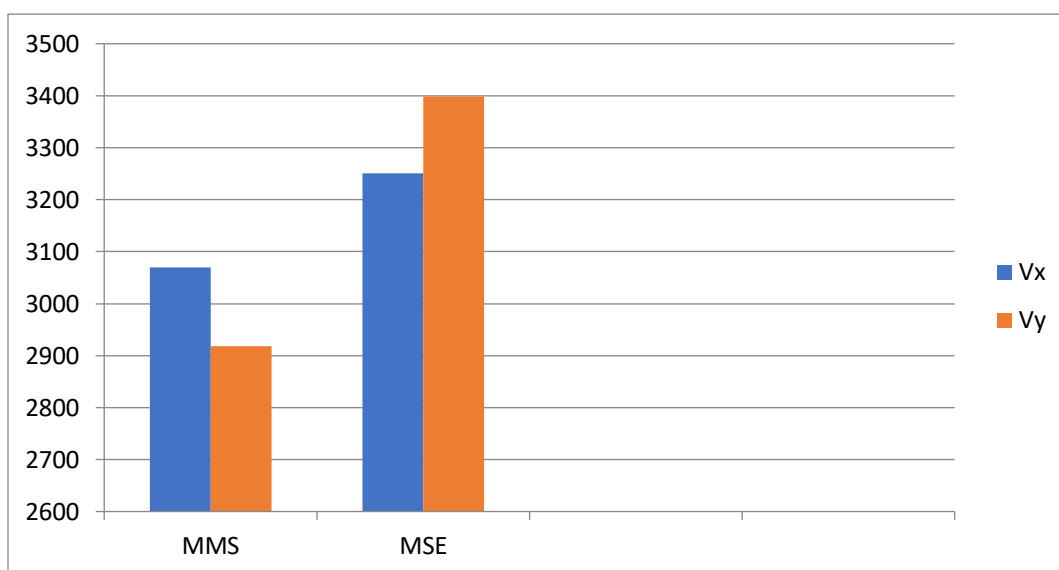


Figure V.2. Comparaison entre les valeurs de l'effort tranchant à la base obtenue par les deux méthodes.

Commentaire: On constate que les valeurs de l'effort tranchant à la base dans les deux directions obtenues par la MSE sont supérieures à celles obtenues par la MMS:

V.6. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur de la structure:

Etage	MSE		MMS		Variation	
	V _X	V _Y	V _X	V _Y	X-X	Y-Y
RDC	3069.63	2918.13	3074.57	2918.19	99.84	100
1 ér	2955.04	2809.19	2975.47	2808.50	99.31	100
2 ém	2724.55	2590.08	2765.85	2594.39	98.51	99.83
3 ém	2390.08	2272.12	2473.50	2310.11	96.63	98.36
4 ém	1944.12	1848.17	2077.95	1941.56	93.56	95.19
5 ém	1403.48	1334.21	1575.80	1478.80	89.06	90.22
6 ém	754.71	717.46	903.07	848.44	99.84	100

Tableau V.1 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur de la structure

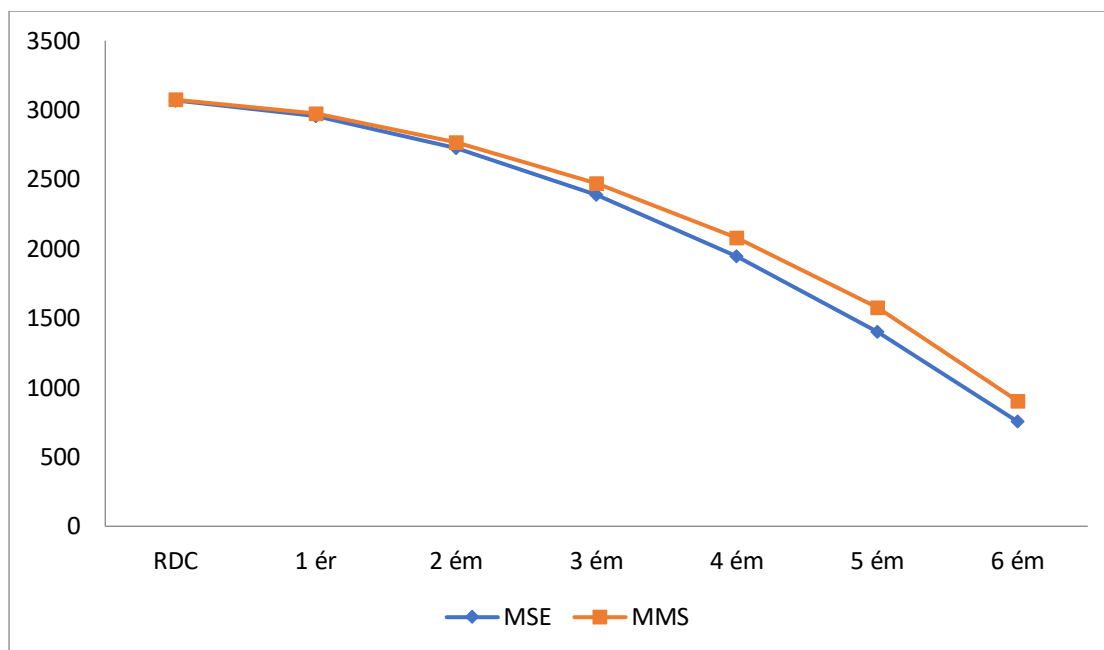


Figure V.3. Comparaison des efforts tranchants aux niveaux des étages sens X.

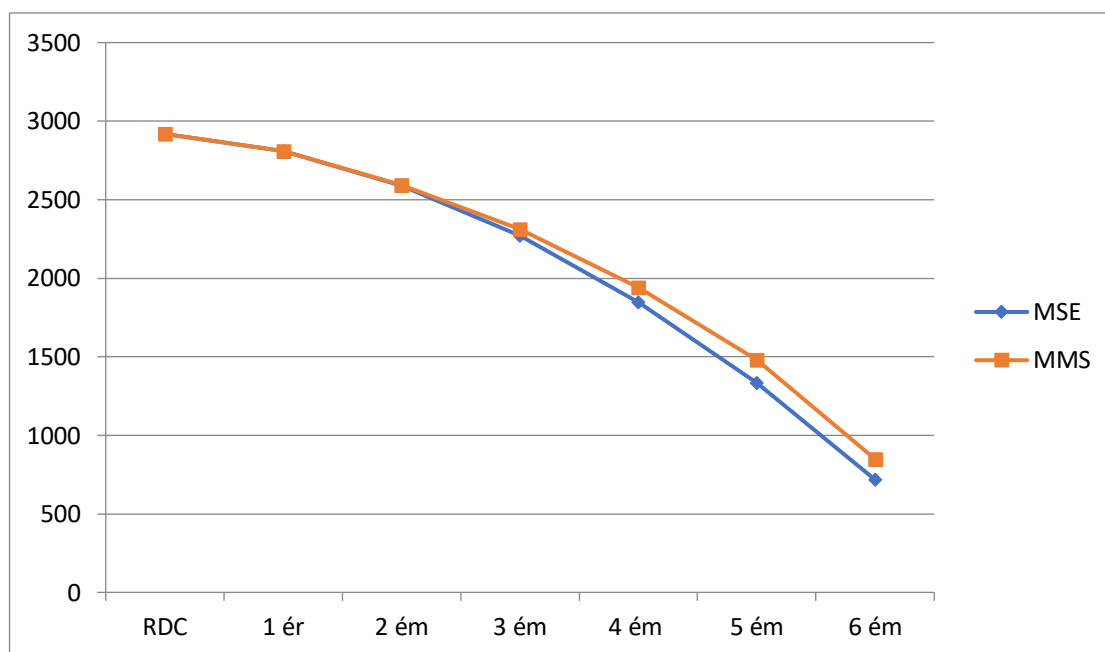


Figure V.4. Comparaison des efforts tranchants aux niveaux des étages sens Y.

Commentaire: On remarque clairement la ressemblance entre les efforts tranchants.

V.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure:

Etage	MSE		MMS		Variation	
	F_{ix}	F_{iy}	F_{ix}	F_{iy}	X-X	Y-Y
RDC	114.59	108.94	99.1	109.69	86.48	100.69
1 ér	230.49	219.11	209.62	214.11	90.95	97.72
2 ém	334.47	317.96	292.35	284.28	87.41	89.41
3 ém	445.96	423.95	395.55	368.55	88.70	86.93
4 ém	540.64	513.96	502.15	462.76	92.88	90.04
5 ém	648.77	616.75	672.73	630.36	103.69	102.21
6 ém	754.71	717.46	903.07	848.44	119.66	118.26

Tableau V.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure

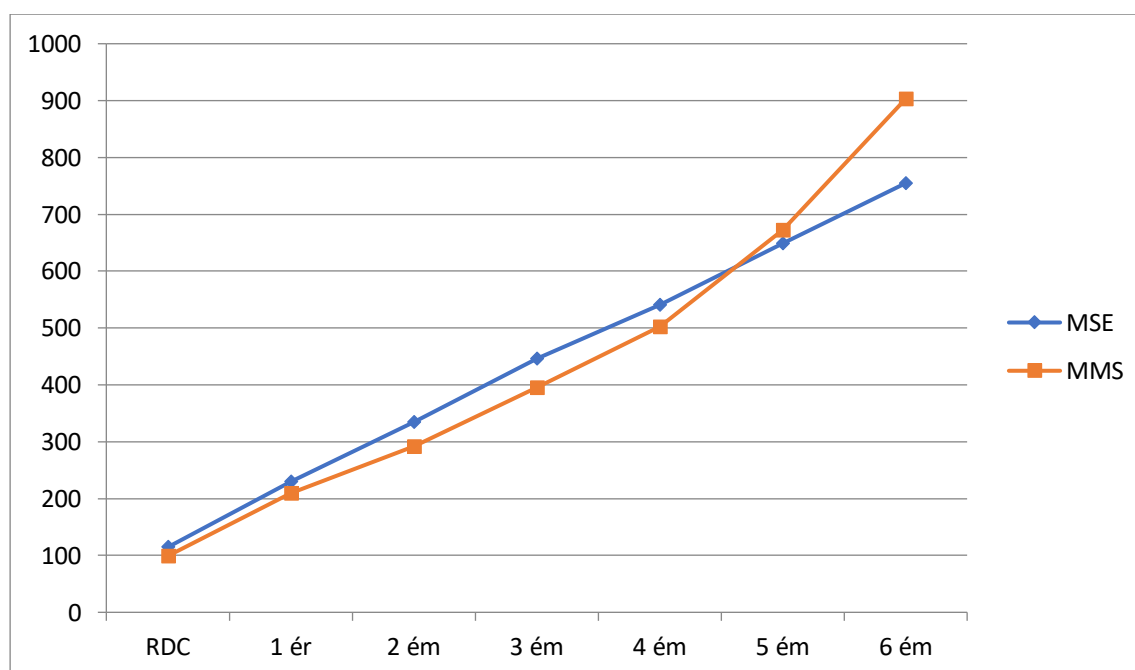


Figure V.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure dans le sens x-x

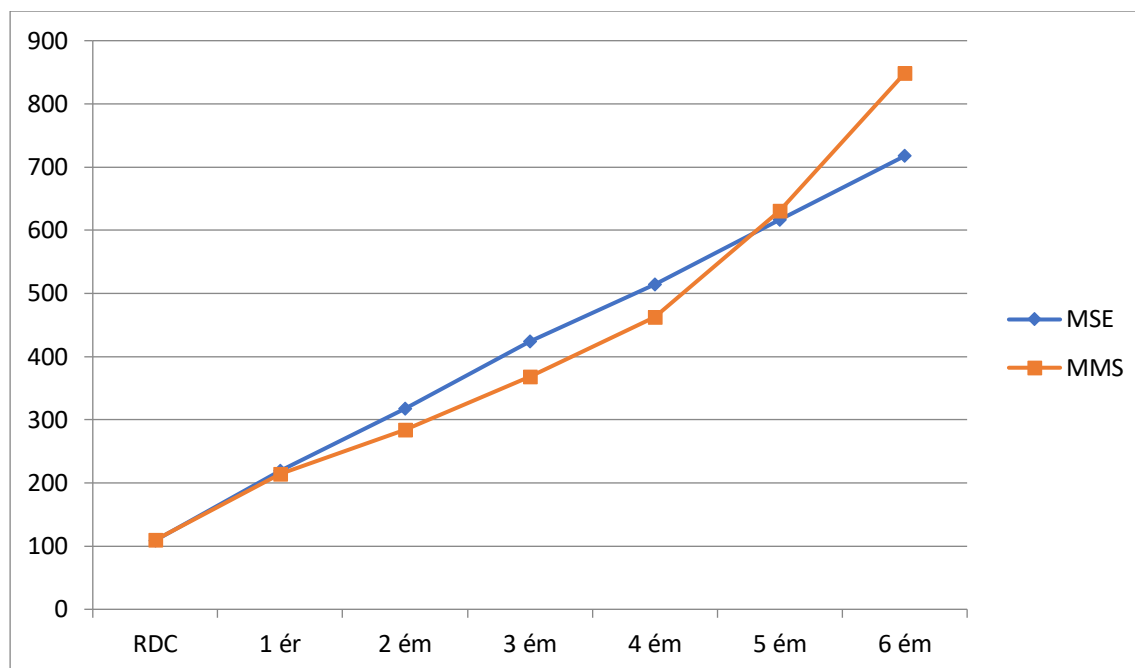


Figure V.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur de la structure dans le sens y-y

Commentaire: On remarque clairement que les valeurs obtenues par la MSE sont généralement supérieurs aux celles de la MMS.

V.8. Distribution des moments fléchissant selon la hauteur:

Etage	MSE		MMS		Variation	
	Mx	My	Mx	My	X-X	Y-Y
RDC	44337.44	46639.33	36232.18	38744.13	122.37	120.38
1 ^{er}	35407.96	37246.26	28051.84	30016.3	126.22	124.09
2 ^{ème}	26811.84	28203.84	20336.33	21742.13	131.84	129.72
3 ^{ème}	18886.20	19866.71	13468.19	14363.82	140.23	138.31
4 ^{ème}	11933.51	12553.07	7525.76	8002.64	158.57	156.86
5 ^{ème}	6278.11	6604.06	2942.22	3123.97	213.38	211.40
6 ^{ème}	2195.43	2309.41	164.66	173.47	133.33	133.13

Tableau V.3 Distribution des moments fléchissant selon la hauteur de la structure

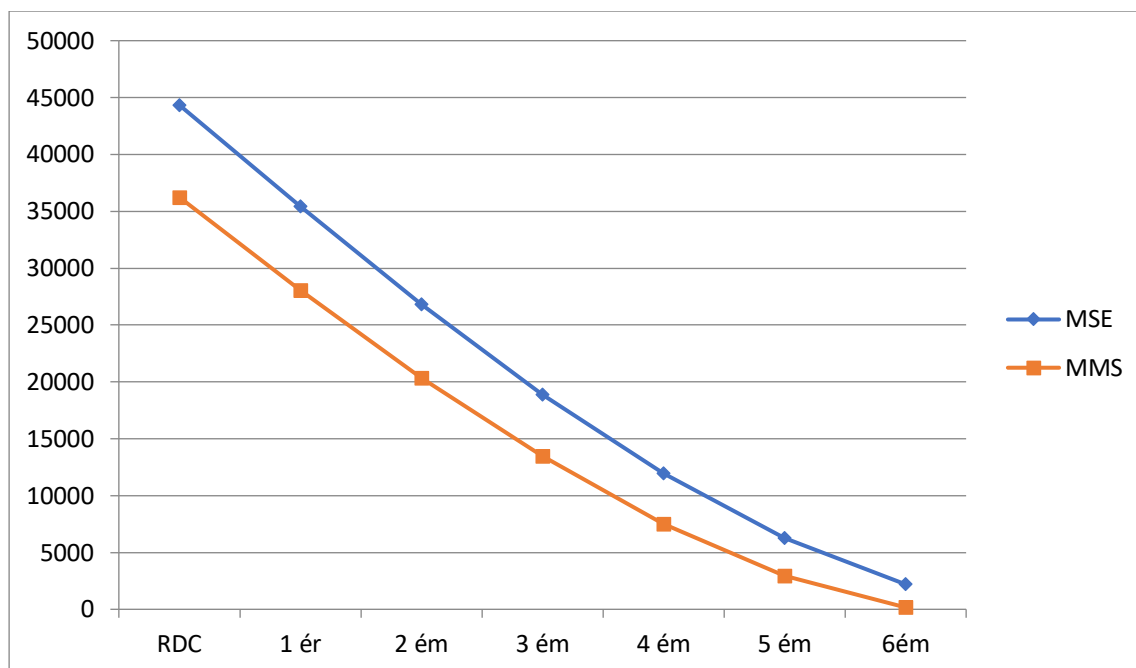


Figure V.7 Distribution des moments fléchissant selon la hauteur de la structure dans le sens x-x

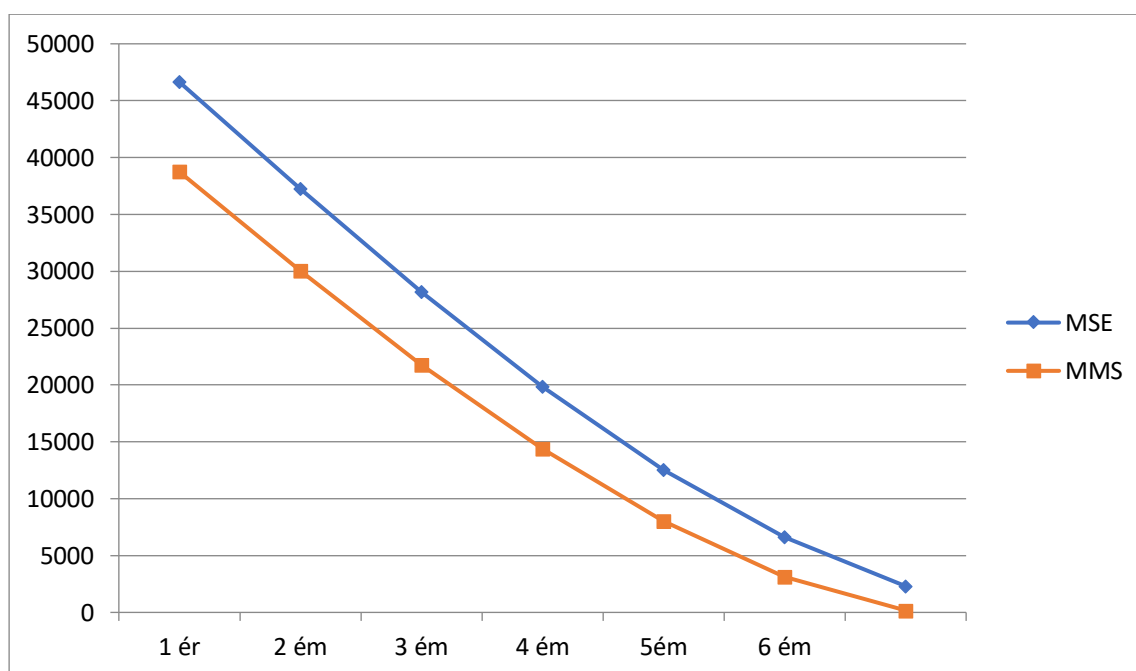


Figure V.8 Distribution des moments fléchissant selon la hauteur de la structure dans le sens y-y

Commentaire: On remarque une variation importante entre les valeurs des moments fléchissant obtenues par la MSE et ceux obtenues par la MMS.

V.9. Conclusion:

A la fin de cette étude, on peut dire que : La MSE et MMS ne donnent pas toujours des résultats proches entre eux.

Par conséquent, Il est préférable d'utiliser la MMS puisque c'est plus précise que la MSE.

CHAPITRE VI

Ferraillages des éléments structuraux

VI.I. Introduction:

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont:

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé le logiciel d'analyse des structures (**Robot Structural Analysis 2020**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

VI.II. Ferrailage des poutres:

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU ($1.35G + 1.5Q$) et à l'ELA ($G+Q\pm E$ et $0.8G\pm E$) sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la RPA 99/version 2003 et on vérifie avec la combinaison ELS.

Dans notre projet on a deux poutres à étudier

- Poutres principales (30*45)
- Poutres secondaires (30*35)

a. Recommandation du RPA99/V03 (Art 7.5.2) en zone IIa:

• Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \text{ b.h.}$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h & \text{en zone courante.} \\ 6\% \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en zone IIa
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

• Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) & \text{.....Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{.....En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

b. Recommandation du BAEL 91 :

• Armatures longitudinales :

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}; 15\phi_{l\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

- **Armatures transversales :**

- Volume relatif d'armatures : $\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0.9 f_e / \gamma_s}$ Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \longrightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

0..... si reprise sans indentation.

K = 0..... si fissuration très nuisible.

1..... en flexion simple.

Donc k=1 (flexion simple).

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \{ f_{tj}; 3.3 \text{MPa} \} = 2.1 \text{MPa}.$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- **Section minimale d'armature d'âme :**

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{MPa} \right\}.$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min} \right\}.$
- Espacement maximale : $S_{t\max} = \min \{ 0.9d; 40\text{cm} \}.$

VI.II.1. Ferrailage des poutres principales:

a. Sollicitations de calcul:

En appuis			En travée		
M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ACC} (KN.m)	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ACC} (KN.m)
-90.59	-66.26	-88.7	54.43	39.43	46.81

Tableau VI.1 Sollicitations de calcul pour les poutres principales

b. Ferrailage en travée:

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54.43 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.078 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.078 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0.102 \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow z = 388.52 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{54.43 \times 10^6}{293.23 \times \frac{400}{1.15}} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.03 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend: } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \frac{0.6 + 0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 405 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{calcul}}) = \max(1.47 ; 4.62) = 4.62 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage sur appuis:

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{90.59 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.130 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} = 0.130 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0.175 \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow z = 376.72 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{250.81 \times 10^6}{293.23 \times \frac{400}{1.15}} = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.91 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc On prend} \quad 3\text{HA}10 + 3\text{HA}14 = 6.98 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \times \frac{0.6+0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{calcul}}) = \max(1.14 ; 6.98) = 6.98 \text{ cm}^2$$

d. Vérification du ferrailage des poutres principales :

- **Section minimale: RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0.5 \% b \times h = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$4 \% b \times d \text{ En zone courante} \rightarrow A_{s \max} = 4 \% b \times d = 48.6 \text{ cm}^2$$

$$6 \% b \times d \text{ En zone de recouvrement} \rightarrow A_{s \max} = 72.9 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à L'ELU :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{103.43 \times 10^3}{300 \times 405} \rightarrow \tau_u = 0.85 \text{ MPa}$$

La fissuration est non préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

e. Calcul de la section des armatures transversales :

- **Choix du diamètre :**

On a :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{min} \right) = \min \left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; \phi_l^{min} \right) = \min (12.86; 30; 1) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Donc $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre 1 + 1 étrier).

- **Espacement des barres :**

- **Selon BAEL91 :**

$$S_{t1} \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(36.45; 40) = 36.45 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.85 - 0.3 \times 2.1)} = 95.33 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc:

$$S_{t1} \leq \min(36.45; 67; 95.33) \Rightarrow S_{t1} = 36.45 \text{ cm}$$

- **Selon RPA99 :**

En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1 \right) = \min(11.25; 12)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

Il faut vérifier que: $A_{t \min} \leq A_t$

$$\text{Avec: } A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

Condition vérifié

La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le **RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de $40 \phi_l$

$$L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1.4 = \mathbf{56 \text{ cm}}$$

f. Vérification à L'ELS :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 MPa}$

Avec: $\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$

$\eta = 15$; $A'_s = 0$; $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ et le moment d'inertie I est donné par:

; Les résultats trouvés sont regroupés dans le $I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)A'_s + \eta(d-y)^2A_s$ tableau ci-après:

	M (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
Travée	39.43	4.62	11.56	73488.43	6.2	15	Vérifié
Appui	66.26	6.98	13.68	100920.71	4.58	15	Vérifié

Tableau VI.2 Vérification de l'état limite de compression de béton pour les poutres principales

- **Vérification de la flèche :** CBA article B.6.5.1

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

Avec : $h=0.45 \text{ m}$ et $l = 4.78 \text{ m}$.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \rightarrow 0.09 \geq 0.06 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}; M_t = 0.85 M_0 & \rightarrow 0.09 \geq 0.085 \\ \frac{A_{s\text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} & \rightarrow \frac{6.98}{30 \times 40.5} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \end{cases}$$

Donc : pas de risque de flèche.

VI.II.2. Ferrailage des poutres secondaires:

a. Sollicitations de calcul:

En appuis			En travée		
M_{ELU} (KN,m)	M_{ELS} (KN,m)	M_{ACC} (KN,m)	M_{ELU} (KN,m)	M_{ELS} (KN,m)	M_{ACC} (KN,m)
-26.85	-19.56	-53.93	-13.43	-9.78	-26.97

Tableau VI.2 Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires

b. Ferrailage en travée:

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.97 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14.17} = 0.064 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.064 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 0.083$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow z = 304.59 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26.97 \times 10^6}{304.59 \times \frac{400}{1.15}} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.55 \text{ cm}^2 \text{ On prend: } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \frac{0.6+0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.14; 3.39) = 3.39 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage sur appuis:

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{53.93 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14.17} = 0.128 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} = 0.128 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 0.172$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow z = 293.38 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{53.93 \times 10^6}{293.38 \times \frac{400}{1.15}} = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ Donc On prend: } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 bd \frac{0.6+0.06 f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.14 ; 5.65) = 5.65 \text{ cm}^2$$

d. Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

• **Section minimale: RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0.5 \% b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

• **Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$4 \% b \times d \text{ En zone courante} \rightarrow A_{s \max} = 4 \% b \times d = 37.8 \text{ cm}^2$$

$$6 \% b \times d \text{ En zone de recouvrement} \rightarrow A_{s \max} = 56.7 \text{ cm}^2$$

e. Vérification à L'ELU :

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{19.53 \times 10^3}{300 \times 315} \rightarrow \tau_u = 0.21 \text{ MPa}$$

La fissuration est non préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f. Calcul de la section des armatures transversales :

- **Choix du diamètre :**

$$\text{On a : } \phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) = \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; \phi_l^{\min}\right) = \min(10; 30; 1.2) =$$

1.2 cm

On prend: $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Donc $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre 1 + 1 étrier).

- **Espacement des barres :**

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(28.35; 40) = 28.35 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.21 - 0.3 \times 2.1)} = -49.94 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc:

$$S_t \leq \min(28.35; 67; -49.94) \rightarrow S_{t1} = 28.35 \text{ cm}$$

Selon RPA99:

En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(8.75; 14.4)$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad S_t = 8 \text{ cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

Il faut vérifier que: $A_{t \min} \leq A_t$

Avec: $A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

$A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifié**

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de $40 \phi_l$

$$L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1.2 = \mathbf{48 \text{ cm}}$$

g. Vérification à L'ELS :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec: $\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d - y) A'_s - \eta(d - y) A_s = 0$

$\eta = 15$; $A'_s = 0$; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$ et le moment d'inertie I est donné par:

$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y) A'_s + \eta(d - y)^2 A_s$; Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau ci-après:

	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	9.78	3.39	9.33	37096.11	2.46	15	Vérifié
Appui	19.56	5.65	10.81	48911.59	1.25	15	Vérifié

Tableau VI.3 Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires

- **Vérification de la flèche :** CBA article B.6.5.1

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

Avec : $h=0.35 \text{ m}$ et $l = 4.78 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}; \quad M_t = 0.85 M_0 \\ \frac{A_{s\text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \begin{array}{l} 0.095 \geq 0.06 \\ 0.095 \geq 0.085 \\ \frac{5.65}{30 \times 31.5} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \end{array}$$

Donc : pas de risque de flèche.

VI.II.3. Schémas de ferrailage des poutres:

a. Poutres principales:

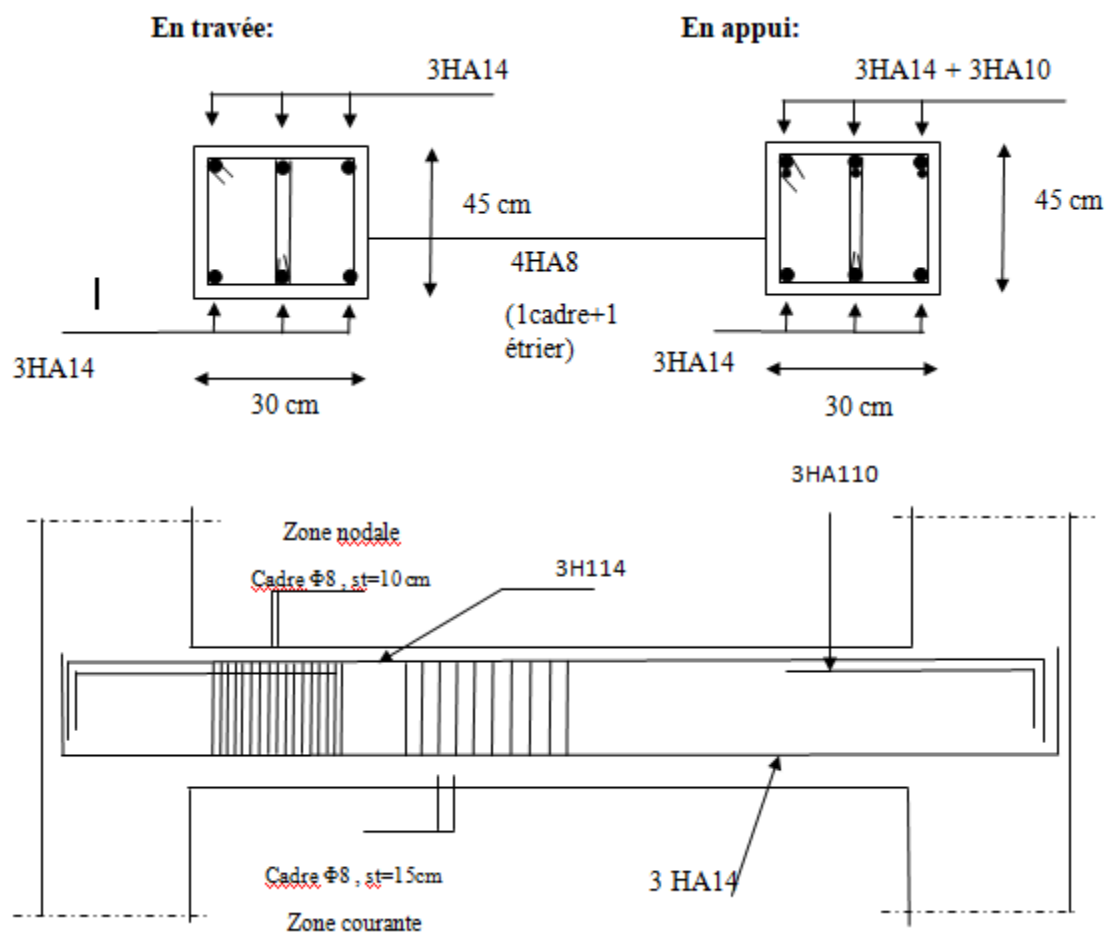


Figure VI.1 Ferrailage des poutres principales

b. Poutres secondaires

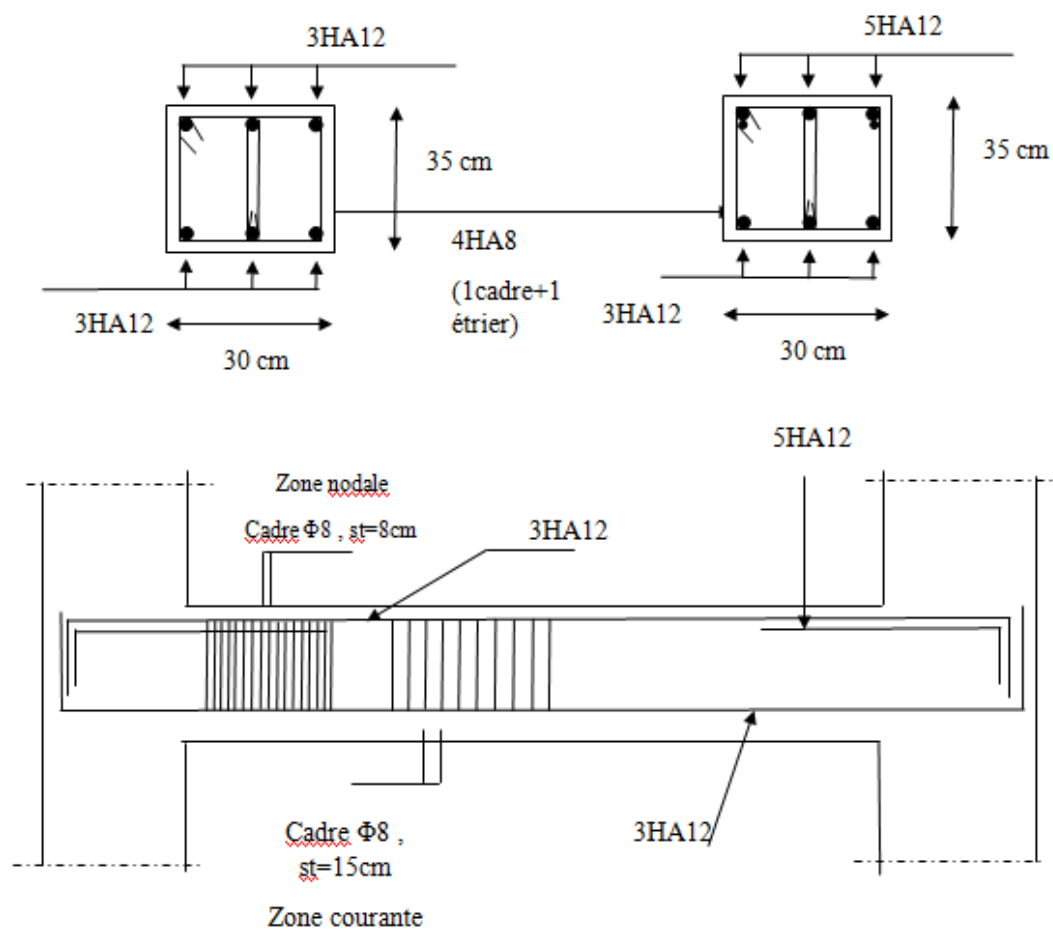


Figure VI.2 Ferrailage des poutres secondaires

VI.III. Ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher- poutre 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.

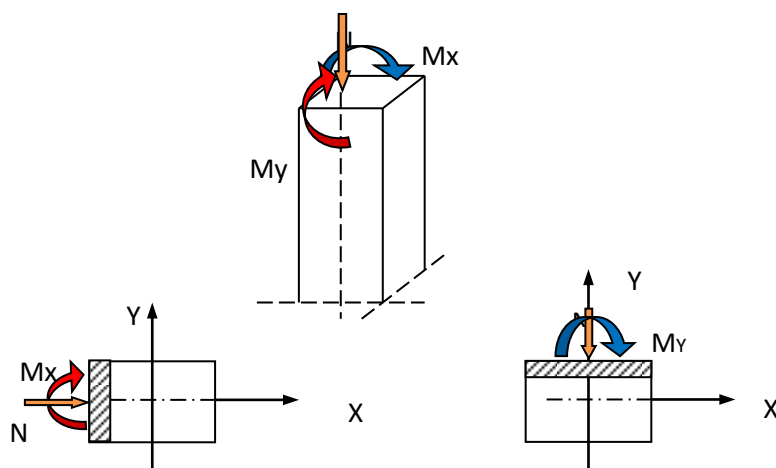


Figure VI.3 : Poteau soumis à des (efforts normaux et moments fléchissant).
Les poteaux sont sollicités par :

- $N_{\max}$ et M correspondant.
- $N_{\min}$ et M correspondant.
- $M_{\max}$ et N correspondant.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (**cas plus défavorable**).

VI.III.1. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :

a. Ferrailage longitudinal :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

- Le pourcentage minimal est de 0,8% en zone IIa.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de $\phi = 12$ mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .

- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

- **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$.

- **Ferrailage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

b. Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a.V_u}{h_1.f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

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

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture

t : Est l'espacement des armatures transversales.

Remarque :

Notre ferrailage des poteaux est devisé aux zones suivantes :

- Zone 01 : RDC et 1^{er} étages **(50x50)**.
- Zone 02 : 2^{eme}, 3^{eme} étages **(45x45)**.
- Zone 03 : 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étages **(40x40)**.

c. Ferrailage maximale et minimale:

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A_{min}	A_{max}	A_{cnf}	A_{min}	$A_{max} (cm^2)$	
		(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	zone courante	zone de recouvrement
Zone 1	50x50	5	125	2.72	20	75	150
Zone 2	45x45	4.05	101.25	2.20	16.2	60.75	121.5
Zone 3	40x40	4	80	1.74	12.8	48	96

Tableau VI.4 Ferrailage maximale et minimale des poteaux.

d. Sollicitations:

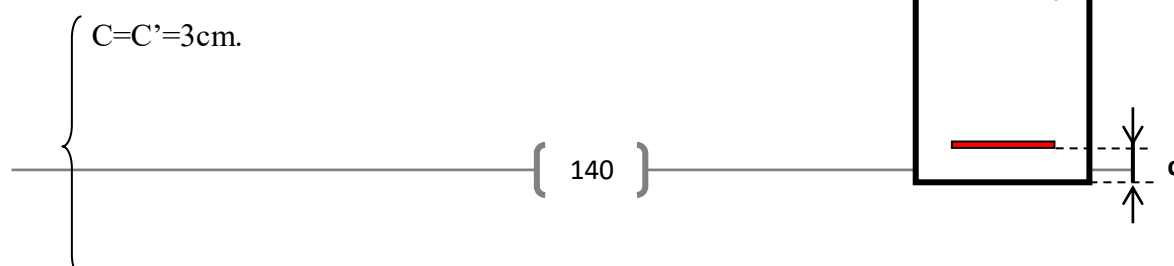
Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Cas 1 ELU		Cas 2 $G+Q\pm E$		Cas 3 $0.8G\pm E$	
	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
Zone 1	577.41	-6.03	-58.34	144.94	18.52	32.24
Zone 2	966.08	-3.91	-69.80	494.15	86.73	38.09
Zone 3	1376.73	-1.52	-64.59	755.64	122.11	34.20

Tableau VI.5 Sollicitations dans les poteaux

VI.III.2. Exemple de calcul ferrailage :

Soit un poteau de niveau RDC (dimensions : 50x50) (cm^2) :



$S = 50 \times 50 \text{ (cm}^2\text{)}$. Acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$L = 3.06 \text{ m}$.

$d = 0.9h = 0.45 \text{ m}$.

Figure VI.4 :

Section transversale d'un

a. Ferrailage longitudinal :

• **Exemple de calcul:**

{ Poteau de zone 1 (50X50)
Le cas 1: $N_{\max} = 1376.73 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = -1.52 \text{ KN.m}$

D'après l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; \text{ Avec } e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{-1.52}{1376.73} \Rightarrow e_0 = -0.0011 \text{ m}.$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}; 1.22 \} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$$

$$e_1 = -0.0011 + 0.02 = 0.019 \text{ m}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

ϕ : rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée, généralement égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0.0189 + 0.0251 = \mathbf{0.04395 \text{ m}}.$$

• **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée:**

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \cdot e = 1376.73 \times 0.04395 = \mathbf{60.51 \text{ kN.m}}.$$

$$\begin{cases} N_{\max} = 1376.73 \text{ KN.} \\ M_{u \text{ corr}} = 60.51 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0,337h - 0,81C') b. h. f_{bu}.$$

$$A = (0,337 \times 0.50 - 0,81 \times 0,03). 0.50 \times 0.50. 14,2 \times 10^3 \rightarrow A = 510.83 \text{ KN.m.}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u . \alpha + M_u$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,45 - 0.50/2 = 0,2 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = 60.51 + 1376.73. 0,2 = 335.92 \text{ KN.m.}$$

$$B = 1376.73. (0,45 - 0,03) - 335.92 \rightarrow B = 242.31 \text{ KN.m.}$$

$A > B$ Donc la section est **entièrement comprimée**.

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{335.92 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.234$$

$$\mu_{bu} > \mu_{AB} = 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Pas d'armatures comprimées } \hat{A} = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.234}) = 0.338$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.338) = 389.23 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{su}} = \frac{335.92 \times 10^6}{389.23 \times 347.83} = 2477.05 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 2563.63 - \frac{1376.73}{347.83} = 2559.67 \text{ mm}^2$$

- **La section d'acier minimale:**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min(CNF)} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.72 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA99.Version2003:**

$$A_{\min} = 0,8\% b.h = 0,008 \times 50 \times 50 \Rightarrow A_{\min} = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\min(\text{RPA})}) = (14,18 ; 2,72 ; 20) = \mathbf{20 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T20 + 4T16} \quad A_{\text{adop}} = \mathbf{20,61 \text{ cm}^2}$$

Les sections d'armature pour les autres poteaux sont résumées dans le tableau suivant:

Zone	A calculée (cm ²)			A _{min} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
	Cas 1 ELU	Cas 2 G+Q±E	Cas 3 0.8G±E			
Zone 1	24.77	17.63	4.18	20	20	4HA20+8HA16 = 28.65
Zone 2	13.89	14.08	4.18	16.2	16.2	8HA14+4HA12 = 16.84
Zone 3	8.45	7.44	2.94	12.8	12.8	12HA12 = 13.57

Tableau VI.5 Sections des armatures longitudinales poteaux

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$L_r = 40\phi$ en zone IIa .

$$\begin{cases} T20 \rightarrow L_f = \mathbf{80 \text{ cm}} \\ T16 \rightarrow L_f = \mathbf{64 \text{ cm}} \\ T14 \rightarrow L_f = \mathbf{5.6 \text{ cm}} \\ T12 \rightarrow L_f = \mathbf{48 \text{ cm}} \end{cases}$$

Longueur de
recouvrement

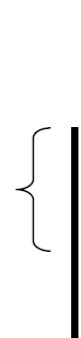


Figure VI.5 Longueur de recouvrement

b. Ferrailage transversal :

- **Espacement des armatures transversales : (Art7.4.2.2.RPA99/V2003)**

La valeur maximale de l'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $St \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15\text{cm})$.
- Dans la zone courante : $St' \leq 15\phi$.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Niveaux	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Section (cm ²)	50 X 50	45 X 45	40 X 40
$\phi_{l \min}$ (cm)	2	1.2	1.2
L_f (cm)	2.14	2.14	2.14
L_r (cm)	80	48	48
λ_g (cm)	4.28	4.75	5.35
ρ_a	3.75	3.75	2.5
V (KN)	34.35	36.05	33.37
t_{nodale} (cm)	10	10	10
$t_{courante}$ (cm)	15	15	15
A_t (cm ²)	0.097	0.113	0.078
$A_{t \min}$ (cm ²)	4.88	4.39	3.9
$A_{t \text{ adoptée}}$ (cm ²)	8HA10 = 6.28	6HA10 = 4.71	4HA12 = 4.52

Tableau VI.5 Sections des armatures transversales poteaux

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales:

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{\max}$$

$$\text{Zone 1: } 8 \text{ mm} \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\text{Zone 2: } 6 \text{ mm} \geq \frac{1}{3} \times 14 = 4.67 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\text{Zone 3: } 12 \text{ mm} \geq \frac{1}{3} \times 12 = 4 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

c. Vérifications nécessaires:

- **Vérification des cadres des armatures minimales :** d'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédente.

Zone 1: On a ($3 < \lambda_g = 4.2 \rightarrow 5$) par interpolation on obtient : $\lambda_g \rightarrow 8$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0.48\%$$

– **Dans la zone courante :** $St = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0.48\% \Rightarrow \frac{6.28}{15 \times 50} = 0.84\% \geq 0.48\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

– **Dans la zone nodale :** $St = 8 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0.48\% \Rightarrow \frac{6.28}{10 \times 50} = 1.26\% \geq 0.48\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Selon (BAEL91 art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un Poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{(CBA 93 Article B.8.4.1)}$$

Avec :

$\overline{N_u}$: L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

N_u : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie $\rightarrow B_r = (a-0,02) (b-0,02)$

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ_g :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda_g}{35}\right)^2} \\ 0.60 \times \left(\frac{50}{\lambda_g}\right)^2 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\rightarrow \lambda_g = l_f / i$

i: Rayon de giration: $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$ pour une section carré.

l_f : La longueur de flambement du poteau $\rightarrow l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 : La hauteur libre du poteau.

a : La dimension du poteau.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,5$; $\gamma_c = 1,15$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
a = b (m)	0.50	0.45	0.40
B_r (m²)	0.2304	0.1849	0.1444
l_f (m)	2.142	2.142	2.142
i (m)	0.1443	0.1299	0.1154
λ_g	14.84	16.49	18.55
α	0.820	0.814	0.805
A_s (cm²)	2865.00	16.84	13.57
N_u (KN)	4318.44	3263.47	2531.91
$\overline{N}_u$ (KN)	1376.73	966.08	577.41
N_u ≤ $\overline{N}_u$	C.V	C.V	C.V

Tableau VI.6 Vérification de flambement pour les poteaux

- Vérification aux sollicitations tangentielles (RPA2003 Art 7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} ; \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} ; \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

7.4.3.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	V _u	b	d	τ_{bu}	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau}_{bu}$	$\tau_{bu} < \overline{\tau}_{bu}$
ZONE 1	34.35	50	45.0	0.15	4.28	0.04	1.00	Condition vérifié
ZONE 2	36.05	45	40.5	0.20	4.75	0.04	1.00	Condition vérifié

ZONE 3	33.37	40	36.0	0.23	5.35	0.075	1.86	Condition vérifié
---------------	-------	----	------	------	------	-------	------	-------------------

Tableau VI.6 Vérification des contraintes de cisaillement.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

VI.III.3. Schémas de ferrailage des poteaux:

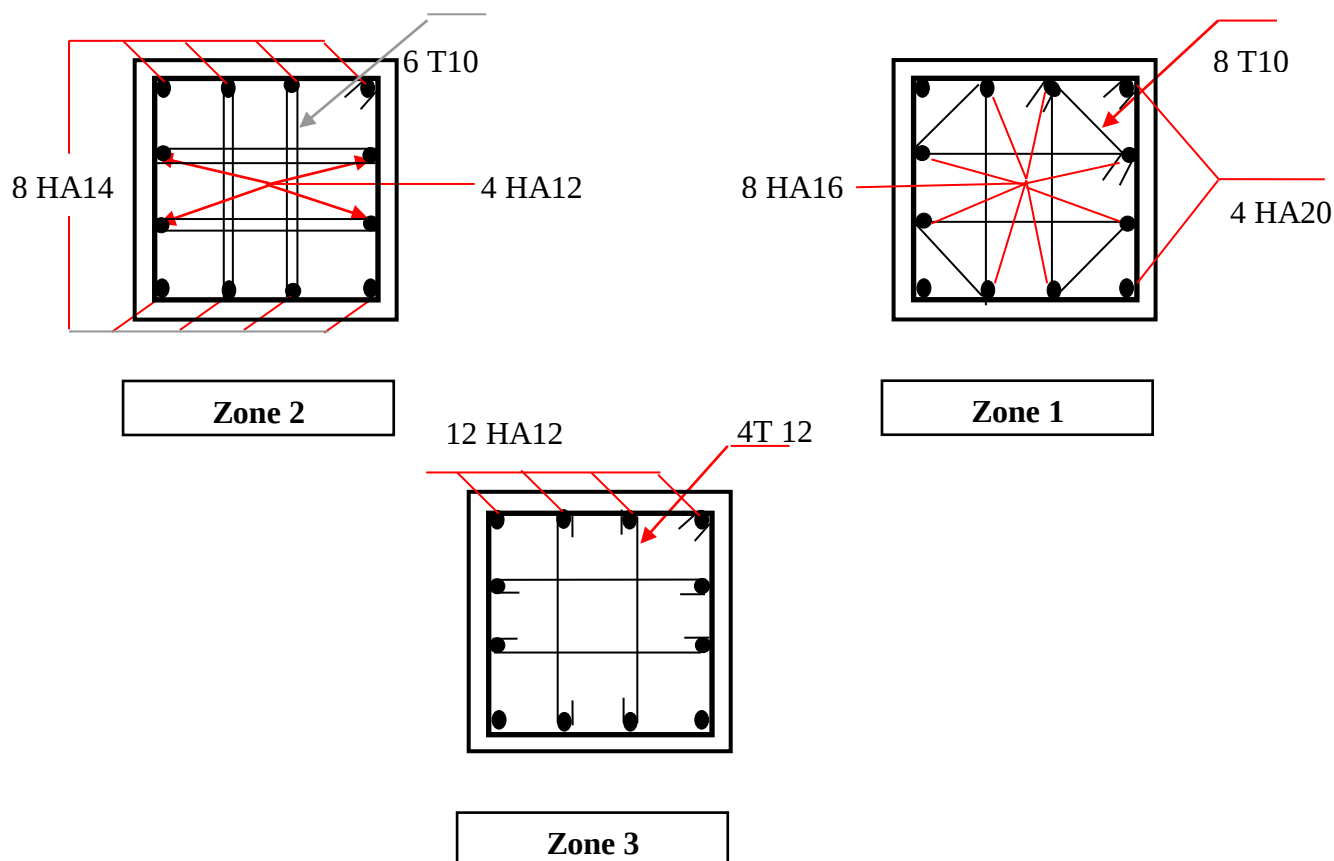


Figure VI.6 Schémas ferrailage des poteaux

VI.IV. Ferrailage des voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes "action géologique".

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

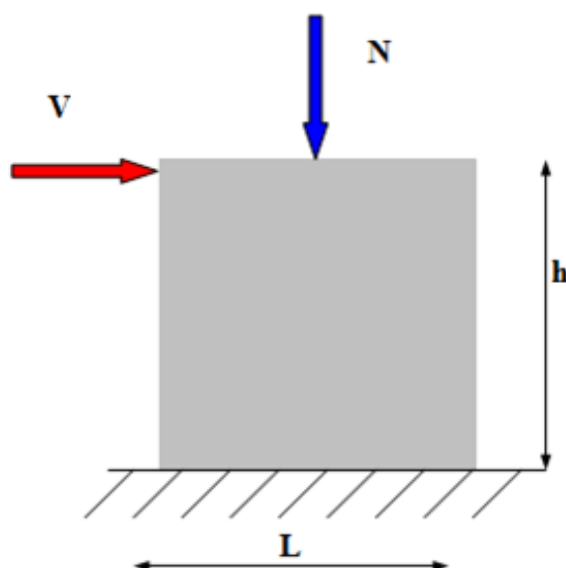


Figure VI.7 Les sollicitations dans les voiles

a. Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.IV.1. Ferrailage:

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par logicielle de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99V2003 et du (C.B.A.93).

a. Combinaisons des charges :

- **Selon (C.B.A.93) :** Les combinaisons fondamentales.
 - ELU: $1.35 G + 1.5 Q$
 - ELS: $G + Q$
- **Selon RPA99V2003 :** Les combinaisons accidentelles.
 - $G + Q \pm E_{x,y}$
 - $0.8 G \pm E_{x,y}$

b. Prescriptions imposées le RPA99 (art A-7-7-4-1) :

• Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

En zone courante → 0.1 %.

localement dans la section du voile → 0.15 %.

L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min (1.5 a ; 30 \text{ cm})$$

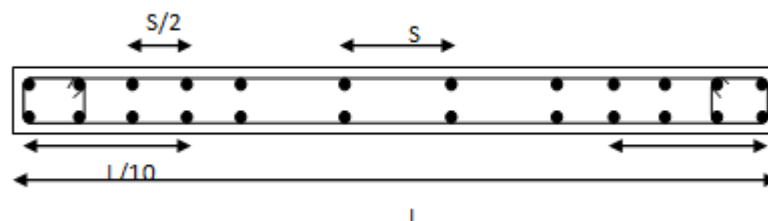


Figure VI.8 dispositions des armatures verticales dans les voiles

- **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 munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

- **Aciers transversaux :**

Les armatures transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5.e \\ S &\leq 30\text{cm} \end{aligned} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA.}$$

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 longueurs 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.

- **Disposition des voiles :** La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

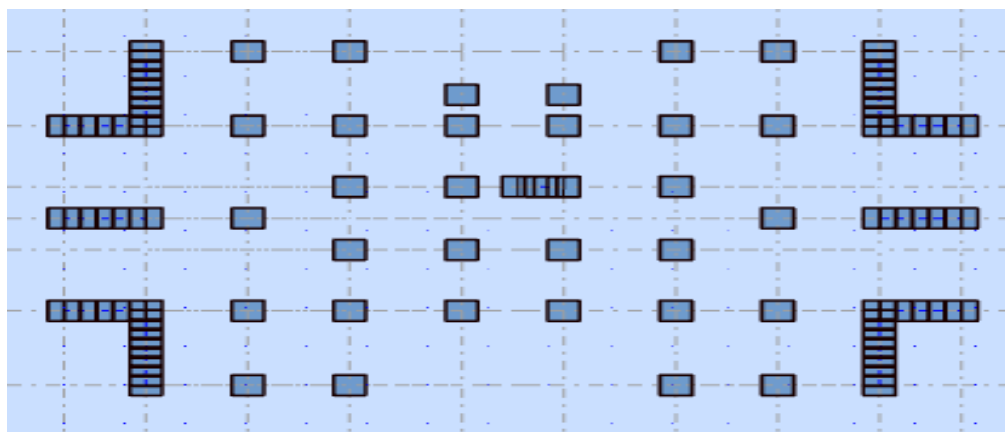


Figure VI.9 disposition des voiles

Donc on a 2 types des voiles:

$$V_x: \begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ L = 2.70 \text{ m} \end{cases}$$

$$V_y: \begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ L = 3.85 \text{ m} \end{cases}$$

Et on a divisé la structure en trois zones de calcul, Et on a ferrailés les voiles de chaque zone pour les valeurs maximales des (M, N, T) correspondant:

Zone 1: RDC + 1^{er} étage.

Zone 2: étages 2+3.

Zone 3: étages 4+5+6.

Comme indiqué dans le tableau suivant:

zone	voile	L(m)	$N_{max} \rightarrow M_{core}$ $1.35G+1.5Q$		$N_{min} \rightarrow M_{core}$ $0.8G+E_{x,y}$		$M_{max} \rightarrow N_{core}$ $G+Q+E_{x,y}$		V_{max}
			N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
01	V _x	2.20	1464.31	5.71	-921.23	1271.21	2038.16	-1264.22	38.95
	V _y	3.35	1256.56	-3.85	1074.59	2304.59	2374.21	-2319.02	-26.91
02	V _x	2.25	1142.65	-9.78	-573.23	747.56	968.22	-1037.13	52.30
	V _y	3.40	972.61	19.58	-541.00	1343.06	1776.21	1345.38	25.81
03	V _x	2.30	743.82	-14.14	-208.64	291.31	633.87	-466.77	77.21
	V _y	3.45	637.56	46.02	-89.33	537.60	892.64	570.01	30.41

Tableau VI.7 Sollicitations dans les voiles.

- Détermination des contraintes :**

On utilise la méthode de Navier :

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_b = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{cases}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué. (Résultat de logiciel Robot Structural Analysis 2020)

A : La section transversale du voile. $A = L \times e$

M : Le moment fléchissant appliqué. (Résultat de logiciel Robot Structural Analysis 2020)

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen. $V = \frac{L}{2}$

I : Le moment d'inertie du voile. $I = \frac{bh^3}{12}$

Remarque : On distingue trois cas :

1^{er} cas : $(\sigma_a; \sigma_b) > 0 \rightarrow$ la section du voile est **entièrement comprimée** (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{\min} = 0.20\%.a.L$).

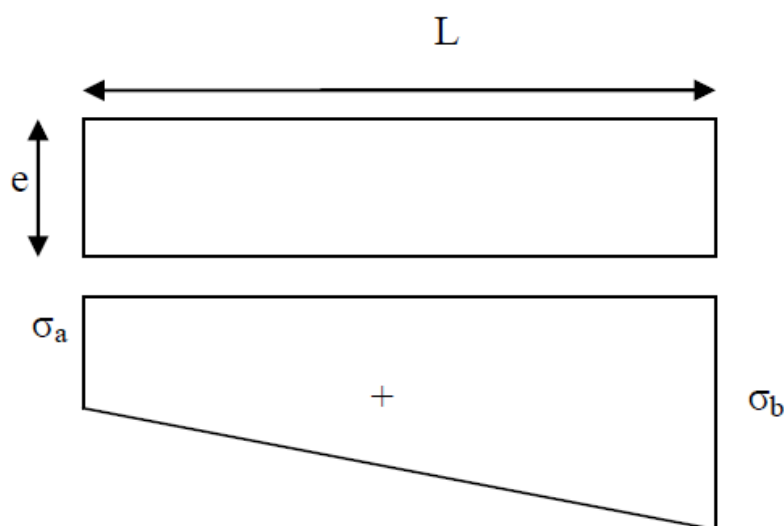


Figure VI.10 Schémas des contraintes dans une section entièrement comprimée.

2^{ème} Cas : $(\sigma_a; \sigma_b) < 0 \rightarrow$ La section du voile est **entièrement tendue** (pas de Zone comprimée). On calcul le volume des contraintes de traction F_t

On compare A_V la section des armatures verticales avec la section minimale.

Si : $A_V \leq A_{\min} = 0.20\%.a.L$ on ferraille avec la section minimale

Si : $A_V > A_{\min} = 0.20\%.a.L$ on ferraille avec A_V

Avec: $A_V = \frac{F_t}{f_e}$ et $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

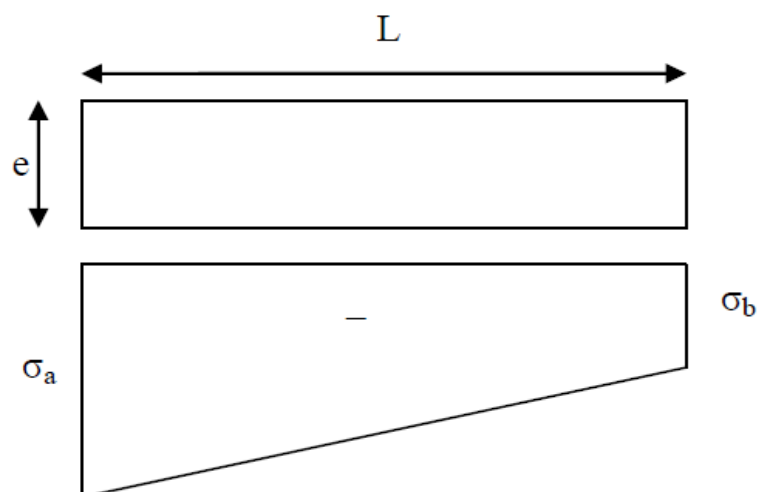


Figure VI.11 Schémas des contraintes dans une section entièrement tendue.

3^{ème} cas : (σ_a ; σ_b) Sont de signe différent → la section du voile est **partiellement comprimée**. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

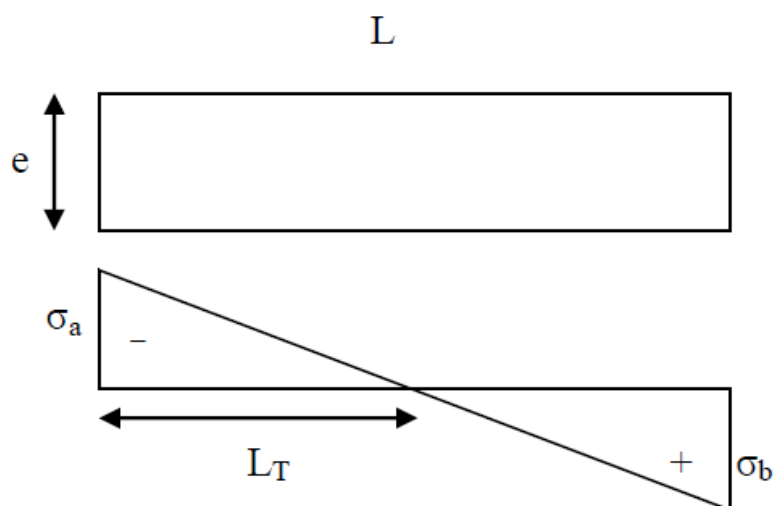


Figure VI.12 Schémas des contraintes dans une section partiellement comprimée.

- **Calcul de L_t ou L_c :**

- Section entièrement tendue (SET): $L_t = L$.
- Section partiellement comprimée (SPC): $L_t = L \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_a + \sigma_b} \right)$.
- Section entièrement comprimée (SEC): $L_c = L$.

- **Calcul de l'effort normal ultime:**

- Section entièrement tendue (SET): $N_{ul} = \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \times L_t \times e$.

- Section partiellement comprimée (SPC): $N_{ul} = \frac{\sigma_b}{2} \times L_t \times e$
- Section entièrement comprimée (SEC): $N_{ul} = \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \times L_c \times e$

- **Calcul des armatures verticale:**

- Section entièrement tendue (SET): $A_V = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$
- Section partiellement comprimée (SPC): $A_V = \frac{N_{ul}}{f_e}$
- Section entièrement comprimée (SEC): $A_V = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$

- **Armatures minimales de RPA 99:**

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times l.$$

- **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art 7.2.2 RPA 99**).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \times \frac{V}{d \times b_0}$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm}).$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend : $k=0$.

- **Armatures horizontales :**

Selon l'article 7.7.4.2 du **RPA 2003**, les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 Ø**.

La détermination des armatures horizontales est comme suit : $A_h = 0,15\% b.h$.

- **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 épingles /m²

VI.IV.2. Exemple du calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V_x en zone1 :

- **Détermination des sollicitations :**

$N_{max} = 2038.16 \text{ KN}$; $M_{corré} = -1264.22 \text{ KN.m}$; $e = 20 \text{ cm}$; $L=2.20 \text{ m}$.

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.20 \times 2.20^3}{12} = 0.18 m^4$$

$$B = e \times L = 0.20 \times 2.20 = 0.44 m^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{2.20}{2} = 1.10 m$$

- **Armatures verticales:**

On a

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2038.16}{0.44} + \frac{-1264.22}{0.18} \times 1.10 = -3039.61 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{2038.16}{0.44} - \frac{-1264.22}{0.18} \times 1.10 = 12357.97 \text{ MPa} \end{cases}$$

On a (σ_a ; σ_b) Sont de signe différent ➔ la section du voile est **partiellement comprimée**

- **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_a + \sigma_b} \right) = 0.73 \text{ m}$$

$$N_{ul} = \frac{\sigma_b}{2} \times L_t \times e = 907.86 \text{ KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{N_{ul}}{f_e} = -22.70 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.15\% b \times L$$

b : épaisseur du voile.

L_c : longueur de la section comprimée.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.15\% b \times L = (0.15\% \times 20 \times 220) = \mathbf{6.6 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{\text{adopt}} \geq \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 6.6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte comme ferrailage verticale **8HA12** par nappe sur toute la longueur de voile

$$\rightarrow A_s = \mathbf{9.05 \text{ cm}^2}$$

$$L' \text{ espacement} < \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St < \min(30; 30 \text{ cm}).$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

- **La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :**

$$\text{Longueur de la zone extrême} : (L / 10) = 22 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul et le choix des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant, Avec :

$A_v \text{ calculé (cm}^2/\text{ml)}$: Ferrailage vertical calculé pour une bande de 1 ml.

$A_v \text{ min (cm}^2/\text{ml)}$: Quantité minimale d'armature verticale pour une bande de 1 ml.

$A_v \text{ adopté (cm}^2)$: Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.

$St'_{Av} \text{ (cm)}$: Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.

$L'_{Av} \text{ (cm)}$: Longueur de la zone extrême.

$St_{Av} \text{ (cm)}$: Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.

Zone	Zone 01		Zone 02		Zone 03	
Voile	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
L (m)	2.20	3.35	2.25	3.40	2.30	3.45

e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
N (KN)		2038.16	2374.21	1142.65	1776.21	743.82	892.64
M (KN.m)		-1264.22	-2319.02	-9.78	1345.38	-14.14	570.01
σ_a (MPa)		-3093.61	-2622.05	2481.31	6077.45	15350.70	2739.66
σ_b (MPa)		12357.97	9709.25	2597.13	-853.30	1698.31	-152.30
Section		SPC	SPC	SEC	SPC	SEC	SPC
A_v calculé (cm²/ml)		0	0	0	0	0	0
A_v min (cm²/ml)		6.6	10.1	6.8	10.2	6.9	10.4
A_v adopté (cm²/ml)		9.42	13.57	9.42	13.57	9.42	13.57
N barre/face		12HA10	12HA12	12HA10	12HA12	12HA110	12HA12
Z.E	St'_{Av} (cm)	20	20	20	20	20	20
	L'_{Av} (cm)	22	34	23	34	23	35
Z.C	St_{Av} (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau VI.8 Ferrailage verticale des voiles

- Calcul des armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec: } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d}$$

Exemple de calcul: (Voile de RDC):

$V_{max} = 38.95 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 38.95 \times 10^3}{200 \times 1800} = 0.15 \text{ MPa}$$

- Espacement des barres horizontales:**

$St < \min (1,5 e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St < \min (30; 30 \text{ cm})$.

On prend $St = 20\text{cm}^2$

$$A_h = \frac{0.15 \times 200 \times 200}{0.8 \times 400} = 0.19 \text{ cm}^2$$

On adopte **Ah = 8HA8 = 4.02**

Les résultats de calcul et le choix des armatures horizontales sont résumés dans le tableau suivant:

zone	Voile	$V_{\max}$ (KN)	τ_u (MPa)	A_h calculée (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_h adoptée (cm ²)
01	Vx	38.95	0.15	0.19	6.6	12HA10 = 9.42
	Vy	-26.91	0.10	0.13	10.1	14H110 = 11.00
02	Vx	52.3	0.20	0.25	6.8	12HA10 = 9.42
	Vy	25.81	0.10	0.13	10.2	14H110 = 11.00
03	Vx	77.21	0.30	0.38	6.9	12HA10 = 9.42
	Vy	30.41	0.12	0.15	10.4	14H110 = 11.00

Tableau VI.9 Ferrailage horizontale des voiles

• **Vérification des contraintes de cisaillements:**

– **RPA99 révisée 2003:**

Il faut vérifier que: $\tau_u < \overline{\tau_u}$ Avec $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\overline{\tau_u} = 0.2 \times f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$

– **BAEL 91:**

Il faut vérifier que: $\tau_u < \overline{\tau_u}$ Avec $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

= 3.33 MPa

Les résultats des vérifications sont résumées dans le tableau suivant:

zone	Voile	$V_{\max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{uRPA}}$	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_{uBAEL}}$	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
01	Vx	38.95	0.15	5	C.V	3.33	C.V
	Vy	-26.91	0.10	5	C.V	3.33	C.V
02	Vx	52.3	0.20	5	C.V	3.33	C.V
	Vy	25.81	0.10	5	C.V	3.33	C.V
03	Vx	77.21	0.30	5	C.V	3.33	C.V
	Vy	30.41	0.12	5	C.V	3.33	C.V

Tableau VI.9 Ferrailage verticale des voiles

VI.IV.3. Schémas de ferrailage:

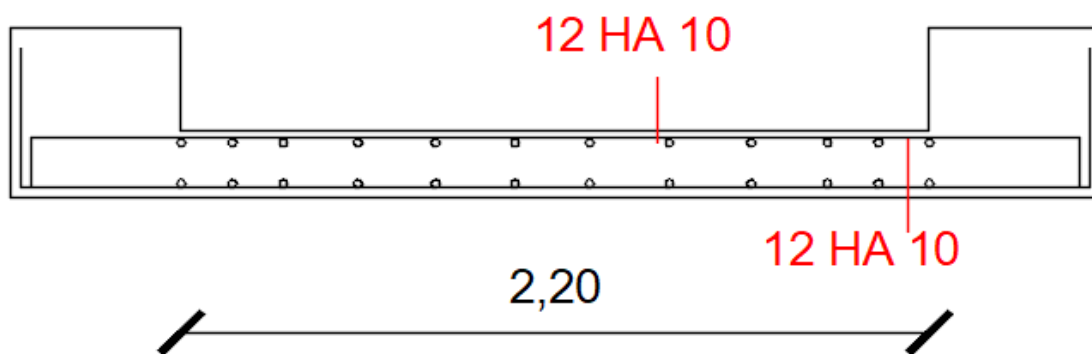


Figure VI.13 Exemple de ferrailage voile Vx Pour la zone 01

VI.V. Conclusion:

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux. Le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA/99 modifiée 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

V.II.1 Introduction:

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :
un bon encastrement de la structure dans le sol.

- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

• **Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Le type de structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'importance des charges.
- Rapprochement des poteaux et des voiles.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

D'après le rapport du sol (et comme déjà mentionné dans le premier chapitre), la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.6 bars et l'ancrage minimal des fondations $D = 1,5 \text{ m}$.

• **Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E_{x,y}$
- $0.8 G \pm E_{x,y}$

a. Vérification de la semelle isolée :

- Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times b$) d'où les semelles sont carrées ($A \times B$).
- La vérification à faire :

$$\frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : L'effort normal transmis par **les poteaux et raidisseurs de RDC** obtenu par le logiciel **Robot Structural Analysis**.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

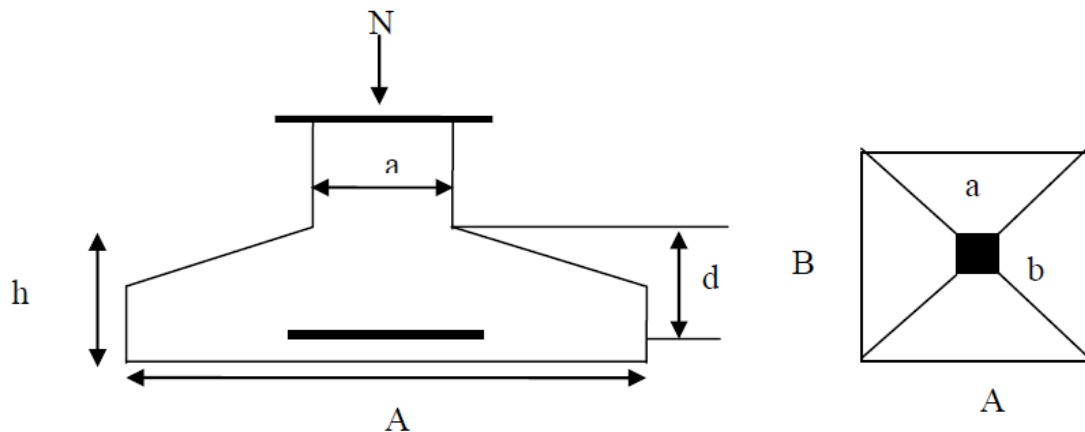


Figure VII.1 Semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Semelle a poteau homothétique $\rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Avec: a, b : dimensions du poteau à la base.

Donc on a: $B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}}$

- **ELU:**

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5 \times 1376.73}{0.5 \times 240}} = 2.40 \text{ m}$$

- **ELS:**

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5 \times 1002.94}{0.5 \times 160}} = 2.50 \text{ m}$$

- **ELA:**

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5 \times 1754.54}{0.5 \times 240}} = 2.70 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable est à l'ELA. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle $B > 2.70 \text{ m}$, la semelle isolée ne passe pas.

D'après les résultats, On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

b. Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante située sous un portique de 12 poteaux (File B):

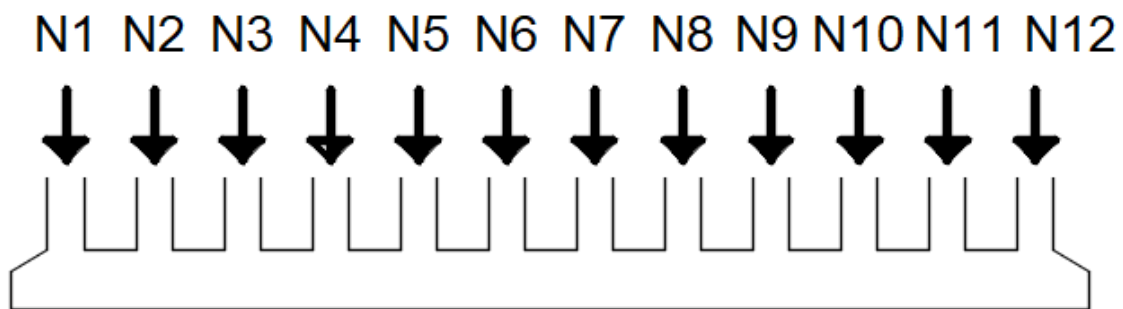


Figure VII.2 Semelle filante

• Pré dimensionnement des semelles filantes :

Le pré-dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$\sum N_i$: La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée

B : La largeur de la semelle filante.

$\sigma_{admissible}$: Contrainte admissible du sol.

– ELU:

$$\sum N_i = 8200.12 \text{ KN}$$

$$\frac{8200.12}{29.91 \times B} \leq 160$$

$$\rightarrow B \geq \frac{8200.12}{29.91 \times 240} = \mathbf{1.14 \text{ m}}$$

– **ELS:**

$$\sum N_i = 6000.9 \text{ KN}$$

$$\frac{6000.9}{29.91 \times B} \leq 160$$

$$\rightarrow B \geq \frac{6000.9}{29.91 \times 160} = \mathbf{1.25 \text{ m}}$$

– **ELA:**

$$\sum N_i = 7497.33 \text{ KN}$$

$$\frac{7497.33}{29.91 \times B} \leq 160$$

$$\rightarrow B \geq \frac{7497.33}{29.91 \times 240} = \mathbf{1.04 \text{ m}}$$

On prend $B = 1.30 \text{ m}$.

$$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{30462.20}{160} = \mathbf{191.51 \text{ m}^2}$$

$$S_{batiment} = \mathbf{397.52 \text{ m}^2} \text{ (Obtenue par logiciel Autocad)}$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{191.51}{397.52} = \mathbf{0.76} > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

c. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

- **Pré dimensionnement :**
 - **Condition de coffrage :**

Pour les nervures :

$$h_t = \frac{L_{\max}}{10}$$

avec :

h_t : est la hauteur de la nervure.

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs : $L_{\max}=478$ cm.

$h_t \geq 47.8$ cm.

On opte pour une hauteur : **$h_t=60$ cm**

Pour la dalle :

$$h_d = \frac{L_{\max}}{20}$$

avec :

h_d est la hauteur de la dalle.

$h_d \geq 23.9$ cm

On opte pour une hauteur : **$h_d= 40$ cm.**

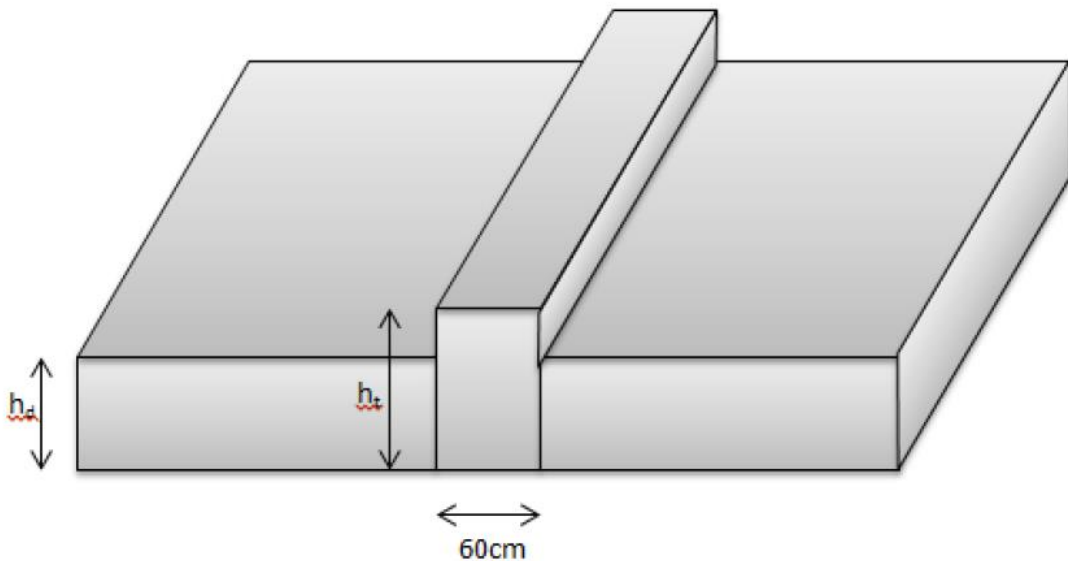


Figure VII.3 Dimensions de radier.

Surface du radier :

$N_s = 30462.20$ KN (poids total transmis par la superstructure à l'ELS).

$P_{\text{radier}} = 0.4 \times 25 \times 379.52 = 3795.20$ KN

Poids de nervures sens X-X : $P_{\text{ner xx}} = 0.6 \times 25 \times 0.50 \times 29.91 = 224.33$ KN

Poids de nervures sens Y-Y: $P_{\text{ner yy}} = 0.6 \times 25 \times 0.50 \times 17.60 = 132$ KN

$$N_{\text{total}} = 30462.20 + 3795.20 + 224.33 + 132 = \mathbf{34613.73 \text{ KN}}$$

$$S_{\text{radier}} \leq \frac{N_{\text{total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{34613.73}{160} = 216.34 \text{ m}^2$$

Donc $S_{\text{radier}} < S_{\text{batiment}} \rightarrow$ On adopte la surface du bâtiment comme la surface du radier

$$\rightarrow S_{\text{radier}} = 397.52 \text{ m}^2$$

- **Vérifications :**

- **Vérification au poinçonnement :**

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2) On doit vérifier la condition suivante :

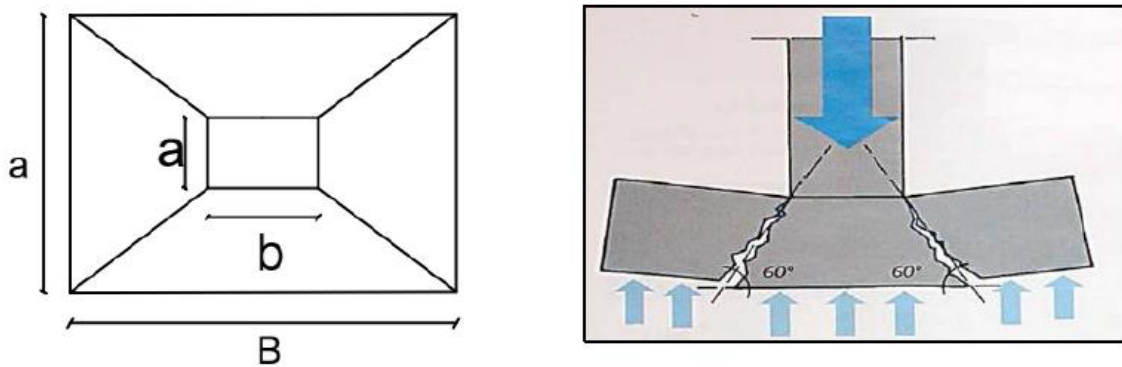


Figure VII.4 Schéma du poinçonnement.

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2, 42)**, nous devons vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec,

N_u : Effort normal ramené par le poteau le plus sollicité ;

h_t : Hauteur totale de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50×50) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.5 + 0.6 = 1.1 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.5 + 0.6 = 1.1 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_c = 2 \times (1.1 + 1.1) = 4.4 \text{ m}$$

Donc:

$$N_u = 1376.73 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4400 \times 600 \times \frac{25}{1.5} = 1980 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifié}$$

→ Donc, pas de risque de rupture par poinçonnement.

– **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec:} \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ \overline{\tau_u} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{8200.12 \times 4.78}{2 \times 397.52} = 49.30$$

Avec,

N_u : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{49300}{1000 \times 540} = 0.10 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

– **Vérification des contraintes dans le sol :**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MY}{I}$$

$$N = N_{\text{batiment}} + N_{\text{radier}} = 45648.18 \text{ KN}$$

Avec:

$\sigma_{1;2}$: Contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier (donné par logiciel Robot Structural Analysis) $M_{x,y} = N \times e_{x,y}$

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

On a:

$$\begin{cases} I_{xx}=8589.1 \text{ m}^4 \\ I_{yy}=32052.3 \text{ m}^4 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} X_{\text{sup}}=14.77 \text{ m} \\ Y_{\text{sup}}=8.87 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_x = |X_{G \text{ radier}} - X_{G \text{ batiment}}| = |15.01 - 14.77| = 0.24 \text{ m} \\ e_y = |Y_{G \text{ radier}} - Y_{G \text{ batiment}}| = |9.03 - 8.87| = 0.16 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_x = 45648.18 \times 0.24 = \mathbf{10955.56 \text{ KN.m}} \\ M_y = 45648.18 \times 0.16 = \mathbf{7303.71 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Sens x-x:

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MY}{I} = \frac{45648.18}{397.52} + \frac{10955.56 \times 9.03}{8589.1} = \mathbf{126.35 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MY}{I} = \frac{45648.18}{397.52} - \frac{10955.56 \times 9.03}{8589.1} = \mathbf{103.31 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 126.35 + 103.31}{4} = 120 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifié

Sens y-y:

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MY}{I} = \frac{45648.18}{397.52} + \frac{7303.71 \times 15.01}{32052.3} = \mathbf{118.25 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MY}{I} = \frac{45648.18}{397.52} - \frac{7303.71 \times 15.01}{32052.3} = \mathbf{111.41 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 118.25 + 111.41}{4} = 116.54 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifié

– Vérification de la stabilité au renversement :

Selon l'énoncé de l'article (10.1.5) du RPA 99/2003 ; nous devons procéder à la vérification suivante, tel 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 :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{..... RPA99 (article 10.1.5)}$$

Sens x-x:

$$N = 45648.18 \text{ KN} ; M_x = 10955.56 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad L_x = 29.91$$

$$e = \frac{10955.56}{45648.18} = 0.24 \text{ m} \leq \frac{29.91}{4} = 7.48 \text{ m} \quad \text{Condition vérifié}$$

Sens y-y:

$$N = 45648.18 \text{ KN} ; M_y = 7303.71 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad L_x = 29.91$$

$$e = \frac{7303.71}{45648.18} = 0.16 \text{ m} \leq \frac{17.61}{4} = 4.4 \text{ m} \quad \text{Condition vérifié}$$

d. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple,

On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait Le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 3.35 \text{ m} \quad l_y = 4.78 \text{ m}$$

- Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{45468.18}{397.52} = 114.40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{34257.4}{397.52} = 81.18 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort de structure + radier

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.35}{4.78} = 0.7 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle de radier travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y .

- Calcul des moments :**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'**annexe E3** des règles **BAEL91**:

Dans le sens de la petite portée: $M_x = \mu_x q_u l_x^2$

Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de ρ et ν

ν : Coefficient de poisson = $\begin{cases} 0 \text{ à } ELU \\ 0.2 \text{ à } ELS \end{cases}$

-ELU: $\nu = 0$; $\rho = 0.7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.068 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 87.30 \text{ KN.m} \\ M_y = 37.71 \text{ KN.m} \end{cases}$

– **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 65.46 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 28.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x= 43.65 \text{ KN.m}$$

-ELS: $\nu = 0.2$; $\rho = 0.7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s l_x^2 = 67.69 \text{ KN.m} \\ M_y = 39.38 \text{ KN.m} \end{cases}$

– **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 50.77 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 29.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x= 33.85 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour : $b=100 \text{ cm}$; $h=40 \text{ cm}$; $d=36 \text{ cm}$

	Sens	M_u (N.m)	μ	α	Z (mm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{ado} (cm ²)
Travée	x-x	65.46	0.036	0.045	353.47	5.32	4HA14	6.16
	y-y	29.53	0.016	0.020	357.08	2.38	4HA12	4.52
Appuis	x-x	43.65	0.024	0.030	355.67	3.52	4HA12	4.52
	y-y							

Tableau VII.1 Ferrailage de la dalle de radier.

• **Condition de non fragilité :**

On a: $12\text{cm} < e$

$h=e=40 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_{\min x} \geq \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 3.68 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 3.20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec: $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ pour les barres HA} \\ \rho = 0.7 \end{cases}$

– **Travée:**

$$\begin{cases} \text{Sens } x: A_x = 6.16 > 3.68 \\ \text{Sens } x: A_x = 3.52 > 3.20 \end{cases}$$

– **Appuis:**

$$\begin{cases} \text{Sens } x: A_x = 4.52 > 3.68 \\ \text{Sens } x: A_x = 4.52 > 3.20 \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL A.5.1, 211)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u 0.07 f_{c28}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{114.40 \times 3.35 \times 4.78}{2 \times 3.35 + 4.78} = 159.57 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{114.40 \times 3.35}{3} = 127.75 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 159.57 \text{ KN}$$

- **Espacement :**

– **Travée**

$$\begin{cases} \text{Sens } x: s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ C.V} \\ \text{Sens } x: s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ C.V} \end{cases}$$

– **Appuis**

$$\begin{cases} \text{Sens } x: s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ C.V} \\ \text{Sens } x: s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ C.V} \end{cases}$$

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification de la contrainte de compression de béton:

Il faut que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec:

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)A'_s + \eta(d-y)^2A_s$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

	Sens	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{bc}}{\overline{\sigma}_{bc}}$
Travée	x-x	50.77	6.16	7.28	68007.43	5.43	15	Vérifié
	y-y	29.93	4.52	6.34	89076.01	2.13	15	Vérifié
Appui		33.85	4.52	6.34	89076.01	2.41	15	Vérifié

Tableau VII.2 Vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification de la contrainte dans l'acier:

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63\text{MPa}$$

-En travée:

Sens x-x

$$\sigma_{st} = 198.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa C.V}$$

Sens y-y

$$\sigma_{st} = 149.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa C.V}$$

-En appuis:

$$\sigma_{st} = 169.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa C.V}$$

Vérification des espacements :

Selon x-x:

$$\begin{cases} S_t = 25 \leq \min(h_r; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition vérifié

Selon y-y:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h_r; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifié

e. Ferrailage des nervures:

- **Calcul des efforts:**

Pour le calcul des efforts, nous utilisons les valeurs des moments données par logiciel Robot

Dans le sens x-x

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

	M_u	A_s calculé	Choix	$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)
Travée	231.90	13.18	5 HA 14 +5HA12	13.37
Appuis	135.84	7.54	5 HA 14	7.72

Tableau VII.3 Ferrailage des nervures du radier sens x-x.

Dans le sens y-y

	M_u	A_s calculé	Choix	$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)
Travée	334.39	19.54	5 HA 20 +5HA12	23.43
Appuis	196.70	11.03	10 HA 112	20.31

Tableau VII.4 Ferrailage des nervures du radier sens y-y.

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{et } T_u = \frac{q_{eq} \times L}{2} = 326.96 \text{ KN} ; \text{ Donc } \tau_u = 1.21 < 2.5 \text{ Condition vérifié}$$

- **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99:**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} ; K = 1 \\ S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

- **RPA 2003:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi l\right) & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi l \leq \left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10}\right) = 1.4 \text{ cm}$$

Donc on adopte

$$\begin{cases} S_t = 20 \text{ cm} & \text{Zone courante} \\ S_t = 30 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (6T10) Pour les deux sens}$$

- **Armatures de peau :**

Comme les nervures présentent une grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² de la longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction :

Nous avons :

$$\text{On adopte : } A_p = 3 \times h (\text{cm}^2/\text{ml})$$

$$\text{On a } h = 60 \text{ cm} \rightarrow A_p = 1.8 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

VII.1. Schémas de ferrailage:

Ferrailage de la dalle:

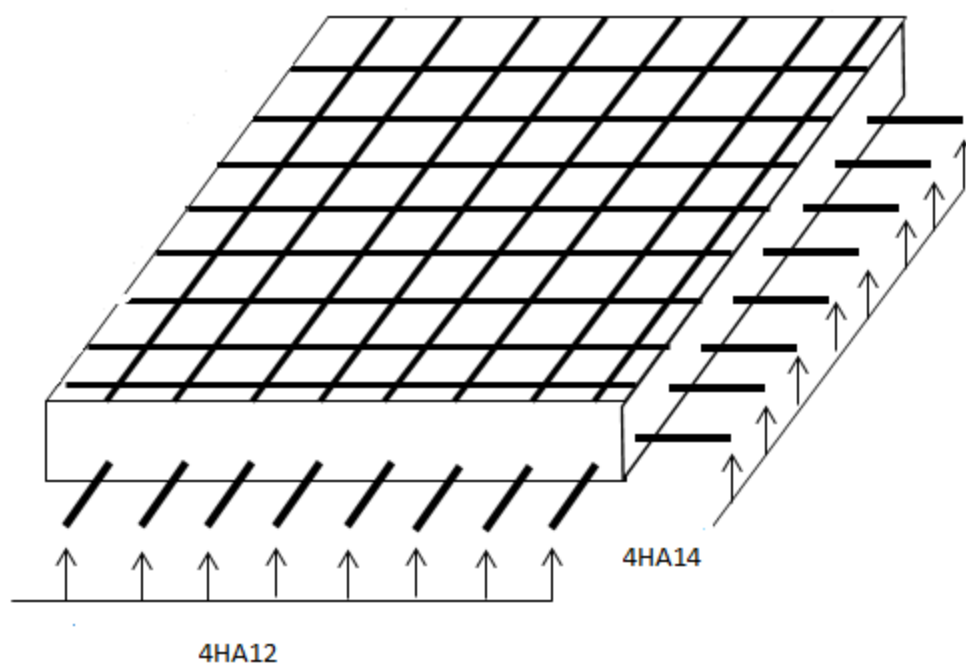


Figure VII.5 Schéma de ferrailage en travée de la dalle de radier.

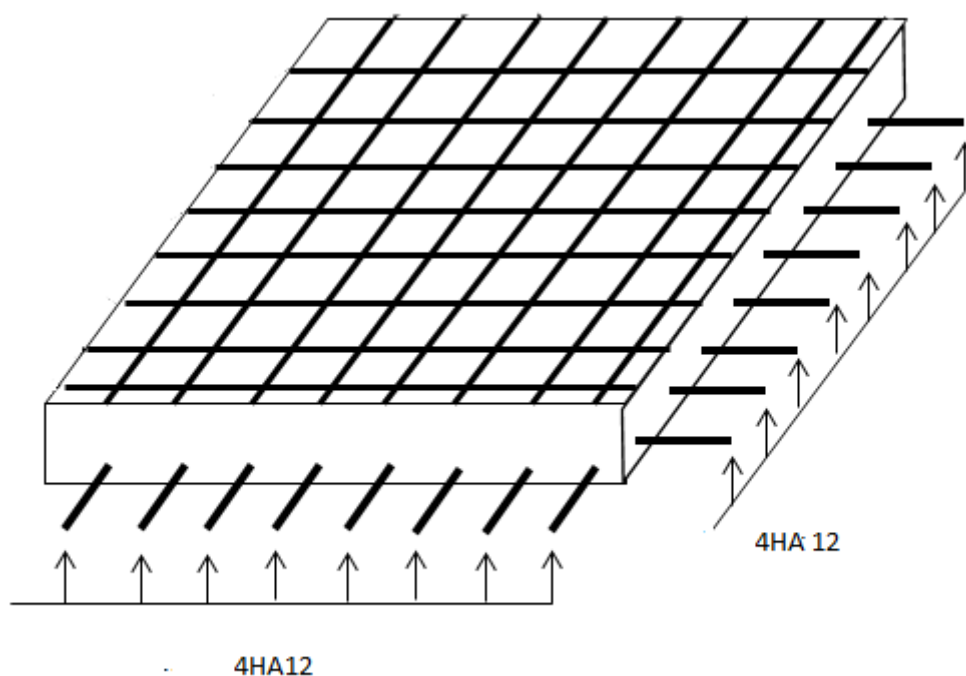


Figure VII.6 Schéma de ferrailage sur appuis de la dalle de radier.

Ferrailage des nervures:

Sens x-x

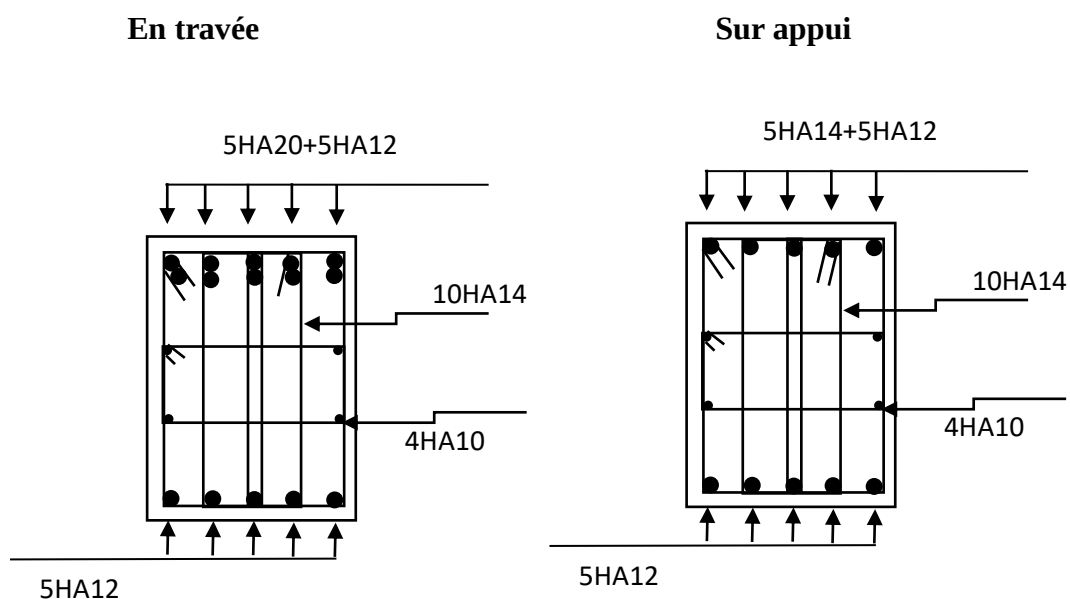


Figure VII.7 Schéma de ferrailage de nervure de radier dans le sens x-x.

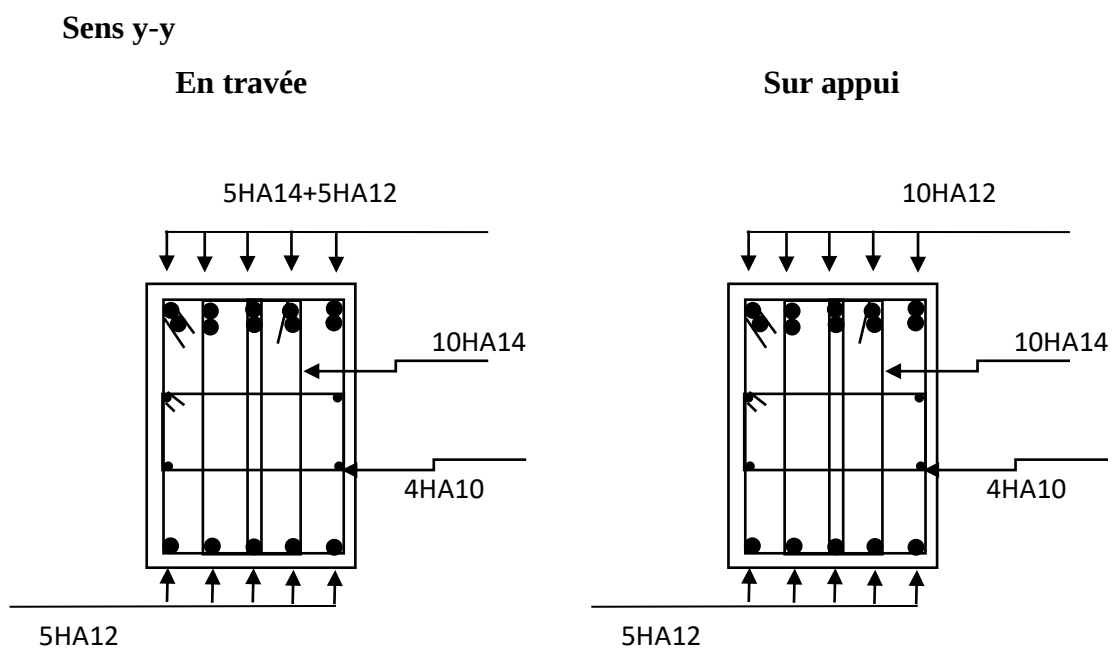


Figure VII.7 Schéma de ferrailage de nervure de radier dans le sens y-y.

VII.II. Conclusion

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien (RPA99/V2003), nous avons adopté un système de contreventement par voiles pour la reprise des charges horizontales due au séisme. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique.

Pour l'estimation des charges sismiques de notre structure on a utilisé deux méthodes; La méthode modale spectrale et la méthode statique équivalente, D'après comparaison entre les résultats obtenues par ces deux méthodes on constate que ces deux méthodes ne donnent pas toujours des résultats identiques.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Robot strutral analysis » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL91 en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie :

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

REGLEMENT :

- 📖 **RPA99/version2003** : Règles Parasismiques Algériennes.
- 📖 **CBA 93** : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- 📖 **BAEL91** : Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites.
- 📖 **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

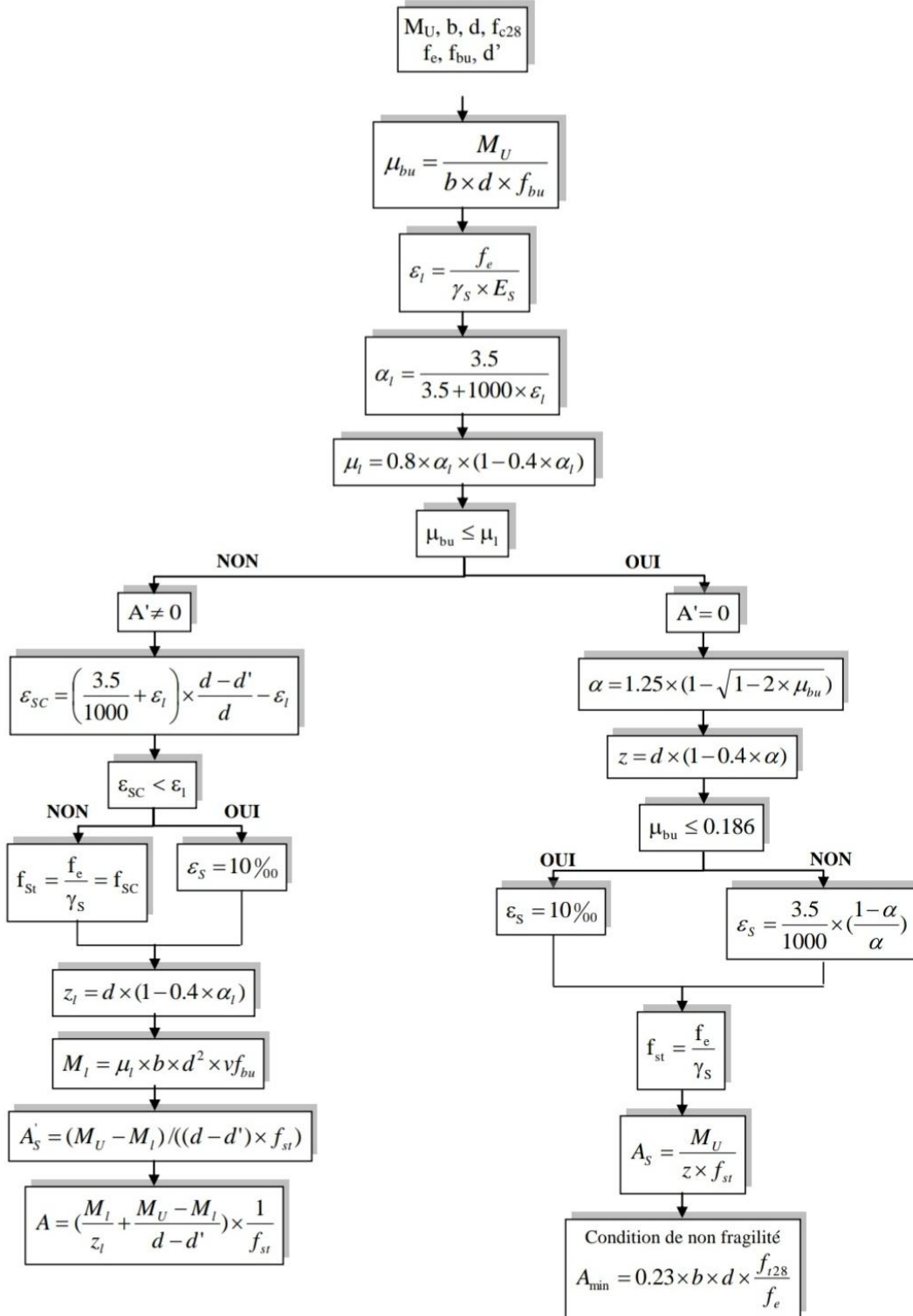
COURS :

- 📖 **M. DROUNA**. Cours de béton Master 1 année génie civil option structure.
Université de Mila s.n 2019/2020
- 📖 **M. GUETTICHE** Cours de béton armé 3ème année génie civil Université de Mila
s.n 2017/2018.
- 📖 **M. GUETTICHE** . Cours Master génie civil. Dynamique des structure 2 centre
universitaire Abdelhafid boussouf,Mila. 2020.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

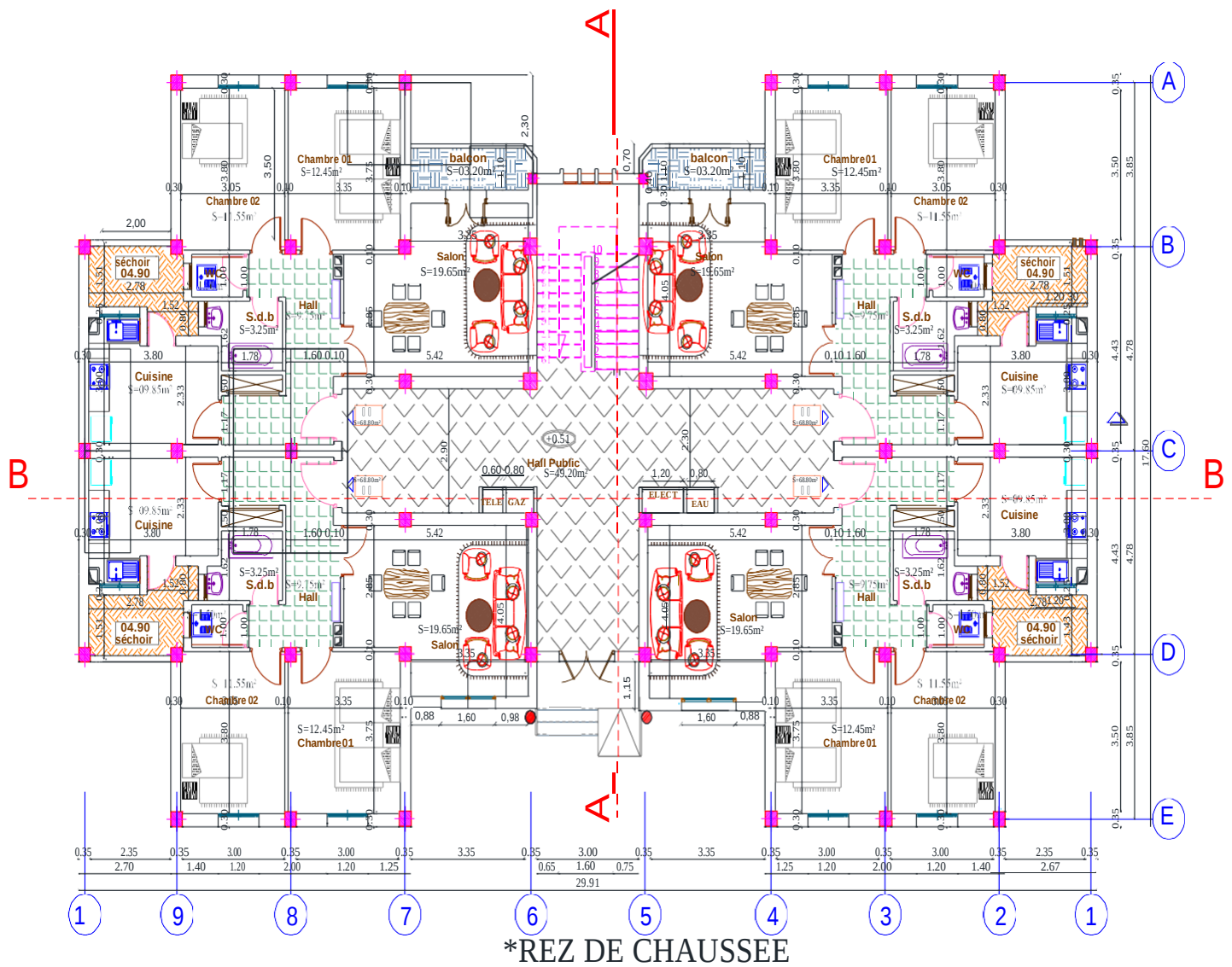
Annexe 3

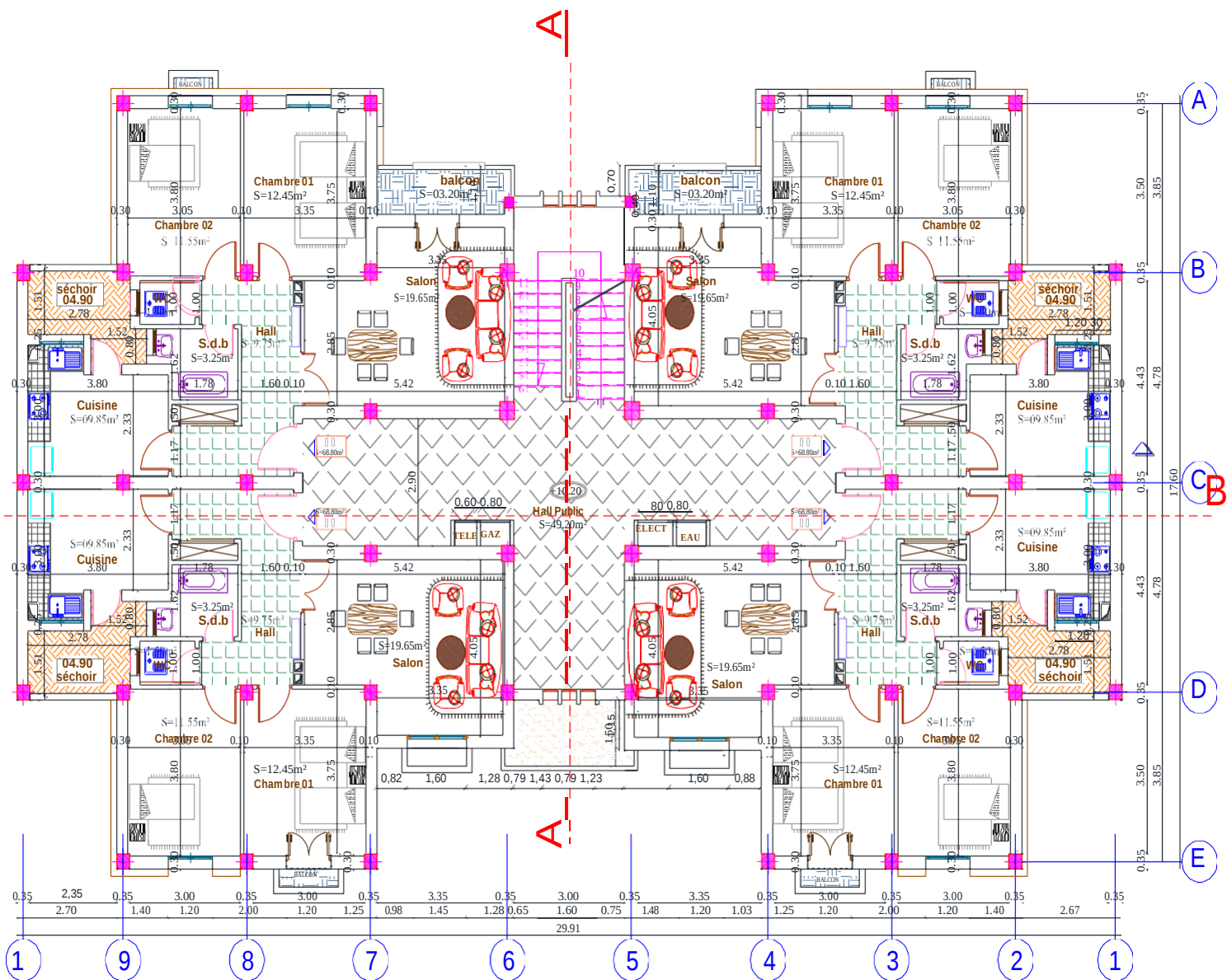
Sections réelle d'armature

Section en cm² de N armature de diamètre Φ en mm

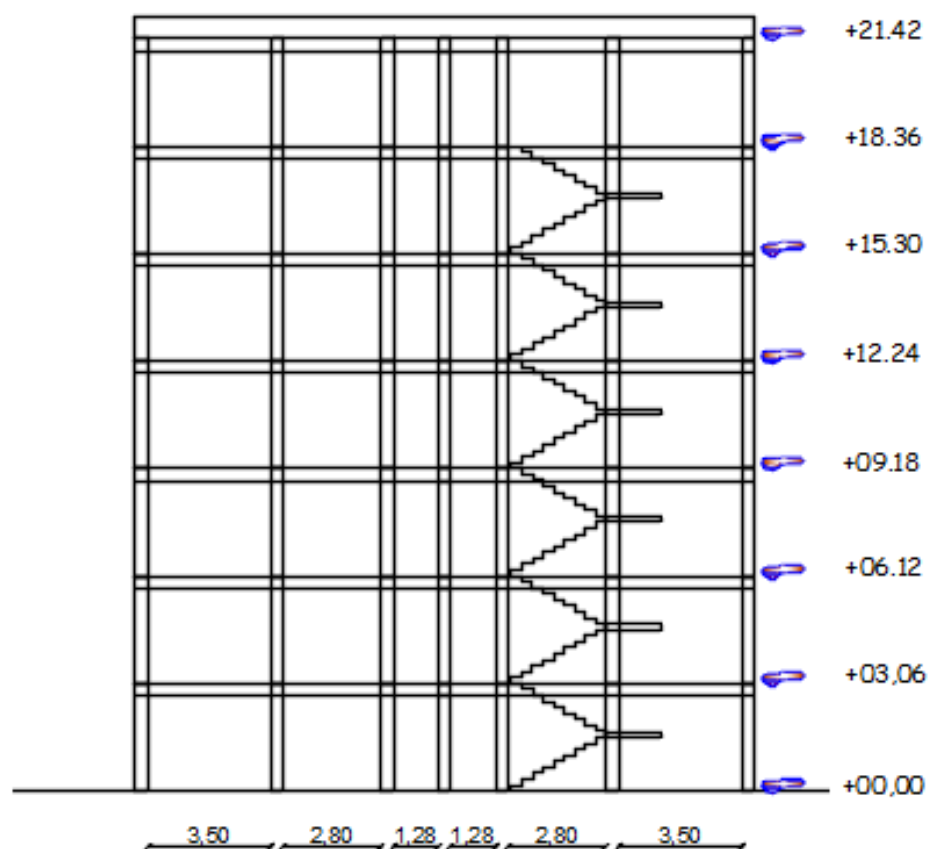
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4 : Les plans

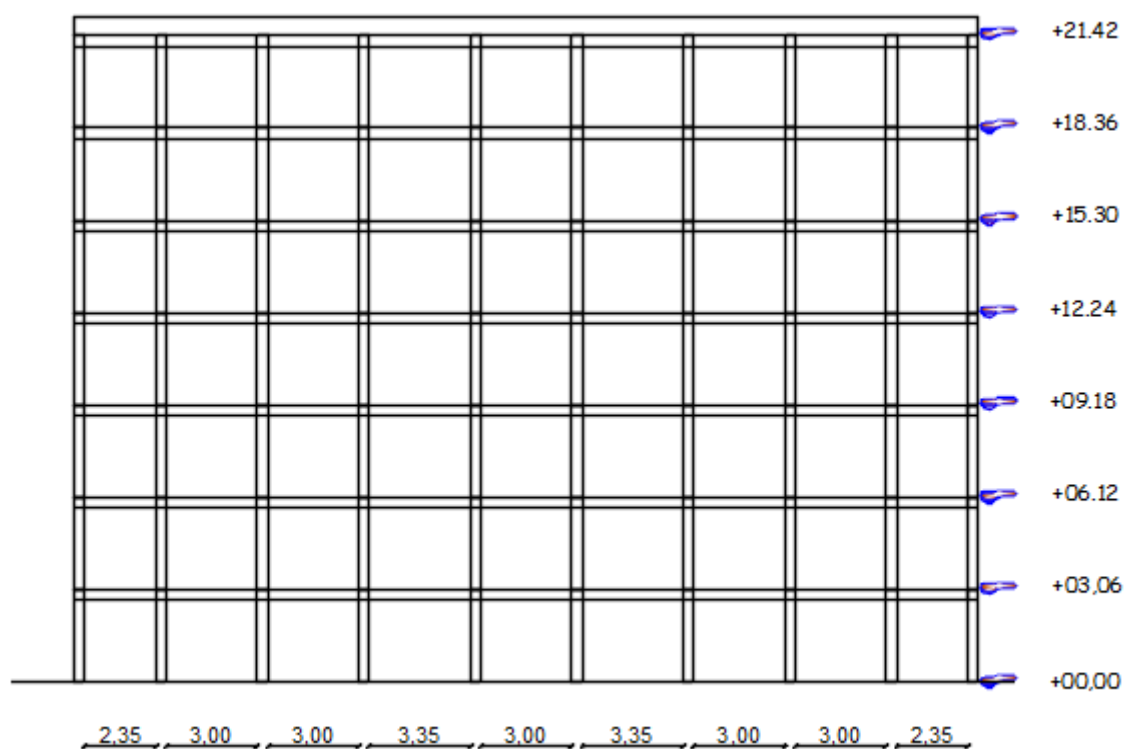




PLAN Etage Courant



COUPE A-A



COUPE B-B